

دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده عمران و معماری

پایان نامه کارشناسی ارشد عمران - سازه

طراحی بهینه قابهای بتن مسلح با (L/H)های متفاوت با توجه به روند تشکیل مفاصل پلاستیک

استاد راهنمای اول :

دکتر علی کیهانی

استاد راهنمای دوم :

دکتر اصغر وطنی اسکویی

دانشجو :

جواد برزین تند

تابستان ۸۵

چکیده

عملکرد غیر خطی سازه تحت زلزله های شدید، با ایجاد مفاصل پلاستیک، تاثیر بسزایی در شکل پذیری سیستم و پایداری سازه دارد. عواملی همچون نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک و روند توزیع آنها در عناصر سازه، در مکانیزم گسیختگی سازه نقش مهمی را داراست.

در طراحی لرزه ای سازه، بر اساس معیار مقاومت، نقش مفاصل پلاستیک بر مکانیزم سازه به طور دقیق نمی تواند تاثیر گذار باشد. لذا در زلزله های گذشته اکثر سازه هایی که بر اساس معیار مقاومت طراحی شده اند، تجمع مفاصل پلاستیک در بخشهایی از سازه (معمولاً طبقات تحتانی) باعث شده است که آسیب در سازه توزیع یکنواخت و معقولی را نداشته باشد. در سالهای اخیر با استفاده از نرم افزارها، امکان تحلیل غیرخطی سازه ها بیش از پیش فراهم شده است. لذا با استفاده از نرم افزارهایی که قابلیت بررسی عملکرد غیرخطی سازه را دارند، می توان با توزیع منطقی و یکنواختی از مفاصل پلاستیک، طراحی مناسبی جهت مکانیزم پایداری ساختمان در نظر گرفت.

در این پایان نامه، نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک در قابهای خمشی بتن مسلح با شکل پذیری متوسط بررسی شده است. برای رسیدن به این هدف ۸۰ قاب خمشی بتن مسلح با شکل پذیری متوسط و با تعداد طبقات، طول و تعداد دهانه های متغیر و ارتفاع ثابت تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی قرار گرفتند و بر حسب سطح عملکرد مورد نظر در قابها (سطح عملکرد ایمنی جانبی) مفاصل رخ داده در آنها مشخص شد و با روش سعی و خطا و تغییر ابعاد اعضاء قابهای اولیه، که براساس آیین نامه ACI طراحی شده بودند، تلاش گردید که روند تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب حاصل شده، برای جابجایی جانبی برابر با تغییر مکان هدف قابهای اولیه، یک روند منطقی و مشخصی داشته باشد و تا حد ممکن مفاصل پلاستیک فقط در تمام تیرهای قابها ایجاد شود.

مقایسه بین تغییر مکانهای نسبی طبقات قابهای اولیه و نهایی نشان می دهد که، تغییر مکانهای نسبی طبقات در قابهای نهایی در مقایسه با قابهای اولیه تا حدودی به یکدیگر نزدیک می باشند. این امر بر توزیع مناسب جذب انرژی بین طبقات تأثیر مثبت خواهد گذاشت. از طرفی مقایسه بین سختی جانبی موثر قابهای اولیه و نهایی نشان می دهد که به جزء در موارد خاص، آن هم در بعضی از قابهای ۳ طبقه با طول دهانه های بلند، مقدار سختی جانبی موثر قابهای نهایی از قابهای اولیه کمتر خواهد بود، بنابراین می توان گفت که قابهای نهایی در مقایسه با قابهای اولیه، نرمتر می باشند.

کلمات کلیدی: قابهای خمشی بتن مسلح، تحلیل استاتیکی غیرخطی، مفاصل پلاستیک، طراحی لرزه ای

تقدیم به:

پدر بزرگوار

و

مادر عزیزم

که همواره یار و پشتیبان من بوده اند

تشکر و قدردانی

بدین وسیله از جناب دکتر علی کیهانی و جناب دکتر اصغر وطنی اسکویی که در راهنمایی اینجانب نقش ارزنده ای داشته اند، تشکر و قدردانی می نمایم.

همچنین از آقایان مهندس ملک ، مهندس بدرلو ، مهندس تقی پور، مهندس جوهرزاده و مهندس نوروزی به خاطر راهنماییها و پیشنهادهایشان قدردانی می نمایم.

فهرست مطالب

صفحه	عنوان
۱	مقدمه
۳	فصل اول: اصول و مبانی طراحی لرزه ای بر اساس عملکرد
۴	۱-۱- مقدمه
۸	۲-۱- دستورالعمل های طراحی براساس عملکرد
۱۰	۳-۱- مراحل مهندسی زلزله براساس عملکرد
۱۱	۴-۱- اهداف طراحی براساس عملکرد
۱۲	۱-۴-۱- سطوح عملکردی
۱۲	۱-۱-۴-۱- سطوح عملکرد تعریف شده توسط FEMA
۱۲	۲-۱-۴-۱- سطوح عملکرد تعریف شده توسط SEAOC
۱۵	۲-۴-۱- سطوح خطرپذیری لرزه ای
۱۶	۳-۴-۱- بررسی اهداف عملکردی
۱۸	۵-۱- مدلسازی
۱۸	۶-۱- پیچش
۱۹	۷-۱- روش های تحلیل سازه
۲۰	۱-۷-۱- روش استاتیکی خطی (LSP)
۲۰	۲-۷-۱- روش دینامیکی خطی (LDP)
۲۱	۳-۷-۱- روش استاتیکی غیر خطی (NSP)
۲۲	۴-۷-۱- روش دینامیکی غیر خطی (NDP)
۲۳	۸-۱- انتخاب روش تحلیل مناسب
۲۴	فصل دوم: کلیات و مفاهیم اساسی تحلیل استاتیکی غیر خطی و روش ضرایب جابجایی
۲۵	۱-۲- مقدمه
۲۶	۲-۲- آنالیز استاتیکی غیر خطی
۲۷	۳-۲- پیشینه تحلیل بار افزون
۳۲	۴-۲- دو مورد جهت انجام تحلیل بارافزون
۳۲	۱-۴-۲- تغییر مکان هدف
۳۲	۱-۱-۴-۲- روش طیف ظرفیت
۳۴	۲-۱-۴-۲- روش وتری یا روش خطی معادل
۳۴	۳-۱-۴-۲- روش ضرایب جابجایی
۳۵	۲-۴-۲- شکل توزیع بار جانبی
۳۷	۱-۲-۴-۲- الگوی بار یکنواخت
۳۷	۲-۲-۴-۲- الگوی بار مثلثی معکوس
۳۷	۳-۲-۴-۲- الگوی بار سازگار با شکل مودی
۳۸	۴-۲-۴-۲- الگوی بار اصلاح شونده

۳۹	۵-۲- منحنی ظرفیت
۴۰	۶-۲- مزایای کاربرد تحلیل بارافزون در طراحی بر اساس عملکرد سازه
۴۲	۷-۲- محدودیتهای کاربرد تحلیل بارافزون
۴۳	۸-۲- تعیین نقطه عملکرد به روش ضرایب جابجایی
۴۳	۱-۸-۲- مدل رفتار دو خطی نیرو- تغییر مکان سازه
۴۴	۲-۸-۲- محاسبه زمان تناوب اصلی موثر
۴۵	۳-۸-۲- تعیین تغییر مکان هدف
۴۹	فصل سوم: کلیاتی پیرامون SAP2000
۵۰	۱-۳- مقدمه
۵۰	۲-۳- مفصل پلاستیک
۵۳	۳-۳- قابلیت های نرم افزار SAP2000
۵۵	۴-۳- بررسی مدل سازی غیر خطی در نرم افزار SAP2000
۵۶	۱-۴-۳- حالت غیر خطی مصالح
۵۷	۲-۴-۳- حالت غیر خطی هندسی
۵۸	۵-۳- خصوصیات مفاصل پلاستیک در نرم افزار SAP2000
۵۸	۱-۵-۳- مفصل پلاستیک محوری (P)
۶۰	۲-۵-۳- مفصل پلاستیک خمشی (M) یا خمشی محوری (PMM)
۶۱	۳-۵-۳- مفصل پلاستیک برشی (V)
۶۲	۶-۳- تعیین طول مفصل پلاستیک
۶۴	فصل چهارم: مطالعات کامپیوتری
۶۵	۱-۴- مقدمه
۶۵	۲-۴- فرضیات طراحی
۶۸	۳-۴- تحلیل و طراحی قابها
۶۹	۴-۴- مدل سازی برای آنا لیز غیر خطی
۷۱	فصل پنجم: ارائه نتایج مطالعات کامپیوتری
۷۲	۱-۵- بررسی روند تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضاء مدلیها
۸۲	۲-۵- بررسی نتایج حاصل از تحلیل قابهای ۳ طبقه
۹۳	۳-۵- بررسی نتایج حاصل از تحلیل قابهای ۴ طبقه
۱۰۴	۴-۵- بررسی نتایج حاصل از تحلیل قابهای ۵ طبقه
۱۱۴	۵-۵- بررسی نتایج حاصل از تحلیل قابهای ۶ طبقه
۱۲۱	فصل ششم: نتیجه گیری و پیشنهادات
۱۲۲	۱-۶- نتیجه گیری
۱۲۴	۲-۶- پیشنهادات
۱۲۵	مراجع
۱۲۷	پیوست (الف)

فهرست اشکال

شکل	صفحه
شکل ۱-۲	نمایش تبدیل سیستم چند درجه آزادی به سیستم یک درجه آزادی معادل
شکل ۲-۲	نمایش نیرو- تغییر مکان برای سیستم یک درجه آزادی معادل
شکل ۳-۲	روش طیف ظرفیت- نمودارهای ظرفیت و تقاضا
شکل ۴-۲	مراحل تعیین نقطه عملکرد به روش طیف ظرفیت
شکل ۵-۲	تغییرات سختی و تری در روش خطی معادل
شکل ۶-۲	فرم دو خطی منحنی ظرفیت در روش ضرایب جابجایی
شکل ۷-۲	منحنی ظرفیت سازه
شکل ۸-۲	منحنی ساده شده نیرو- تغییر مکان
شکل ۱-۳	(الف) تیر ساده؛ (ب) نمودار لنگر خمشی
شکل ۲-۳	حالت تنش و کرنش قبل از تسلیم
شکل ۳-۳	حالت تنش و کرنش به صورت پلاستیک ناقص
شکل ۴-۳	عملکرد مفصل پلاستیک
شکل ۵-۳	تیر ساده
شکل ۶-۳	نحوه تعریف خصوصیات مفاصل پلاستیک در نرم افزار SAP2000
شکل ۷-۳	رابطه نیرو- جابجایی در مفصل پلاستیک محوری
شکل ۸-۳	رابطه لنگر- دوران در مفاصل پلاستیک خمشی
شکل ۹-۳	رابطه نیرو- جابجایی در مفاصل پلاستیک برشی
شکل ۱-۴	قابهای انتخاب شده برای مطالعه
شکل ۱-۵	منحنی ظرفیت قابهای ۳ طبقه، ۱ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی و یکنواخت
شکل ۲-۵	منحنی ظرفیت قابهای ۳ طبقه، ۲ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی و یکنواخت
شکل ۳-۵	منحنی ظرفیت قابهای ۳ طبقه، ۳ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی و یکنواخت
شکل ۴-۵	منحنی ظرفیت قابهای ۳ طبقه، ۴ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی و یکنواخت
شکل ۵-۵	منحنی ظرفیت قابهای ۳ طبقه، ۵ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی و یکنواخت
شکل ۶-۵	ماکزیمم تغییر مکان نسبی طبقات تمام قابهای ۳ طبقه بر اثر توزیع بار مثلثی
شکل ۷-۵	ماکزیمم تغییر مکان نسبی طبقات تمام قابهای ۳ طبقه بر اثر توزیع بار یکنواخت
شکل ۸-۵	منحنی ظرفیت قابهای ۴ طبقه، ۱ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی و یکنواخت
شکل ۹-۵	منحنی ظرفیت قابهای ۴ طبقه، ۲ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی و یکنواخت
شکل ۱۰-۵	منحنی ظرفیت قابهای ۴ طبقه، ۳ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی و یکنواخت

- شکل ۵-۱۱- منحنی ظرفیت قابهای ۴ طبقه، ۴ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی و یکنواخت ۸۸
- شکل ۵-۱۲- منحنی ظرفیت قابهای ۴ طبقه، ۵ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی و یکنواخت ۸۹
- شکل ۵-۱۳- ماکزیمم تغییر مکان نسبی طبقات تمام قابهای ۴ طبقه بر اثر توزیع بار مثلثی ۹۰
- شکل ۵-۱۴- ماکزیمم تغییر مکان نسبی طبقات تمام قابهای ۴ طبقه بر اثر توزیع بار یکنواخت ۹۱
- شکل ۵-۱۵- منحنی ظرفیت قابهای ۵ طبقه، ۱ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی و یکنواخت ۹۶
- شکل ۵-۱۶- منحنی ظرفیت قابهای ۵ طبقه، ۲ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی و یکنواخت ۹۷
- شکل ۵-۱۷- منحنی ظرفیت قابهای ۵ طبقه، ۳ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی و یکنواخت ۹۸
- شکل ۵-۱۸- منحنی ظرفیت قابهای ۵ طبقه، ۴ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی و یکنواخت ۹۹
- شکل ۵-۱۹- منحنی ظرفیت قابهای ۵ طبقه، ۵ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی و یکنواخت ۱۰۰
- شکل ۵-۲۰- ماکزیمم تغییر مکان نسبی طبقات تمام قابهای ۵ طبقه بر اثر توزیع بار مثلثی ۱۰۱
- شکل ۵-۲۱- ماکزیمم تغییر مکان نسبی طبقات تمام قابهای ۵ طبقه بر اثر توزیع بار یکنواخت ۱۰۲
- شکل ۵-۲۲- منحنی ظرفیت قابهای ۶ طبقه، ۱ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی و یکنواخت ۱۰۶
- شکل ۵-۲۳- منحنی ظرفیت قابهای ۶ طبقه، ۲ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی و یکنواخت ۱۰۷
- شکل ۵-۲۴- منحنی ظرفیت قابهای ۶ طبقه، ۳ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی و یکنواخت ۱۰۸
- شکل ۵-۲۵- منحنی ظرفیت قابهای ۶ طبقه، ۴ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی و یکنواخت ۱۰۹
- شکل ۵-۲۶- منحنی ظرفیت قابهای ۶ طبقه، ۵ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی و یکنواخت ۱۱۰
- شکل ۵-۲۷- ماکزیمم تغییر مکان نسبی طبقات تمام قابهای ۶ طبقه بر اثر توزیع بار مثلثی ۱۱۱
- شکل ۵-۲۸- ماکزیمم تغییر مکان نسبی طبقات تمام قابهای ۶ طبقه بر اثر توزیع بار یکنواخت ۱۱۲
- شکل ۵-۲۹- مقایسه سختی جانبی قابهای یک دهانه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی معکوس ۱۱۶
- شکل ۵-۳۰- مقایسه سختی جانبی قابهای یک دهانه بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت ۱۱۶
- شکل ۵-۳۱- مقایسه سختی جانبی قابهای دو دهانه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی معکوس ۱۱۷
- شکل ۵-۳۲- مقایسه سختی جانبی قابهای دو دهانه بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت ۱۱۷
- شکل ۵-۳۳- مقایسه سختی جانبی قابهای سه دهانه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی معکوس ۱۱۸
- شکل ۵-۳۴- مقایسه سختی جانبی قابهای سه دهانه بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت ۱۱۸
- شکل ۵-۳۵- مقایسه سختی جانبی قابهای چهار دهانه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی معکوس ۱۱۹
- شکل ۵-۳۶- مقایسه سختی جانبی قابهای چهار دهانه بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت ۱۱۹
- شکل ۵-۳۷- مقایسه سختی جانبی قابهای پنج دهانه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی معکوس ۱۲۰
- شکل ۵-۳۸- مقایسه سختی جانبی قابهای پنج دهانه بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت ۱۲۰

۱۳	جدول ۱-۱- سطوح عملکرد مختلف و شاخص خرابی
۱۴	جدول ۲-۱- سطوح عملکرد مختلف و شاخص خرابی (SEAOC)
۱۵	جدول ۳-۱- سطوح مختلف زلزله طرح ارائه شده توسط FEMA-273
۱۶	جدول ۴-۱- سطوح مختلف زلزله طرح ارائه شده توسط SEAOC
۱۷	جدول ۵-۱- اهداف عملکردی توصیه شده توسط FEMA
۱۷	جدول ۶-۱- اهداف عملکردی توصیه شده توسط SEAOC
۴۶	جدول ۱-۲- مقادیر ضریب C_0
۴۷	جدول ۲-۲- مقادیر ضریب C_m
۴۷	جدول ۳-۲- مقادیر ضریب C_2
۸۱	جدول ۱-۵- مقایسه سختی جانبی تمام قابهای ۳ طبقه قبل از تغییر ابعاد و بعد از تغییر ابعاد اعضاء
۹۲	جدول ۲-۵- مقایسه سختی جانبی تمام قابهای ۴ طبقه قبل از تغییر ابعاد و بعد از تغییر ابعاد اعضاء
۱۰۳	جدول ۳-۵- مقایسه سختی جانبی تمام قابهای ۵ طبقه قبل از تغییر ابعاد و بعد از تغییر ابعاد اعضاء
۱۱۳	جدول ۴-۵- مقایسه سختی جانبی تمام قابهای ۶ طبقه قبل از تغییر ابعاد و بعد از تغییر ابعاد اعضاء

کشور ایران به عنوان یکی از کشور های زلزله خیز جهان در طی سالیان گذشته همواره در معرض زلزله های ویران کننده قرار داشته است. شرایط طبیعی زمین ساختاری ایران از نقطه نظر استعداد وقوع زلزله های مخرب ایجاب می کند که مسأله مصون سازی جامعه را از هر لحاظ در مقابل آثار زلزله به طور جدی در دستور کار قرار گیرد و به ویژه از نظر ایجاد بناهای مقاوم در برابر زلزله به طور جدی مراعات گردیده و مقررات مربوطه به مرحله اجرا در آید.

در میان سیستمهای سازه ای مورد استفاده در سازه ها، سیستم قاب خمشی در کشور ما در طیف وسیعی بکار می رود لذا شناخت دقیق و کامل عملکرد این سیستم در مقابل زلزله ها یک امر واجب و ضروری می باشد. از آنجا که نوع مکانیزم شکست سازه روی شکل پذیری و مقاومت و توزیع خسارت اثر مستقیم دارد بنابراین سعی می شود سازه طوری طراحی گردد که مکانیزم شکست بطوری باشد که این خصوصیات سازه را بهتر کند. اگر شکست سازه بصورت سراسری باشد چون شکل پذیری سازه نیز بهتر می شود در نتیجه شکست بصورت نرم اتفاق می افتد و شکست ترد رخ نمی دهد، بنابراین در هنگام زلزله افرادی که در ساختمان ساکن هستند فرصت پیدا می کنند که ساختمان را تخلیه نمایند.

با توجه به اینکه طراحی آیین نامه ای بر حسب مقاومت می باشد و بدون در نظر گرفتن ظرفیت سازه این کار انجام می شود در این حالت در اکثر سازه ها هنگام رخداد زمین لرزه ای شدید آسیب های جدی وارد شده و سازه را از استفاده مجدد خارج می کند. از سوی دیگر معیارهای آیین نامه ای در مورد سازه های بتنی که انتظار بر آورده شدن سطوح عملکرد استفاده بی وقفه (IO)، ایمنی جانبی (LS) و آستانه فرو ریزش (CP) می رود، پاسخگو نمی باشند و چون طراحی بر حسب مقاومت بعضاً، باعث آسیب دیدن طبقات تحتانی سازه می شود، بنابراین می توان گفت، طراحی مناسب طراحی می باشد که آسیب و رخداد مفاصل پلاستیک در ارتفاع ساختمان توزیع یکنواخت و

مشخصی داشته باشد. لازم به ذکر است که در آیین نامه ۲۸۰۰ ایران برای رسیدن به این هدف یک نسبت مقاومت ستون به تیر داده شده است که برای بهبود مکانیزم شکست می باشد.

البته توجه به این نکته ضروری است که هر چند حصول اطمینان از نوع شکست سراسری هنوز کاملاً میسر نیست، در نظر گرفتن معیارهای طراحی و امکان طراحی سازه طوریکه حتی بدون دست یابی به مکانیزم شکست سراسری بتواند زلزله شدید را تحمل کند خیلی مهم به نظر می رسد، زیرا قوانین طراحی ساده ای که باعث شکست سازه از نوع سراسری شوند هنوز در دسترس نمی باشد.

در این تحقیق در فصل اول با اشاره کلی به مورد قابل بحث در طراحی براساس مقاومت و لزوم استفاده از روش طراحی جدید، به معرفی روش طراحی بر اساس عملکرد پرداخته می شود. در فصل دوم به معرفی کلیات و مفاهیم تحلیل استاتیکی غیر خطی و همچنین روش ضرایب جابجایی که برای بدست آوردن تغییر مکان هدف قابهای مورد مطالعه استفاده شده است، می پردازیم. در فصل سوم قابلیت‌های نرم افزار SAP2000 برای تحلیل استاتیکی غیر خطی سازه ها بیان می شود. در فصل چهارم اشاره به فرضیات اولیه طراحی و طرحی اولیه قابها و همچنین مدل سازی برای آنالیز غیر خطی قابها خواهد شد. در فصل پنجم نتایج انجام کارهای کامپیوتری آورده شده و به مقایسه نمودار ظرفیت، تغییر مکان نسبی طبقات و همچنین سختی قابها بر هر دو نوع توزیع بار جانبی بر روی مدل‌های اولیه و نهایی پرداخته خواهد شد. در فصل ششم نتیجه هایی که از این تحقیق بدست آمده بصورت خلاصه آورده می شود و همچنین توصیه هایی در مورد طراحی پیشنهاد می شود.

برای ارائه واضح تر و کاملتر مطالعات انجام شده پیوست (الف) که مربوط به نمایش مفاصل پلاستیک ایجاد شده در گام آخر در قابهای اولیه و نهایی بر اثر هر دو نوع توزیع بار جانبی می باشد، به همراه ابعاد مقاطع قابهای طراحی شده بر اساس آیین نامه ACI و همچنین نسبت تنش ایجاد شده در اعضاء قائم قابها آورده شده است.

فصل اول

اصول و مبانی طراحی لرزه ای
بر اساس عملکرد

طراحی برای مقاومت در برابر زمین لرزه کاری است دشوار. نه به دلیل اینکه روش های پیشنهادی موجود سخت می باشند، بلکه به این دلیل که طبیعت بارگذاری زمین لرزه با دیگر بارها همچون باد تفاوت داشته و از این رو آن را مشکل می نماید. طراحی مقاوم از دو جهت آسان نمی باشد: اول آنکه بارگذاری بصورت دینامیکی است و در چند سیکل انجام می گیرد، لذا باید شناخت خوبی از رفتار ساختمان در این نوع بارگذاری داشت. دوم آنکه، ضوابط موجود، اجازه شکست سازه را در زمین لرزه های قوی می دهد (البته بدون فروریختگی)، در حالی که در شرایط بارهای دیگر همچون باد، این چنین نمی باشد و حتی کوچکترین خسارت نیز قابل قبول نیست. [۱۲]

آیین نامه های طراحی کنونی سازه ها در برابر زلزله عمدتاً با هدف کاهش تلفات جانی ناشی از زلزله تدوین شده اند و تجارب بدست آمده از زلزله های اخیر نیز نشان دهنده کارآمدی آنها در زمینه کاهش تلفات ناشی از زلزله بوده است. از طرف دیگر زلزله های بزرگ سالهای اخیر نشانگر اینست که میزان خسارت های سازه ای و غیرسازه ای وارده به سازه ها در برخی موارد بسیار شدید بوده و خسارات مالی سنگین به دنبال داشته است. بنظر می رسد اشکالی که در روش های طراحی مرسوم و آیین نامه های کنونی وجود دارد اینست که عملکرد سازه و اجزای آن بطور صریح قابل ارزیابی نمی باشد، بدین منظور در سالهای اخیر روش طراحی بر اساس عملکرد مورد توجه بسیار قرار گرفته است. هدف از طراحی براساس عملکرد اینست که بتوان سازه ای ساخت که عملکرد آن در مقابل زلزله های مختلف قابل پیش بینی باشد و کارفرمای پروژه و طراح بتوانند عملکرد مورد نظر را بسته به هدف سازه انتخاب کنند. البته شاید این ایده بسیار قدیمی باشد، اما مشکلاتی از قبیل عدم شناخت دقیق از رفتار زلزله و نیز پیچیدگی های رفتاری سازه در محدوده رفتار غیرخطی، تحقق علمی این روش طراحی را تا سالیان اخیر به تعویق انداخته است. مساله مهم دیگر این است که چگونه اهداف

عملکردی کیفی سازه بصورت کمی و فرمول شده در آیین نامه ها وارد شود. در چندسال اخیر برای استاندارد و فرموله کردن روش طراحی براساس عملکرد تلاش های فراوانی صورت گرفته است. [۱۴]

محققین براساس مطالعاتی که بر روی اثرات زمین لرزه های اخیر همچون زمین لرزه Northridge آمریکا در سال ۱۹۹۴ و زمین لرزه kobe در ژاپن در سال ۱۹۹۵ و ... انجام دادند مشاهده کردند سازه‌هایی که با آیین نامه های متداول طراحی شده اند از لحاظ تامین امنیت و سلامت جانی ساکنین عملکرد خوبی از خود نشان داده اند ولی میزان خسارت و آسیب وارده بر سازه ها، مخصوصا برای سازه‌هایی که از لحاظ اقتصادی و یا از لحاظ نوع کارائی آنها، حائز اهمیت بوده اند به طور غیرمترقبه بالا بوده است.

این عملکرد سازه ها در مقابل زمین لرزه، برای بعضی از سازه ها توجیه اقتصادی دارد ولی برای بعضی از سازه ها که از لحاظ اقتصادی و یا نوع کارائی آنها مانند بیمارستان ها، ایستگاه آتش نشانی، اورژانس، موزه ها و ... دارای اهمیت بالایی هستند توجیه اقتصادی نداشته و ضرر و زیان و هزینه های بالائی را به اقتصاد کشور اعمال می کند.

علت چنین رفتاری از سازه ها در مقابل زلزله را می توان در نحوه و روش آیین نامه های متداول جستجو کرد. در طراحی با آیین نامه های متداول انتظار می رود که در ساختمان هایی که قادر به مقاومت در برابر زمین لرزه های جزئی هستند خسارت چندان مهمی رخ ندهد و در زمین لرزه های متوسط با خسارت قابل جبران و در زمین لرزه های اصلی بدون فروریزش سیستم سازه ای باشد.

در واقع در این آیین نامه ها انتظار می رود حداقل معیارهای لازم جهت حفظ امنیت ساکنین ساختمان در هنگام وقوع زلزله با اعمال این ابزارها تامین شود.

این آیین نامه ها فاقد مکانیزم لازم جهت کنترل ساختمان ها در سطوح عملکرد متفاوت می باشند. به عبارت دیگر این آیین نامه ها بر پایه یک روش تجویزی شامل یکسری ضوابط پایه ای هستند که انتظار می رود سطح عملکرد از پیش تعیین شده ای را برای یک ساختمان در یک سطح

خطر مشخص تامین نمایند. به عنوان مثال هرگاه مالک ساختمانی سطح رفتاری و عملکردی بالاتری را نسبت به آنچه که در آیین نامه های معمول از پیش تعریف شده است برای ساختمانش برای سطح خطر خاصی مدنظر داشته باشد، روش های تجویزی قادر به ارائه طریق به مهندس طراح نخواهند بود. موضوع فقط محدود به عدم تعریف سطوح عملکردی ساختمان در سطح خطر لرزه ای متفاوت نیست بلکه مهم تر از آن ابزار لازم جهت بررسی این مورد معین و تعریف نشده است. علاوه بر آن باید اضافه کرد که تجربه زلزله های گذشته نشان داده است که ساختمان های طراحی شده با آیین نامه های متداول سطح عملکردی یکسانی را در هنگام وقوع زلزله از خود نشان نداده اند و حتی بعضی از آنها عملکردی پایین تر از آنچه که انتظار می رفت نشان داده اند.

در ارزیابی عملکرد لرزه ای ساختمان موجود و کلیه اجزاء تشکیل دهنده آن برای یک سطح خطر مشخص استفاده از روش های تجویزی، دیگر جوابگو نخواهد بود. بنابر این در چند سال اخیر مطالعات و تحقیقات بسیاری انجام شده و در میان محققین یک توافق کلی بوجود آمده که در آینده طراحی سازه ها در برابر زمین لرزه نیاز به رسیدن چندین حالت از اهداف عملکرد سازه در تراز زمین لرزه مقرر شده می باشد. در واقع طراحی و ارزیابی سازه براساس عملکردی که از سازه در سطح زمین لرزه مشخص انتظار می رود، صورت می پذیرد.

ایده تعریف اهداف عملکرد سازه ها در طراحی سازه های جدید و بهسازی ساختمان های موجود استفاده می شود. منظور از بهسازی سازه های موجود، تامین عملکردی که برای آن سازه در زمین لرزه موردنظر در نظر گرفته شده، می باشد.

همانطور که قبلاً ذکر گردید آیین نامه های متداول فاقد مکانیزم لازم جهت کنترل ساختمان ها در سطوح عملکرد متفاوت هستند. در اینجا به برخی از این محدودیت ها اشاره می شود:

اولین موضوعی که می توان به آن اشاره نمود نحوه طراحی و یا ارزیابی سازه های موجود می باشد. در واقع اگر بخواهیم اهداف عملکرد را در سازه موردنظر بررسی کنیم نیاز به ارزیابی دقیق سازه می باشد.

همواره باید به این نکته توجه شود که ارزیابی دقیق سازه براساس آنالیز دقیق آن در تراز زمین لرزه مقرر مقدور خواهد بود که وابسته به رفتار سازه در آن سطح زمین لرزه می باشد. در آیین نامه های متداول اصول نحوه آنالیز و طراحی براساس نیرو و یا تنش می باشد. از دو جهت می توان محدودیت های موجود در این روش را مورد بررسی قرار داد .

اول اینکه روش نیرو مربوط به آنالیز الاستیک می باشد که به ندرت این حالت در مهندسی زلزله وجود دارد. در روش های تدوین شده مرسوم برای اینکه از روش نیرو استفاده گردد از روش تجربی ضرائب کاهش نیرو (مقاومت) و یا ضریب R استفاده می شود. از طرفی تعیین ضریب R به سبب گوناگونی و گسترده بودن شکل های سازه ای و تعداد زیاد مجهولات پیچیده کاری مشکل بوده و در بعضی از مواقع دقت لازم را تامین نمی کند.

دوم اینکه در طراحی براساس نیرو رابطه مشخصی بین مقاومت و آسیب وارده در سازه و یا اجزاء وجود ندارد. این در حالی است که با داشتن مقادیر واقعی تغییر شکل های به وجود آمده در سازه می توان خسارت به وجود آمده در آن را به خوبی مدل کرد.

بنابراین ارزیابی و طراحی براساس تغییرمکان روشی است که می تواند محدودیت های فوق را تا حدی مرتفع سازد. این در حالی است که طراحی براساس عملکرد و طراحی براساس تغییرمکان به طور قابل معاوضه استفاده می شوند.

آن براساس این تفکر پایه ریزی شده است که عملکرد سازه براساس ارتباط با خسارت و آسیبی که به سازه می رسد تعیین شده و ارتباط بین این دو، تغییرمکان و یا تغییرمکان نسبی بوجود آمده در سازه و یا اجزاء آن می باشد. همواره این تلاش صورت گرفته که یک ارتباطی بین مجموع خسارت سیستم های سازه ای مختلف و تغییرمکان برای ترازهای مختلف حرکات زمین صورت گیرد ولی باید به این نکته توجه شود که پارامتر طراحی تغییرمکان ممکن است به قدر کافی همه اهداف عملکرد را برای سیستم سازه ای و یا غیرسازه ای کنترل نکند.

دومین محدودیتی که می توان به آن اشاره کرد بحث مهم ظرفیت و تقاضای لرزه ای سازه ها می باشد که در این آئین نامه ها بحث ظرفیت و تقاضا نامشخص و نامعلوم است. این در حالی است که با داشتن دیاگرام ظرفیت و تقاضای لرزه ای سازه ها می توان رفتار و یا عملکرد سازه را برای سطح زمین لرزه مورد نظر ارزیابی نمود.

با پیشرفت های چند سال گذشته روش هایی برای تعیین ظرفیت و تقاضای سازه ها ارائه شده که مبنای کار آنها روش های آنالیز غیرخطی مانند روش دینامیکی و روش های ساده شده می باشد. از روش های تحلیل غیرخطی ساده شده می توان از روش Pushover نام برد که مبنای کار دستورالعمل های طراحی براساس عملکرد می باشد. [۱۵]

۱-۲- دستورالعمل های طراحی براساس عملکرد

مهندسی زلزله براساس عملکرد یک روش جدید در طراحی مقاوم در مقابل زلزله می باشد. طراحی براساس عملکرد، بیشتر از آنکه براساس فرمول های آیین نامه ای تجربی تجویزی باشد، کوششی برای پیش گویی رفتار سازه ها با سطح عملکرد لرزه ای قابل پیش گویی است. بنابراین اهداف عملکردی مانند خدمت رسانی بی وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش برای تعریف اینکه ساختمان از یک زلزله طرح پیروی کند، مورد استفاده قرار می گیرد. تا اندازه ای می توان گفت که طراحی لرزه ای براساس عملکرد، حالت های حدی طراحی هستند که برای پوشاندن محدوده مختلط و پیچیده پی آمدهایی که مهندسی زلزله با آنها مواجه می شوند، گسترده شده اند. [۷] با توجه به موارد ذکر شده در قسمت قبل، برای ارزیابی عملکرد لرزه ای ساختمان موجود و کلیه اجزاء تشکیل دهنده آن برای یک سطح خطر مشخص، استفاده از روش تجویزی دیگر جوابگو نخواهد بود. بنابراین در اکثر کشورها دستورالعمل هایی تهیه شده که مجموعه اصول فلسفه طراحی براساس عملکرد، به عنوان چارچوب کلی برگزیده شده است. گزارشات¹ATC, NEHRP, FEMA², SEAOC از جمله

1- Applied Technology Council

2- Federal Emergency Management Agency

اسنادی هستند که فلسفه طراحی در آنها براساس عملکرد می باشد که در زیر با بعضی از آنها آشنا می شویم:

ATC-14: برآورد لرزه ای ساختمان های موجود

ATC-40: ارزیابی لرزه ای و بهسازی ساختمان های بتنی

FEMA-273: دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود

FEMA-350: طراحی لرزه ای برای سازه های قاب خمشی فلزی جدید

سند Vision2000 بوسیله مهندسین سازه کالیفرنیا (SEAOC) تهیه شده است. هدف SEAOC ارائه و توسعه چهارچوب های مربوط به روش هایی است که منجر به طراحی سازه ها براساس عملکرد لرزه ای می شود که قادر به منطبق کردن چندین هدف عملکردی است. در این سند ضمن ارائه مشخصات مربوط به سطوح عملکرد سیستم های سازه ای و غیرسازه ای، عملکردهای مربوطه با محدود کردن تغییرمکان نسبی به پنج سطح عملکرد تقسیم می شود.

سند ATC-40 مربوط به ساختمان های بتنی می باشد که در این سند تاکید به استفاده از روش طیف ظرفیت (در فصل دوم توضیح داده خواهد شد) می باشد. دستورالعمل هایی برای ارزیابی و بهسازی لرزه ای (FEMA 273 & 274) نیز با مشارکت کمیته امنیت لرزه ای ساختمان (BSSC) و کمیته تکنولوژی کاربردی (ATC)، تهیه شده است. این سند ملاک طراحی و راهنمایی های لازم جهت مقاوم سازی لرزه ای ساختمان های موجود تهیه می کند. [۱۵] اگر چه این سند برای بهسازی ساختمان های موجود نوشته شده است، ولی روش های شرح داده شده در آن به همان اندازه برای طراحی ساختمان های جدید نیز قابل اجرا است. برعکس سند ATC-40، این پیشنهادات برای همه مصالح ساختمانی و برای تعریف حدود قابل قبول آنالیز خطی و همچنین آنالیز غیرخطی، قابل اجرا می باشد. [۷]

۱-۳- مراحل مهندسی زلزله براساس عملکرد

در یک دیدگاه کلی می توان طراحی لرزه ای را در دو مرحله انجام داد. در اولین و معمولاً مهمترین مرحله، پیکربندی و اساس یک سیستم سازه ای کارا (مشخصات سازه ای) با ملاحظه و تعیین خطرات لرزه ای و ژئوتکنیکی (مشخصات ساختگاه) و تمامی شرایط حدی محتمل از محدوده سرویس دهی تا حریم شرایط حدی نهایی (اهداف عملکردی مورد نظر) تشکیل می یابد. این مرحله مجموعه هنر مهندسی زلزله و طراحی لرزه ای سازه ها را شامل می شود که شاید نتوان قوانین کاملاً ثابت و بلا تغییر را بر فکر و اندیشه همه مهندسان و طراحان برگزید. به طور عمومی این مرحله براساس دانش عملکرد لرزه ای ساختمان و تجربیات و قضاوت های مهندس طراح صورت می گیرد. در این مرحله قوانین و دانسته های موجود از اصول رفتار الاستیک و غیرالاستیک سازه، و آگاهی از تخمین نیروهای حاصل از تحریکات زمین لرزه برای دستیابی به یک طرح کارآمد کفایت می نماید.

با تعیین سیستم سازه ای و اهداف عملکردی مورد انتظار وارد مرحله دوم طراحی و تعیین مدل ریاضی و فیزیکی آن می شویم. برای این مدل، طراح نیازمند برآورد رفتار و عملکرد لرزه ای و احتمالاً اصلاح مشخصه های رفتاری (مقاومت، سختی، تغییرشکل) می باشد تا سازه رفتار بهتری را در مقایسه با معیارهای عملکرد از خود به نمایش گذارد. مرحله دوم فرآیند طراحی سازه، شامل برآورد متغیرهای مربوط به تقاضا و ظرفیت در تمامی سطوح رفتاری و عملکردی می باشد. لازمه این کار تعیین پارامترهای ظرفیتی و مقادیر مجاز متناظر و همچنین تخمین پارامترهای تقاضای ایجاد شونده توسط تحریک زمین لرزه بوده که همگی این متغیرها وابسته به سطح عملکرد مورد توجه و بررسی خواهند بود. [۱۵]

به طور کلی توسعه و پیشرفت طراحی براساس عملکرد در مهندسی زلزله مستلزم تعیین و مدل کردن حرکت زمین، تعریف و مشخص نمودن اهداف عملکرد و ارزیابی تقاضا و ظرفیت لرزه ای سازه خواهد بود.

آیین نامه ها حتما باید برای راهنمایی افراد خردمند استفاده شوند و تنها اکتفا کردن به یک سری قوانین و ضوابط، متضمن رفتار مناسب سازه در زمین لرزه نخواهد بود. آیین نامه ها عموماً به صورت حداکثر بارگذاری استفاده می شوند، در صورتیکه باید به عنوان حداقل لازم استفاده شوند. [۱۲]

۱-۴- اهداف طراحی براساس عملکرد

با توجه به مباحث قسمت قبل، یک بخش از مهندسی زلزله براساس عملکرد، تعیین و تعریف نمودن محدوده عملکردی سازه است که در آینده از آن انتظار داریم. این رفتار که به عنوان اهداف عملکردی سازه شناخته می شود، تابعی از سطوح عملکرد سازه و حرکات زمین است که در این بخش توضیح داده می شود.

اهداف طراحی براساس عملکرد، یک حالتی از سطح عملکرد موردنظر برای ساختمان برای هر سطح زمین لرزه طراحی می باشد. در حالت طراحی سازه ها، فاکتورهای اقتصادی شامل هزینه های مربوط به تعمیر و بازسازی خسارات بوجودآمده در ساختمان بر اثر زلزله، ضررهای ناشی از قطع مبادلات تجاری پس از زلزله و یا اهمیت بالای ساختمان مانند مکان های تاریخی یا مراکز فرهنگی مانند موزه ها و ... به عنوان عواملی هستند که در انتخاب هدف عملکردی که از سازه انتظار می رود، موثر هستند.

مطابق تعریف فوق اهداف طراحی عملکرد، در واقع ارتباط سطوح عملکرد مورد نظر با سطوح خطر لرزه ای احتمالی می باشد. قبل از اینکه به بررسی این اهداف بپردازیم، ابتدا سطوح عملکرد و سطوح زمین لرزه را بررسی می کنیم.

۱-۴-۱- سطوح عملکردی^۱

یک سطح عملکردی نشان دهنده حداکثر خرابی مورد انتظار سازه می باشد به طوری که اگر خرابی از این حد افزایش پیدا کند، سطح عملکرد سازه تغییر پیدا خواهد کرد. وضعیت کلیه اجزای سازه ای و غیرسازه ای در تعریف این سطوح عملکردی دخیل می باشند.

۱-۴-۱-۱- سطوح عملکرد تعریف شده توسط FEMA [۱]

• خدمت رسانی بی وقفه (Operational)

• قابلیت استفاده بی وقفه (Immediate Occupancy)

• ایمنی جانی (life safety)

• آستانه فروریزش (Collapse Prevention)

در جدول (۱-۱) میزان خسارت احتمالی برای سطوح مختلف عملکردی ارائه شده توسط FEMA نشان داده شده است. همانطور که اشاره شد هر یک از سطوح فوق می توانند به سیستم کل سازه و یا به هر یک از اجزاء سازه ای و غیرسازه ای نسبت داده شوند.

۱-۴-۱-۲- سطوح عملکرد تعریف شده توسط SEAOC [۴]

• عملکرد کامل (Fully Operational)

• عملکردی (Operational)

• ایمنی جانی (life safety)

• آستانه فروریزش (Near collapse)

• فروریزش (collapse)

در جدول (۲-۱) میزان خسارت احتمالی برای هر یک از سطوح مختلف عملکردی ارائه شده توسط SEAOC آورده شده است. همچنین در جدول (ت ۳-۱) تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه ای [۹] حدود مجاز خرابی برای سیستم های باربر مختلف یک سازه برای هر یک از سطوح عملکردی ارائه شده است.

جدول ۱-۱- سطوح عملکردی مختلف و شاخص خرابی (FEMA) [۷]

سطح عملکرد ساختمان				
آستانه فروریزش	ایمنی جانی	قابلیت استفاده بی وقفه	خدمت رسانی بی وقفه	خسارت کلی ساختمان
شدید	متوسط	کم	بسیار کم	اعضای سازه ای
سختی و مقاومت باقیمانده ناچیز ولی ستون ها و دیوارها عمل می کنند. تغییر شکل های ماندگار زیاد است. دیوارها و دست اندازهای مهار نشده گسیخته می شوند. ساختمان در آستانه فروریزش است.	سختی و مقاومت با قیمانده در تمام طبقات وجود دارد. سیستم باربر ثقلی عمل می کند. گسیختگی دیوارها خارج از صحنه آنها رخ نمی دهد. تغییر شکل ماندگار در سازه وجود دارد.	سختی و مقاومت اعضا تقریباً تغییری نمی کند. تغییر شکل ماندگار و ترک خوردگی در اعضا ایجاد نمی شود.	سختی و مقاومت اعضا تقریباً تغییری نمی کند. تغییر شکل ماندگار و ترک خوردگی در اعضا ایجاد نمی شود.	
خرابی گسترده در اعضای غیرسازه ای ایجاد می شود.	از خطرات فروریزش اشیا جلوگیری می شود اما بسیاری از تاسیسات ساختمان و عناصر معماری صدمه می بینند.	آسانسورها قابل استفاده مجدد باقی می مانند. تجهیزات اتفء حریق قابل استفاده هستند. تاسیسات ساختمان دچار خرابی ناچیز می شوند به گونه ای که با تعمیر جزئی قابل استفاده می شوند.	تمام سیستم های لازم برای عملکرد ساختمان فعال باقی می مانند. دیوارهای داخلی و نما و سقفها ترک نمی خورند. خرابی های ناچیز ایجاد شده و سیستم تاسیسات و برق رسانی فعال باقی می مانند.	اعضای غیرسازه ای

قابل ذکر است که ساختمان ها یک مجموعه پیچیده از اعضاء و اجزائی هستند که بسیاری از آنها دارای عملکرد مستقلی نسبت به یکدیگر می باشند، لذا برای یک سطح طراحی می توان حالت های مختلفی از عملکرد اعضاء را ارائه داد. جداول ارائه شده توسط FEMA و SEAOC سطوح مختلف خرابی قابل قبول در یک سطح طراحی را نشان می دهند.

جدول ۱-۲- سطوح عملکردی مختلف و شاخص خرابی (SEAOC) [۴]

محدوده سطوح عملکردی و حالت‌های خرابی	محدوده خرابی و شاخص خرابی
<p>بدون خرابی ، ادامه کاربردی</p> <p>ادامه کاربردی</p> <p>تجهیزات سالم می مانند و کارایی شان را پس از زلزله حفظ می کنند.</p> <p>خرابیهای سازه ای و غیرسازه ای قابل صرفنظر کردن است.</p>	<p>عملکرد کامل</p> 
<p>غالب اجزا و تجهیزات کاربریشان را حفظ می کنند.</p> <p>بعضی اجزای کم اهمیت احتیاج به تعمیر خواهند داشت.</p> <p>میزان خرابی اندک است.</p> <p>ساختمان برای سکونت بلافاصله پس از زلزله امن است.</p> <p>کارایی های اصلی حفظ خواهند شد.</p> <p>برخی کارایی های غیر اصلی با مشکل مواجه خواهند شد.</p>	<p>عملکردی</p> 
<p>میزان خرابی متوسط است.</p> <p>برخی اعضا و تجهیزات اساسی انتخابی می توانند از خرابی در امان باشند.</p> <p>ایمنی جانی ساکنین حفظ خواهد شد.</p> <p>میزان خرابی شدید است ولی سازه پایداری خود را حفظ خواهد کرد.</p> <p>خطر ریزش مصالح ناچیز است.</p>	<p>ایمنی جانی</p> 
<p>سازه فرو نخواهد ریخت.</p> <p>اعضای غیرسازه ای ممکن است دچار فروریزش شوند.</p> <p>میزان خرابی بسیار شدید است.</p> <p>سازه فرو نخواهد ریخت.</p> <p>اعضای غیر سازه ای فرو خواهند ریخت.</p>	<p>حد فروریزش</p> 
<p>قسمتی از اعضای باربر اصلی فرومی ریزند.</p> <p>کل سازه فرو می ریزد.</p>	<p>فروریزش</p> 

۱-۴-۲- سطوح خطرپذیری لرزه ای^۱

سطوح مختلف خطرپذیری به صورت دوره متوسط بازگشت و یا احتمال وقوع در طول عمر مفید سازه تعریف می شوند. دوره متوسط بازگشت نشان دهنده متوسط زمان برحسب سال بین وقوع زلزله های با بزرگی برابر و یا بزرگتر از یک حد مشخص می باشد. احتمال وقوع زلزله، نشان دهنده احتمال وقوع یک زلزله با بزرگی مشخص و یا بزرگتر از این حد مشخص در طول یک دوره خاص زمانی (غالباً عمر مفید سازه) می باشد.

بیشتر آیین نامه ها بارهای طراحی را با احتمال وقوع ۱۰٪ در طی ۵۰ سال عمر مفید سازه مشخص و تعریف می کنند. این تعریف به عنوان زمین لرزه پایه مصونیت^۲ BSE-1 در FEMA [۱] معرفی شده است. برخی دیگر از این آیین نامه ها، یک تراز بالاتر لرزه ای با احتمال وقوع کمتر، معمولاً ۲٪ در مدت ۵۰ سال را مشخص می کنند. این مفهوم در FEMA با عبارت^۳ BSE-2 معرفی گردیده است. سطوح مختلف خطرپذیری به توصیه مراجع مختلف مانند FEMA [۱] و SEAOC [۴] در جداول (۳-۱) و (۴-۱) آورده شده است.

جدول ۱-۳- سطوح مختلف زلزله طرح ارائه شده توسط FEMA-273

Probability of Incidence	Mean Return Period (years)	FEMA 273	Codes
50% in 50 years	72		
20% in 50 years	225		
10% in 50 years	474	BSE-1	Design Basis Earthquake (DBE)
2% in 50 years	2,470	BSE-2	Maximum Capable Earthquake (MCE) or Maximum Credible Earthquake or Maximum Considered Earthquake

1 - Earthquake Hazard Level

۲- سطح خطر یک

۳- سطح خطر دو

جدول ۱-۴- سطوح مختلف زلزله طرح ارائه شده توسط SEAOC

سطح زلزله طرح	دوره بازگشت	احتمال وقوع
۱	۴۳ سال	۵۰٪ در ۳۰ سال
۲	۷۲ سال	۵۰٪ در ۵۰ سال
۳	۴۷۵ سال	۱۰٪ در ۵۰ سال
۴	۹۷۰ سال	۱۰٪ در ۱۰۰ سال

به طور عمومی احتمال اینکه ساختمان در عمر مفید خود وقوع زلزله های با سطح خطر پایین را تجربه کند بسیار بالا می باشد، در حالی که احتمال وقوع زلزله با سطح خطر بالا در طول عمر مفید سازه بسیار کم است. بنابراین مهندسی زلزله براساس عملکرد به دنبال کنترل کردن سطوح خسارت تجربه شده بوسیله ساختمان در طیف کاملی از رویدادهایی است که ممکن است رخ دهد. با مشخص شدن سطوح زلزله و سطوح عملکردی می توان اهداف عملکردی را تعریف نمود.

۱-۴-۳- بررسی اهداف عملکردی

اهداف عملکردی به صورت ترکیبی از خطرپذیری لرزه ای و سطوح عملکرد ساختمان می باشند. دستورالعمل FEMA دو هدف کلی را برای بازسازی توضیح می دهد. این اهداف تحت عنوان اهداف پایه ای مصونیت (BSO)¹ مشخص شده اند:

- عملکرد مصونیت جانی در BSE-1، (زلزله ای با دوره بازگشت میانگین ۴۷۵ سال)
 - عملکرد ممانعت از تخریب در BSE-2، (زلزله ای با دوره بازگشت میانگین ۲۵۰۰ سال)
- برای ساختمان هایی که بطور مناسب براساس آیین نامه های همچون UBC طراحی و ساخته می شوند، در صورت وجود امکانات و تاسیسات اضطراری، همچون بیمارستانها و مراکز دفاعی شهری،

1 -Basic Safety Objectives

معمولاً ترازهای بالاتری از عملکرد در محدوده BSE-1 و BSE-2، در نظر گرفته می شود. در جدول (۵-۱) مفاهیم مربوط به BSO نشان داده شده است.

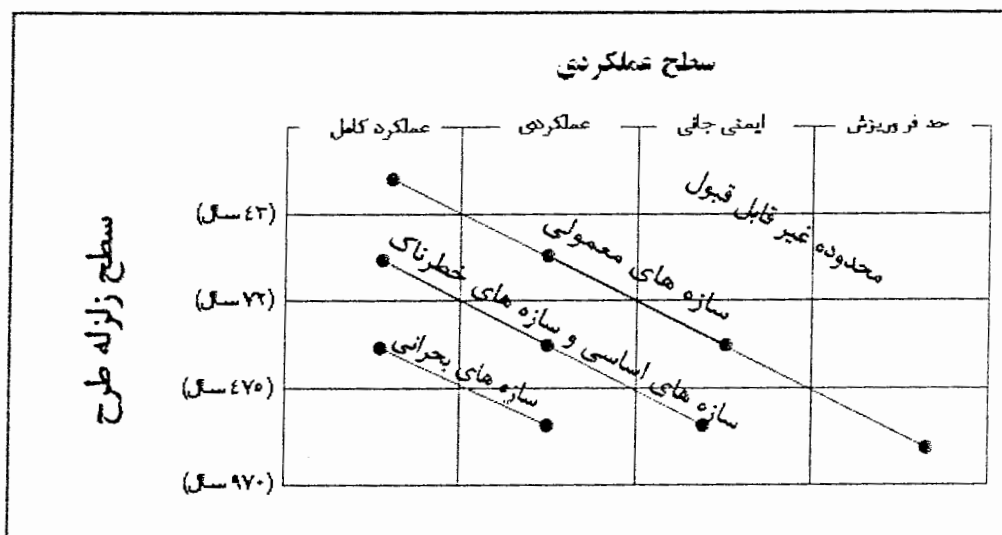
جدول ۵-۱- اهداف عملکردی توصیه شده توسط FEMA

سطوح عملکرد ساختمان				
سطوح خطر زلزله	آستانه فروریزش	ایمنی جانی	قابلیت استفاده بی وقفه	خدمت رسانی بی وقفه
۵۰٪ در ۵۰ سال	D	C	B	A
۲۰٪ در ۵۰ سال	H	G	F	E
۱۰٪ در ۵۰ سال (BSE-1)	L	K	J	I
۲٪ در ۵۰ سال (BSE-2)	P	O	N	M

$$P+K=BSO$$

اهداف عملکردی توصیه شده توسط مرجع SEAOC نیز در جدول (۶-۱) آورده شده است. در این جدول اهداف طراحی حداقل برای سه دسته از ساختمانها مشخص شده است. الف) سازه های بحرانی که شامل سازه هایی می باشند که حاوی مقادیر زیادی از مواد خطرناک مانند مواد منفجره، رادیواکتیو و شیمیایی می باشند. ب) سازه های اساسی، سازه هایی می باشند که برای کمک رسانی پس از زلزله استفاده می شوند. ج) سازه های معمولی که در دو دسته الف و ب قرار نمی گیرند. (مانند ساختمانهای مسکونی، اداری و ...)

جدول ۶-۱- اهداف عملکردی توصیه شده توسط SEAOC



در واقع جدول (۱-۶) نشان دهنده اهداف طراحی حداقل توصیه شده می باشد. البته کارفرمایان و استفاده کنندگان خصوصاً در موارد مقاوم سازی و بهسازی سازه ها، می توانند اهداف کاملتر و متفاوتی را در نظر بگیرند. در آیین نامه زلزله ۲۸۰۰ ایران هدف اصلی طراحی حفظ ایمنی جانی تحت زلزله با دوره بازگشت ۴۷۵ سال برای ساختمانهای معمولی می باشد.

۱-۵- مدلسازی

سازه باید بصورت سه بعدی مدلسازی گردد. در صورتیکه سازه دارای دیافراگم صلب باشد و اثرات پیچش در سازه ملحوظ شده باشد، می توان از مدلسازی دو بعدی در تحلیل های غیرخطی نیز استفاده نمود. هنگامی که سازه در تحلیل های غیرخطی، دو بعدی مدل می گردد، برای محاسبه سختی و مقاومت اجزاء و اعضاء سازه باید خواص سه بعدی آنها مدنظر قرار گیرد. از نظر پیکربندی، ساختمان به دو دسته ساختمان منظم و نامنظم تقسیم می شود. [۹]

۱-۶- پیچش

پیچش واقعی به دلیل عدم انطباق مرکز سختی و جرم سازه ایجاد می گردد. اما پیچش اتفاقی به دلایل زیر ممکن است بوجود آید:

- خطا در محاسبه مرکز سختی و مرکز جرم مدل؛
- جابجایی احتمالی بارهای زنده و تجهیزات در طول دوره بهره برداری از ساختمان؛
- عدم در نظر گرفتن مؤلفه پیچشی ارتعاشات زمین در تحلیل؛

مقدار پیچش واقعی در هر طبقه ساختمان برابر با مجموع حاصل ضرب نیروهای جانبی طبقات فوقانی در فاصله افقی مرکز جرم آن طبقات در جهت عمود بر راستای بار، نسبت به مرکز صلبیت طبقه مورد بررسی است. در اعضاء دورتر از مرکز سختی به دلیل پیچش، نیروی بیشتری ایجاد

می‌گردد و سختی این اعضا زودتر از بقیه اعضا کاهش می‌یابد و مرکز سختی از این اعضا دورتر شده و پیچش تشدید می‌گردد. به طور کلی برای تحلیل سازه استفاده از مدل‌های سه بعدی توصیه می‌شود. اما اگر به دلیلی از مدل دو بعدی برای تحلیل استفاده شده باشد و در اثر پیچش تغییر مکان نقطه ای از دیافراگم صلب بیش از $1/5$ برابر تغییر مکان متوسط دیافراگم باشد، آثار پیچش قابل توجه بوده و نتایج حاصل از تحلیل معتبر نخواهد بود، لذا لازم است در چنین شرایطی از مدل سه بعدی برای تحلیل استفاده شود. [۹]

۱-۷- روش های تحلیل سازه

در روش طراحی براساس عملکرد، برای تعیین عملکرد و ارزیابی سازه و اجزای آن نیازمند تعیین ظرفیت و نیاز لرزه ای سازه هستیم. برای دستیابی به این هدف باید از روش های تحلیلی استفاده کنیم که بتوانند رفتار سازه و اجزای آن و همچنین حرکات ناشی از زمین لرزه را به خوبی مدل کنند. روش های تحلیلی که پیشنهاد شده اند به طور کلی به دو دسته خطی و غیرخطی که هر کدام به صورت استاتیکی یا دینامیکی انجام می‌گیرند تقسیم می‌شوند. [۹]

هر کدام از روش های تحلیلی نشان دهنده یک سطح جهت تحلیل سازه می‌باشند. هر چه از سطح بالاتری استفاده کنیم ، مدل دقیق تری از عملکرد واقعی ساختمان در برابر زلزله را خواهیم دید، اما در این صورت تلاش بیشتری از جهت وقت گذاشتن برای جمع آوری داده های اولیه و انجام محاسبات مربوط لازم خواهد بود.

۱-۷-۱- روش استاتیکی خطی^۱ (LSP)

روش تحلیل استاتیکی خطی بر مبنای دو فرض اساسی زیر استوار است:

۱- رفتار مصالح خطی است؛

۲- علیرغم آنکه نیروهای ناشی از زلزله دینامیکی است، اما اثر آن بر روی سازه با اعمال بار

معادل استاتیکی برآورد می گردد.

در این روش یکسری بارهای استاتیکی بر اساس زمان تناوب اصلی سازه و شرایط لرزه ای محل (همچون منطقه، اهمیت سازه و نوع خاک) محاسبه می شوند. بارها در ارتفاع سازه به صورت یک روند ثابت تقسیم می شوند. توزیع بار در ارتفاع سازه معمولاً مبتنی بر شکل جابجایی سازه در مود اول می باشد. نتایج حاصل از روش های تحلیل استاتیکی خطی برای ساختمان های بسیار نامنظم ممکن است دارای خطای زیادی باشد، مگر آنکه رفتار ساختمان تحت بارهای ناشی از زلزله طرح تقریباً ارتجاعی باشد. به طور کلی از این روش جهت تحلیل سازه های منظم که پاسخ اصلی آنها در محدوده الاستیک باشد استفاده می گردد. [۹]

۱-۷-۲- روش دینامیکی خطی^۲ (LDP)

در روش تحلیل دینامیکی خطی نیروها و تغییر شکل های ناشی از زلزله با استفاده از روابط تعادل دینامیکی حاکم بر مدل ارتجاعی خطی محاسبه می شود. از آنجا که در این روش مشخصات دینامیکی سازه در تحلیل وارد می گردد، نتایج حاصل دقیقتر از روش تحلیل استاتیکی خطی است، اما به هر حال رفتار غیرخطی مصالح و مدل منظور نمی شود.

تحلیل دینامیکی خطی به دو روش طیفی و تاریخچه زمانی می تواند انجام شود. در روش طیفی، طیف مورد استفاده باید طیف ارتجاعی خطی بدون اصلاح برای تغییر شکل های خطی باشد.

1 - Linear Static Procedure

2 - Linear Dynamic Procedure

نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی خطی برای سازه هایی که در طول زلزله رفتار آنها خطی باقی می ماند نزدیک به واقعیت است اما مشابه تحلیل استاتیکی خطی، چنانچه رفتار سازه از محدوده خطی خارج شده و غیر خطی شود، نیروهای داخلی حاصل از این روش تحلیل بزرگتر از مقادیری است که در زلزله طرح پیش بینی می شود. [۹]

روش دینامیکی خطی برای تحلیل ساختمان های غیر عادی که پاسخهای اولیه آنها در قسمت الاستیک قرار دارند مناسب می باشد. این روش متداولترین روش برای آنالیز و تحلیل سازه هایی است که روش LSP به علت اندازه سازه و یا نامنظم بودن شکل و ترکیب آن، برای تحلیل آن سازه مناسب نیست. هر چه که روش های رایانه ای در دفترهای طراحی جای خود را بیش از پیش پیدا می کنند، روش LDP به صورت تکنیک استاندارد تحلیل ساختمان هایی که آیین نامه ها روش LSP را برای آنها مجاز دانسته اند، درمی آید.

۱-۷-۳- روش استاتیکی غیر خطی^۱ (NSP)

در روش تحلیل استاتیکی غیر خطی، بار جانبی به تدریج افزایش داده می شود تا آنجا که تغییر مکان در نقطه معینی از حد مورد نظر فراتر رود. تغییر شکل ها و نیروهای داخلی در هنگام افزایش بار جانبی به طور مداوم تحت نظر قرار می گیرند. این روش مشابه روش تحلیل استاتیکی خطی است با این تفاوت که:

- رفتار غیر خطی تک تک اعضا و اجزاء سازه در تحلیل وارد می گردد.
 - اثر زلزله به جای اعمال بار مشخص، بر حسب تغییر شکل برآورد می گردد.
- در تحلیل استاتیکی غیر خطی مدل باید رفتار غیر خطی به صورت چند خطی یا در حالت ساده شده به صورت دو خطی برای هر یک از اجزاء سازه تعریف شود. در طول تحلیل، هنگام افزایش تدریجی بار جانبی تغییر شکل ها و نیروهای داخلی تمام اجزاء محاسبه می شود. هر چند این روش به مراتب پیچیده تر و وقت گیر تر از تحلیل استاتیکی خطی است، اما نتایج حاصل از آن، رفتار واقعی

1- Nonlinear Static Procedure

سازه را بهتر نشان داده و اطلاعات مفیدتری جهت طراحی ارائه می دهد. برخلاف روشهای تحلیل خطی، نیروهای داخلی حاصل از این روش به دلیل در نظر گرفتن رفتار غیر خطی مصالح، برابر مقادیر مورد انتظار تحت زلزله طرح می باشد. [۹]

۱-۷-۴- روش دینامیکی غیر خطی^۱ (NDP)

در روش تحلیل دینامیکی غیر خطی، پاسخ سازه با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی مصالح و رفتار غیر هندسی سازه محاسبه می شود. در این روش فرض بر آن است که ماتریس سختی و میرایی از یک گام به گام بعد می تواند تغییر کند، اما در طول هر گام زمانی ثابت است و پاسخ مدل تحت شتاب زلزله به روش های عددی و برای هر گام زمانی محاسبه می شود.

در تحلیل تاریخچه زمانی، نیروهای اعمالی به صورت مداوم با تغییر شتاب زمین، تغییر می کنند. اگر قرار بر این باشد که ساختمان آسیب ببیند، در این صورت سختی به صورت مداوم تغییر می کند. پاسخ ها در هر گام زمانی معمولاً هر ۰/۰۱ ثانیه یا کمتر، محاسبه می شوند. در هر گام نیروها در حال عوض شدن هستند و در ضمن سختی نیز اگر لازم باشد، تغییر می کند. به طور کلی این روش کامل ترین روش تحلیل سازه ها می باشد که اثرات دینامیکی و پاسخ غیر الاستیک را همزمان در مدل در نظر می گیرد، به هر حال این روش به فرضیات پذیرفته شده برای مدل و حرکت زمین بسیار حساس می باشد.

روش تحلیل دینامیکی غیر خطی (NDP) در بین چهار روش تحلیلی فوق کاملاً منحصر به فرد می باشد، چرا که به طور واقعی بیانگر میزان تقاضای اجزای بارگذاری شده در محدوده غیر الاستیک می باشد. به همین علت است که معیارهای قابل قبول در این روش دارای محدوده کمتری بوده و بنابراین نیاز به ضرایب اصلاحی کمتری نسبت به روش های ساده شده دیگر دارد.

۱-۸- انتخاب روش تحلیل مناسب

همانطور که گفته شد، راهکارهای مربوط به طراحی بر اساس عملکرد بر پایه یکی از چهار سطح آنالیز گفته شده، استوار گردیده اند. با این وجود، تنها دو انتخاب غیر خطی به طور واضح و روشن عملکرد اجزای مختلف را تحت سطوح مختلف آسیب دیدگی ناشی از زمین لرزه مدل می کنند. با توجه به اینکه زلزله ها پدیده های دینامیکی هستند، این خصوصیات دینامیکی تاثیر قابل ملاحظه ای در بزرگی و چگونگی پخش آسیب دیدگی ها دارند. [۸]

روشن است که روش بهینه هر دو اثر غیر خطی بودن و اثرات دینامیکی را در بردارد و در نتیجه روش NDP بر روش های دیگر ارجحیت دارد. البته این روش دارای مشکلاتی نیز هست که استفاده از آن را محدود کرده، که از آن جمله می توان موارد زیر را نام برد.

- حجم بالای محاسبات

- حجم بالای داده های ورودی

- مشکل بودن تشریح نتایج

- دشوار بودن انتخاب تاریخچه های زمانی مناسب

با توجه به موارد ذکر شده در بالا، درباره مشکلات روش تحلیل دینامیکی غیرخطی و همچنین مواردی که در فصل بعدی به آنها اشاره خواهد شد، از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی برای تحلیل مدلها در این تحقیق استفاده شده است.

فصل دوم

کلیات و مفاهیم اساسی تحلیل استاتیکی
غیرخطی و روش ضرایب جابجایی

روشهای کنونی آنالیز سازه ها که در عمل مورد استفاده قرار می گیرند، عمدتاً مبتنی بر تحلیلهای خطی می باشند. این در حالی است که حتی زلزله ای با شدت متوسط در ساختمانی که بر اساس آیین نامه های متداول طراحی شده است، تنشهای بیشتر از تنشهای طراحی ایجاد خواهد کرد.

بنابر این حتی تحت چنین زلزله هایی، سازه صدمه دیده و وارد مرحله رفتار غیر خطی خواهد شد. بدین ترتیب برای پیش بینی عملکرد ساختمانها تحت زمین لرزه، نیاز به روشهای تحلیل غیرخطی می باشد.

جهت بررسی تحلیل غیر خطی سازه ها روشهای مختلفی مورد استفاده قرار می گیرند که عمده آنها مبتنی بر تحلیل های دینامیکی غیرخطی می باشند. برای این کار چند زلزله مشخص در نظر گرفته می شود و با اعمال شتاب نگاشت مربوط به آنها بر سازه و با انجام تحلیل غیر خطی دینامیکی عملکرد سازه در مراحل مختلف مطالعه می گردد.

این روش با دو مشکل اساسی روبرو می باشد، اول اینکه انجام تحلیل غیرخطی دینامیکی کار پیچیده و مشکل است و نیاز به نرم افزارهای خاصی دارد و به لحاظ اقتصادی نمی تواند همیشه مورد استفاده قرار گیرد. دوم اینکه نتیجه حاصله مربوط به همان چند زلزله مورد استفاده می باشد و برای زلزله های آینده تخمین خوبی به دست نمی دهد.

برای رفع این مشکل در سالهای اخیر روشهای تحلیل استاتیکی غیرخطی پیشنهاد شده است و این روشها مورد قبول برخی از آیین نامه ها نیز قرار گرفته اند. در این روشها عملکرد سازه، مرحله به مرحله در محدوده بعد از رفتار خطی تا تغییر مکان نهایی مورد بررسی قرار می گیرد و نحوه آسیب پذیری هر یک از اعضاء و ترتیب ایجاد مفاصل پلاستیک به وضوح مشخص می گردد، در این روشها

نیاز به تحلیل غیرخطی دینامیکی نمی باشد و با تحلیل استاتیکی می توان نتایج نسبتاً خوب و قابل قبولی را بدست آورد.

۲-۲- آنالیز استاتیکی غیر خطی

پایه اصلی روشهای موجود آنالیز غیرخطی، آنالیز دینامیکی با تاریخچه زمانی غیر خطی می باشد که در حال حاضر برای کاربردهای عملی بسیار پیچیده و وقت گیر است. زیرا نتیجه حاصل از آنالیز تاریخچه زمانی غیر خطی، یک الگوی جابجایی افقی پیچیده ای در سازه می باشد که با زمان متغیر است. کنترل این حرکات در هر گام زمانی به منظور ارزیابی عملکرد لرزه ای سازه غیر عملی است. به عنوان مثال، تعیین میزان تغییر شکل‌های پلاستیک در نقاط بحرانی، و تعیین گریز طبقات، در هر گام زمانی متناظر با رکورد زلزله، به منظور تعیین حداکثر مقدار کمیت‌های مذکور، کار پیچیده و وقت گیری می باشد. علاوه بر این، به خاطر تنوع در رکوردهای زلزله، نتایج حاصل از آنالیزهای غیرخطی تاریخچه زمانی بر روشهای آماری استوار خواهد بود. همین مساله باعث پر رنگ تر شدن شیوه های استاتیکی غیرخطی در امر آنالیز و ارزیابی غیرخطی سازه ها شده است. در شیوه آنالیز استاتیکی غیرخطی، عملکرد سازه در وضعیت های مختلف پاسخ سازه تحت زلزله مورد نظر، ارزیابی می گردد. برای رسیدن به این وضعیت ابتدا رابطه برش پایه ساختمان در برابر جابجایی بام تعیین می گردد.

این رابطه به صورت یک منحنی ظاهر می گردد که به آن اصطلاحاً منحنی ظرفیت^۱ گفته می شود و آنالیز استاتیکی مربوطه را آنالیز باراستاتیکی افزاینده می گویند. بعد از بدست آوردن منحنی ظرفیت نقطه ای بر روی منحنی ظرفیت (با سعی و خطا) تعیین می گردد که سازگار با

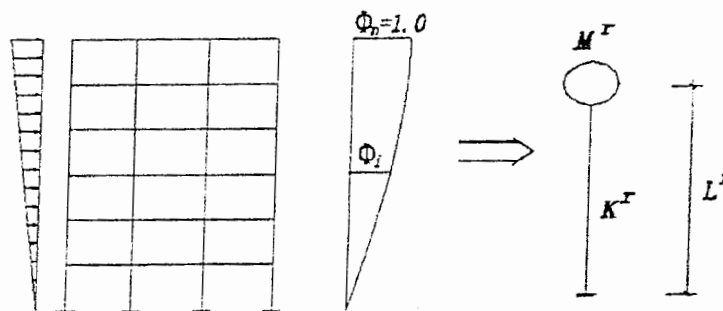
1- Capacity Curve

جابجایی نیاز زلزله طرح باشد. نقطه مذکور را نقطه عملکرد^۱ و جابجایی بام متناظر با آن را جابجایی نیاز^۲ با جابجایی هدف^۳ می گویند.

نقطه عملکرد، بیانگر شرایطی است که در آن، ظرفیت لرزه ای سازه برابر با نیاز لرزه ای تحمیل شده به سازه از طرف یک طیف زمین لرزه مشخص می باشد. به عبارت بهتر نقطه عملکرد، نقطه توقف سازه در طول منحنی ظرفیت سازه می باشد. جابجایی نیاز یا هدف، حداکثر جابجایی بام را تحت زلزله طرح یا هر زلزله به کار رفته در آنالیز غیرخطی، نشان می دهد. هدف از انجام آنالیز استاتیکی غیرخطی، تعیین پاسخ سازه در نقطه عملکرد و جابجایی نیاز می باشد.

۲-۳- پیشینه تحلیل بار افزون

تحلیل استاتیکی بار افزون بر مبنای تئوریک مشخصی قرار ندارد و بر این اصل استوار است که پاسخ سازه را می توان با پاسخ سیستم یک درجه آزادی با مشخصه های معادل شده شبیه سازی نمود. این فرض منجر می گردد که پاسخ سازه، تنها وابسته به یک مود تغییر شکلی (شکل مود اول ارتعاش) بوده و شکل آن در طول زمان تحلیل ثابت باقی بماند. البته هر چند هر دو فرض یاد شده ممکن است نادرست به نظر برسد، اما تحقیقات گسترده در طول چند دهه اخیر نشان داده است که برای سازه هایی که مود اول نوسان بر پاسخ آنها غالب بوده تخمین های خوب و مناسبی از ماکزیمم بازتابهای سیستم به کمک این تحلیل بدست می آید. [۱۶]



شکل ۲-۱- نمایش تبدیل سیستم چند درجه آزادی به سیستم یک درجه آزادی معادل

- 1- Performance point
- 2- Demand Displacement
- 3- Target Displacement

روشهای مختلفی جهت تغییر سیستم چند درجه آزادی به سیستم یک درجه آزادی معادل پیشنهاد شده است ولی بیشتر این روشها بر اساس مود تغییر شکلی و معادله تعادل دینامیکی قرار دارند. این معادله عبارت است از:

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + \{Q\} = -[M]\{1\}\ddot{X}g \quad (1-2)$$

که در آن $[M]$ ماتریس جرم، $[C]$ ماتریس میرایی، $\{X\}$ بردار تغییر مکان نسبی، $\{Q\}$ بردار نیروی طبقه و $\ddot{X}g$ تاریخچه شتابنگاشت زمین است.

فرض می شود که بردار شکلی $\{\phi\}$ بر اساس مقدار تغییر مکان بام، x_1 نرمال شده باشد یعنی:

$$\{X\} = \{\phi\}x_1 \quad (2-2)$$

با جایگزینی رابطه فوق در معادله (1-1) خواهیم داشت:

$$[M]\{\phi\}\ddot{x}_1 + [C]\{\phi\}\dot{x}_1 + \{Q\} = -[M]\{1\}\ddot{X}g \quad (3-2)$$

تغییر مکان مرجع سیستم یک درجه آزادی به صورت ذیل تعریف می شود:

$$x^r = \frac{\{\phi\}^T [M]\{\phi\}}{\{\phi\}^T [M]\{1\}} x_1 \quad (4-2)$$

با پیش ضرب معادله (3-2) با $\{\phi\}^T$ و استفاده از معادله (4-2)، معادله دیفرانسیل برای پاسخ سیستم

یک درجه آزادی معادل بدست می آید:

$$M^r \ddot{x}^r + C^r \dot{x}^r + Q^r = -M^r \ddot{X}g \quad (5-2)$$

که در آن

$$M^r = \{\phi\}^T [M]\{1\} \quad (6-2)$$

$$Q^r = \{\phi\}^T [P_y] \quad (7-2)$$

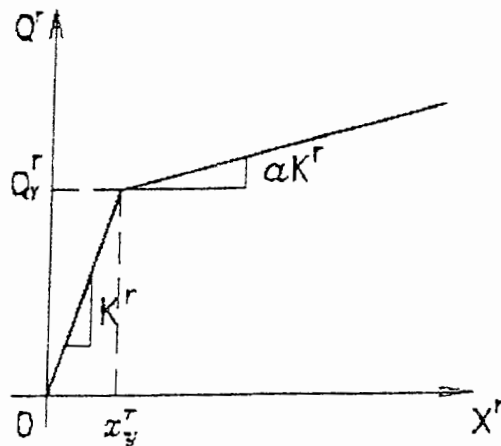
$$C^r = \{\phi\}^T [C]\{\phi\} \frac{\{\phi\}^T [M]\{1\}}{\{\phi\}^T [M]\{\phi\}} \quad (8-2)$$

$[P_y]$ برابر است با نیروی طبقه در حالت جاری شدن.

پریود اولیه سیستم یک درجه آزادی معادل به کمک رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{M^r}{K^r}} \quad (9-2)$$

در این رابطه K^r سختی الاستیک سیستم یک درجه آزادی می باشد. (شکل ۱-۲ و ۲-۲)



شکل ۲-۲- نمودار نیرو- تغییر مکان برای سیستم یک درجه آزادی معادل

اکنون خصوصیات اساسی سیستم یک درجه آزادی معادل معلوم می باشد. سوال اصلی در انجام تحلیل بار افزون، تعیین مقدار تغییر مکان هدف در برآورد عملکرد لرزه ای سازه مورد بررسی است. تغییر مکان هدف به عنوان تخمینی از تغییر مکان کلی سازه تحت اثر زلزله طراحی می باشد. تغییر مکان جانبی بام بر اساس رابطه (۲-۴) به تغییر مکان سیستم یک درجه آزادی وابسته است. بنابراین تغییر مکان هدف را به کمک تخمین تغییر مکان تقاضای سیستم یک درجه آزادی معادل تحت اثر زلزله طراحی می توان تعیین نمود. برای یک سیستم الاستیک تغییر مکان تقاضا به کمک طیف تغییر مکان الاستیک و برای یک سیستم غیرالاستیک بر اساس طیف تغییر مکان غیرالاستیک قابل محاسبه است. تعیین اطلاعات مربوط به طیف غیرالاستیک تقاضا، برآوردی از نسبت مقاومت الاستیک تقاضا به مقاومت جاری شدن سیستم یک درجه آزادی را فراهم می آورد که در اصطلاح به ضریب R موسوم است. از آنجا که طیف غیر الاستیک معمولاً از سیستم با جرم واحد

بدست می آید بر طبق قرارداد معادله (۲-۵) بر M^r تقسیم شده تا معادله دیفرانسیل سیستم یک درجه آزادی با جرم واحد حاصل آید:

$$\ddot{x}^r + \frac{C^r}{M^r} \dot{x}^r + \frac{Q^r}{M^r} = -\ddot{x}g \quad (۲-۱۰)$$

معادله (۲-۱۰) پاسخ سیستم یک درجه آزادی با جرم واحد را با پیروی T_{eq} و مقاومت جاری شدن $F_{y,eq}$ که به صورت ذیل بدست آمده بیان می دارد:

$$F_{y,eq} = \frac{Q^r}{M^r} \quad (۲-۱۱)$$

اگر طیف پاسخ الاستیک معلوم باشد مقاومت الاستیک تقاضای سیستم یک درجه آزادی معادل به کمک رابطه زیر محاسبه می شود:

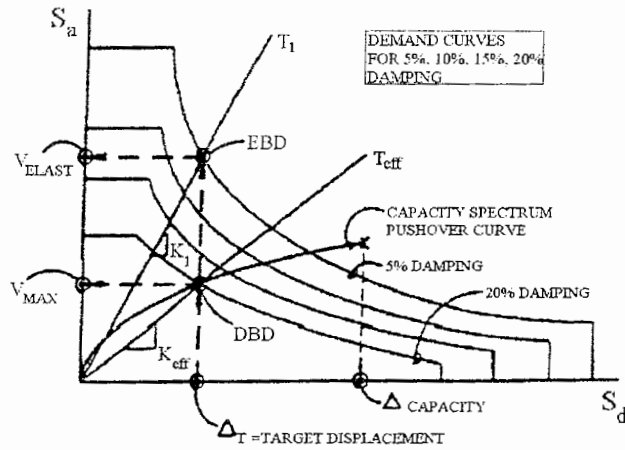
$$F_{e,eq} = S_a(T_{eq}) \quad (۲-۱۲)$$

که در آن $S_a(T_{eq})$ مقدار طیف شتاب الاستیک در پیروی مورد نظر است. حال ضریب R به کمک رابطه ذیل قابل تعیین است:

$$R = \frac{F_{e,eq}}{F_{y,eq}} = \frac{S_a(T_{eq})M^r}{Q^r} \quad (۲-۱۳)$$

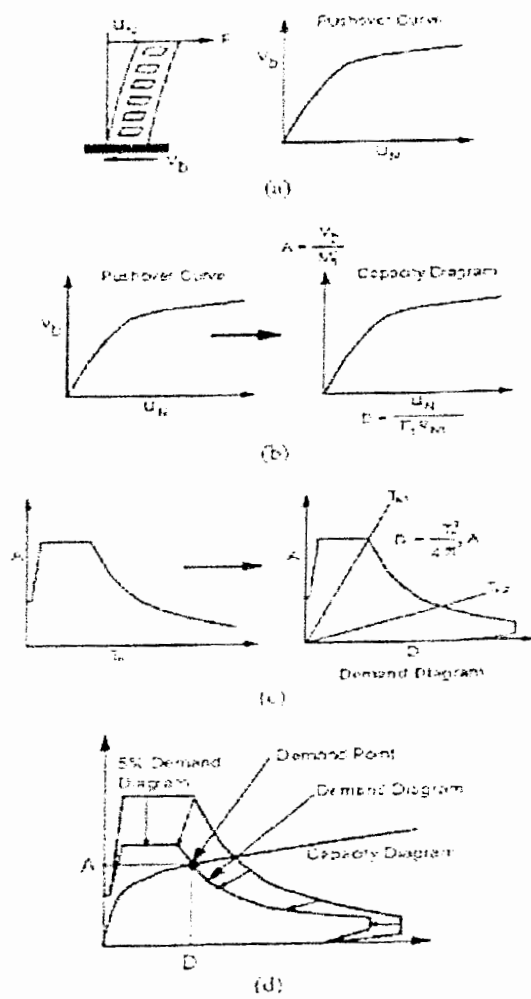
در مورد ضریب R و تغییر مکان هدف باید گفت هر دو این پارامترها وابسته به انتخاب بردار شکلی $\{\phi\}$ می باشند. اکثر محققان در این زمینه معتقدند که از پروفیل تغییر مکان نرمال شده در سطح تغییر مکان هدف به عنوان بردار شکلی استفاده شود. از آنجا که تغییر مکان از قبل معلوم نیست یک روند تکراری جهت انتخاب این نوع بردار شکلی مورد نیاز است. اما با توجه به سادگی و صرفه جویی که تحلیل بار افزون در انجام عملیات و زمان محاسبات در خود دارد این عمل چه از لحاظ دقت و چه از لحاظ سادگی و کاربرد مشکل خاصی را ایجاد نمی نماید. [۱۶]

مطالعات مختلف نشان داده است که اختلاف بین T_1 (اولین پریود ارتعاش سازه) و T_{eq} معمولاً اندک است و اثر آن بر روی تغییر مکان هدف قابل صرفنظر است مگر آنکه طیف طرح به تغییرات کوچک پریود به میزان زیادی حساس باشد. ساده سازی های انجام شده در انتخاب بردار شکلی نیز توسط محققان پذیرفته شده است. انتخاب بردار شکلی متناظر با پروفیل تغییر شکل سازه در تغییر مکان هدف نیز به عنوان یک پیشنهاد مطرح بوده و هیچگونه علت و پایه تئوری ندارد. تحقیقات نشان داده که کاربرد یک بردار شکلی از پیش معلوم مانند بردار شکلی مبتنی بر اولین پریود ارتعاش سازه در حالت الاستیک، نتایج قابل قبولی را در تخمین تغییر مکان هدف بدست داده است. حتی در مورد ساختمانهایی که دارای طبقه نرم بوده اند استفاده از بردار شکلی خطی و بر اساس فرض قبلی، نتایج بهتری را نسبت به بردار شکلی متناظر با تغییر شکل سازه در ماکزیمم تغییر مکان، حاصل نموده است. بنابر این بکارگیری این فرض ما را از انجام عملیات چرخشی و تکراری بی نیاز می گرداند. [۱۶]



شکل ۲-۳- روش طیف ظرفیت- نمودارهای ظرفیت و تقاضا

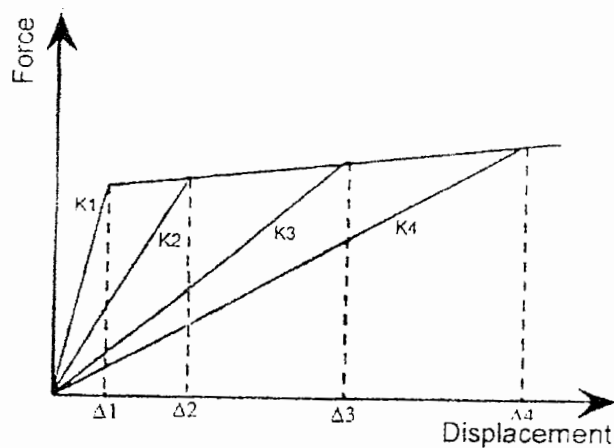
در شکل (۲-۴) مراحل تعیین نقطه عملکرد در حالت کلی نشان داده شده است.



شکل ۲-۴- مراحل تعیین نقطه عملکرد به روش طیف ظرفیت [۱۷]

۲-۴-۱-۲- روش وتری یا روش خطی معادل^۱

در این روش ابتدا مدل الاستیک سازه تهیه و با یکی از روشهای خطی آنالیز می گردد. سپس سختی هر المان بر اساس منحنی بار- تغییر مکان و الگوی تغییر مکان فرض شده برای سازه و با در نظر گرفتن تغییر شکل های حاصل در آن المان، با یک سختی وتری مطابق شکل (۲-۵) جایگزین می گردد و سازه جایگزین شده مجدداً آنالیز می گردد، این روند تا جایی ادامه می یابد که تغییر مکان حاصل از دو تکرار متوالی آنالیز با یک رواداری قابل قبول یکسان گردند.



شکل ۲-۵- تغییرات سختی وتری در روش خطی معادل [۲]

۲-۴-۱-۳- روش ضرایب جابجایی^۲

روش ضرایب جابجایی یک روش مستقیم عددی برای محاسبه جابجایی هدف می باشد. کاربرد این روش به سازه های منظم بدون پیچش و سازه هایی که اثرات موده های بالاتر در آنها ناچیز می باشد محدود می گردد. همچنین در این روش نیازی به تبدیل منحنی ظرفیت به مختصات طیفی نمی باشد. در این روش مطابق شکل (۲-۶) منحنی ظرفیت سازه با یک منحنی دو خطی ساده جایگزین می گردد. با فرض آنکه T_i ، K_i ، K_e به ترتیب پرورد اصلی سازه با فرض رفتار خطی،

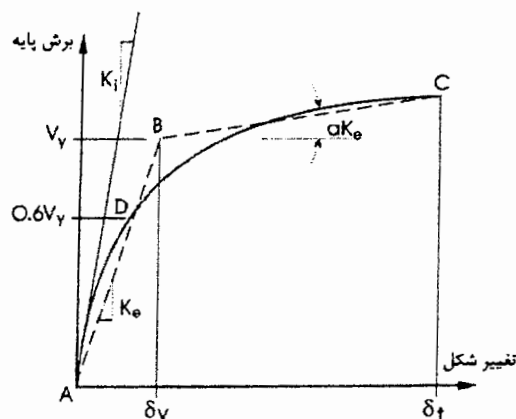
1- Secant Method or Equivalent linear Method

2 - Displacement Coefficient Method

سختی جانبی خطی و سختی موثر سازه باشند، پیروید اصلی موثر بر سازه با استفاده از رابطه زیر تعیین می گردد.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (14-2)$$

سپس تغییر مکان هدف با در نظر گرفتن یک سری ضریب اصلاحی از جمله، ضریب اصلاح برای ارتباط جابجایی طیفی سیستم یک درجه آزادی به جابجایی هدف سیستم چند درجه آزادی، ضریب اصلاح برای در نظر گرفتن اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه ای به دلیل رفتار غیرخطی سازه و ... محاسبه می گردد. توجه اصلی این فصل بر روش ضرایب جابجایی می باشد که در بخش (۸-۲) به طور مفصل توضیح داده شده است.



شکل ۲-۶- فرم دو خطی منحنی ظرفیت در روش ضرایب جابجایی [۲]

۲-۴-۲- شکل توزیع بار جانبی

برای برآورد رفتاری یک ساختمان، انتخاب شکل توزیع بار مناسب به نوعی مهمتر از تعیین دقیق تغییر مکان هدف می باشد. درحقیقت شکل بارگذاری جانبی نشان دهنده و عامل توزیع نیروهای اینرسی در یک زلزله طرح می باشد. روشن است که توزیع نیروهای جانبی بر اساس شدت زمین لرزه و درطول زمان تحریک زمین تغییر می یابد. اگر تنها یک شکل بارگذاری استفاده شود فرض اساسی این خواهد بود که توزیع نیروهای اینرسی در طول زمین لرزه ثابت بوده و ماکزیمم تغییر

شکل‌های بدست آمده با آنچه در زلزله طرح وقوع آن انتظار می رود قابل مقایسه خواهد بود. این فرضیات در بعضی موارد نزدیک به واقعیت و در بعضی دیگر دور از واقعیت است. چنین فرضیاتی وقتی به واقعیت نزدیک هستند که الف) پاسخ سازه بطور قابل ملاحظه ای متأثر از اثر موده‌های ارتعاش بالاتر نباشد، ب) ساختمان تنها دارای یک نوع مکانیزم کلی جاری شدن بوده به طوری که توسط شکل توزیع بار ثابت قابل دسترسی باشد.

در بعضی از حالات، اشکال بارگذاری جانبی تخمین‌های مناسبی از تغییر شکل‌های تقاضا فراهم می آورند با این حال هیچ شکل بارگذاری یکتایی یافت نشده به طوری که بتواند تغییرات تقاضاهای محلی را که در زلزله طرح انتظار رفته بپوشاند. بنابر این استفاده از حداقل دو شکل بارگذاری جانبی پیشنهاد شده است. آنچه که بیشتر مورد اتفاق نظرمحققان بوده یکی شکل بارگذاری یکنواخت بوده که در آن نیروهای طبقه متناسب با وزن طبقه خواهند بود و این شکل جهت نمایاندن و اعمال نمودن مقادیر بیشتر تقاضا در طبقات پایین نسبت به طبقات بالایی و همچنین بواسطه تشدید اهمیت نسبی نیروهای برشی طبقه نسبت به لنگرهای واژگونی آن بوده است. شکل توزیع دیگر می تواند شکل توزیع بارگذاری آیین نامه های طراحی باشد که ترجیحاً نشان دهنده اثرات موده‌های ارتعاش بالاتر نیز هست (شبهه شکل بارگذاری بدست آمده از تحلیل طیفی با اثر موده‌های بالاتر).

واضح و آشکار است که هیچکدام از این اشکال بارگذاری ثابت، نمی توانند نمایش دهنده باز توزیع نیروهای اینرسی باشند که با تشکیل اولین مکانیزم محلی و تغییر مشخصات دینامیکی ساختمان اتفاق می افتند. بنابر این بسیار جالب توجه خواهد بود اگر بتوان شکل بارگذاری تعدیل شده ای که بیشتر با تغییرات توزیع نیروهای اینرسی نزدیک بوده پیدا نمود و تخمین بهتری از رفتار سازه بدست آورد. در زیر به چند مورد از الگوی بارگذاری که هر کدام دارای تراز دقت خاصی هستند اشاره می شود.

۲-۴-۲-۱- الگوی بار یکنواخت^۱:

در این الگو، نیروهای جانبی متناسب با وزن طبقات در ارتفاع ساختمان توزیع می شوند. معمولاً مقادیر نیروهای جانبی نسبت به وزن طبقه اول همپایه می شوند و یا به صورت ضرایبی بر اساس فرمول زیر تعریف می شوند.

$$C_j = \frac{w_j}{\sum_{i=1}^n w_i} \quad (15-2)$$

۲-۴-۲-۲- الگوی بار مثلثی معکوس^۲:

در این الگو، نیروهای جانبی متناسب با جرم های طبقه ای و شکل مود اول الاستیک سازه در ارتفاع ساختمان توزیع می گردد با این فرضی که شکل مود اصلی به صورت خطی در ارتفاع ساختمان تغییر کند، این الگو همان توزیع نیروهای آیین نامه ای بدون در نظر گرفتن نیروی شلاقی، (F_1) در بالای ساختمان می باشد:

$$F_i = \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} V \quad (16-2)$$

۲-۴-۲-۳- الگوی بار سازگار با شکل مودی^۳:

در این الگو، نیروها یا جابجایی های اعمال شده به طبقات سازه، متناسب با جرم طبقات و اشکال مودی مدل الاستیک سازه می باشد. این الگوی بارگذاری به عنوان یک روش اساسی پیشنهاد شده است:

$$F_i = \frac{w_i \phi_i}{\sum w_i \phi_i} V \quad (17-2)$$

-
- 1- Uniform Distribution
 - 2- Inverted Triangle Distribution
 - 3- Modal Compatible Distribution

۲-۴-۲-۴- الگوی بار اصلاح شونده^۱ :

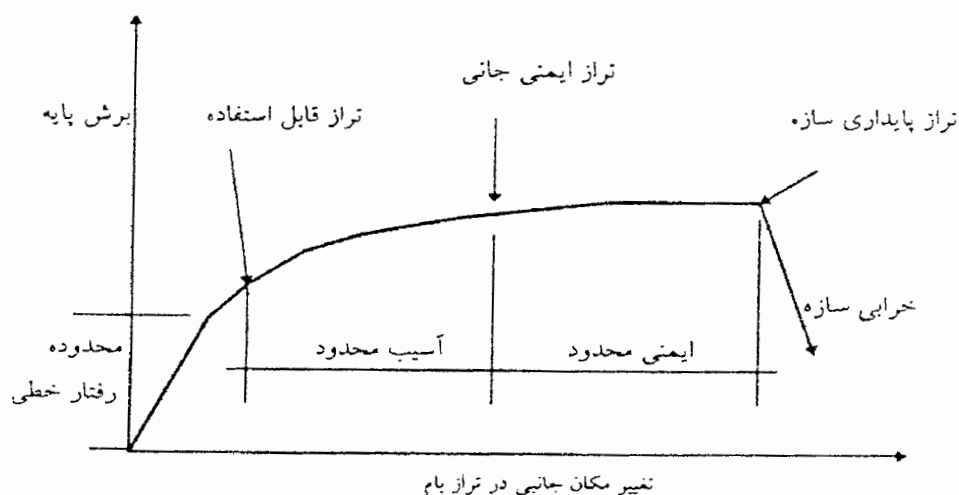
این الگوی بارگذاری، تا اولین تسلیم مشابه الگوی بارگذاری سازگار با شکل مودی می باشد، اما بعد از نقطه تسلیم، نیروها طوری اصلاح می شوند که با تغییر شکل گام قبلی سازگار شوند. این الگوی بارگذاری مخصوصاً برای ساختمانهایی که دارای یک یا چند طبقه نرم یا ضعیف اند، پیشنهاد شده است.

در آنالیز استاتیکی غیر خطی، نیروها یا جابجایی های جانبی وارد بر مدل ریاضی سازه، در گامهای متوالی، به تدریج افزایش داده می شوند. در هر گام، مدل ریاضی سازه به گونه ای اصلاح می شود که کاهش سختی ناشی از تسلیم المان ها یا افت مقاومت در مفصل های پلاستیک، منظور گردد. برای هرگام، یک آنالیز خطی روی مدل اصلاح شده انجام می گیرد. افزایش بار در هر گام تا حدی صورت می گیرد که المانهای دیگری نیز تسلیم شوند. برای سازه هایی که دارای تعداد المانهای زیادی هستند، تکرار آنالیز برای هر تسلیم در هر مفصل پلاستیک، کاری وقت گیر است. در چنین مواردی، المانها در گروههای مشابهی از نقطه نظر تسلیم، طبقه بندی می شوند. به عنوان مثال، در یک گام آنالیز، المانهایی که به بیش از ۹۰٪ مقاومت تسلیم خود می رسند، تسلیم شده در نظر گرفته می شوند. با این کار تعداد تکرارهای آنالیز می تواند به نحو موثری کاهش یابد. هر تسلیم و افت مقاومتی که در طول آنالیز رخ می دهد، اصطلاحاً یک رخداد تلقی می گردد و رواداری که برای وقوع یک رخداد در گروهی از المانها در نظر گرفته می شود، رواداری رخداد نامیده می شود.

برای انجام آنالیز استاتیکی غیر خطی می توان از نرم افزارهای تحلیل غیرخطی همچون ETABS, ANSYS, SAP2000 و امثال آن استفاده نمود. این نرم افزارها قادرند افزایش بار و اصلاح سختی و مقاومت را در گامهای متوالی، به طور خودکار انجام دهند، که در فصول بعدی به قابلیت های نرم افزار مورد استفاده اشاره می گردد.

۲-۵- منحنی ظرفیت

منحنی ظرفیت، رابطه برش پایه ساختمان را در برابر جابجایی بام نشان می دهد. برای بدست آوردن منحنی ظرفیت سازه، معمولاً از آنالیز استاتیکی غیرخطی و یک الگوی بار جانبی استاتیکی، استفاده می گردد. آنالیز استاتیکی غیرخطی می تواند به یکی از دو صورت کنترل نیرو^۱ و یا کنترل جابجایی^۲ انجام گیرد که در هر یک از آنها به ترتیب از یک الگوی خاص توزیع نیروهای جانبی و یا جابجایی برای هل دادن سازه استفاده می گردد. ترسیم منحنی ظرفیت سازه معمولاً مستقل از نیاز زلزله انجام می گیرد. این منحنی نشان دهنده کاهش سختی متوالی سازه در اثر تسلیم و خرابی تدریجی اجزای سازه می باشد. هر کاهش شیب در منحنی ظرفیت می تواند نشان دهنده نوعی تسلیم و یا خرابی موضعی در سیستم باشد که با ارزیابی آنها و در نظر گرفتن معیارهای پذیرش، می توان محدوده تغییر مکانی متناظر با هر تراز عملکرد سازه را مشخص نمود. [۲]



شکل ۲-۷- منحنی ظرفیت سازه [۲]

- 1- Force Control
- 2- Displacement Control

معمولاً آنالیزهای استاتیکی غیرخطی، با این فرض که مود اصلی ارتعاش سازه، مود غالب بر پاسخ لرزه ای سازه باشد، بر اساس شکل مود اول سازه انجام می گیرد. این فرض برای سازه هایی که پیوند اصلی ارتعاشی آنها کمتر از یک ثانیه است معتبر می باشد ولی برای سازهایی که دارای پیوند اصلی طولانی تری می باشند، اثرات مودهای بالاتر نیز ممکن است روی برخی از المانهای سازه، بحرانی تر از اثرات مود اصلی باشد. به همین دلیل ممکن است آنالیز استاتیکی غیرخطی برای مودهای بالاتر نیز انجام گیرد. برای این کار توزیع نیروها یا جابجایی های جانبی روی سازه به صورتی انجام می گیرد که سازه در مود دوم و سوم خود تغییر شکل دهد.

۲-۶- مزایای کاربرد تحلیل بارافزون در طراحی بر اساس عملکرد سازه ها

تحلیل بارافزون اطلاعات سودمندی را برای بسیاری از مشخصه های پاسخ سازه فراهم می آورد، بطوری که این اطلاعات توسط روشهای رایج تحلیل خطی استاتیکی یا دینامیکی قابل دسترسی نیست. بعضی از این موارد عبارتند از:

۱- تعیین مقادیر واقع بینانه تری از نیروهای تقاضا در اعضای سازه ای بخصوص در المانهای

دارای پتانسیل شکل پذیری کم، مانند نیروهای محوری تقاضا در ستونها، نیروهای تقاضا در

اتصالات بادبندها، لنگرهای تقاضا در اتصالات تیر به ستون و ...

۲- برآورد جابجایی تقاضا برای المانهایی که تغییر شکل های غیرخطی زیادی بواسطه انرژی

انتقال یافته از تحریکات زمین لرزه به ساختمان متحمل می شوند.

۳- بررسی ویژگی رفتاری « زوال مقاومت » (Strength Deterioration) در هر یک از اعضا و

تأثیر آن بر روی رفتار کلی سازه.

۴- تعیین نواحی بحرانی، یعنی نقاطی از سازه که پیش بینی تغییر مکانهای تقاضای بالایی در

مورد آنها انتظار می رود و در یک طرح لرزه ای ایمن بایستی به صورت کانون اعمال جزئیات

ویژه طراحی سازه ای قرار گیرد.

- ۵- تعیین ناپیوستگی های مقاومتی ساختمان در ارتفاع یا در پلان که در نهایت منجر به تغییر مشخصه های دینامیکی در محدوده رفتاری غیرالاستیک سازه می گردد.
- ۶- تخمین مقادیر تغییر مکانهای نسبی طبقات به عنوان معیاری جهت تعیین ناپیوستگی های سختی یا مقاومتی، که از آنها می توان به عنوان وسیله ای برای کنترل خرابی سازه ای و غیرسازه ای و برآورد اثرات واقعی تر $P - \Delta$ در ساختمان استفاده نمود.
- ۷- تحقیق در مورد کفایت و ایمن بودن مسیر نیرو با ملاحظه رفتار کلیه اعضای سازه ای سیستم، اتصالات، المانهای غیرسازه ای سخت، فونداسیون (در صورت مدل سازی)،
- در مجموع می توان گفت تحلیل بارافزون می تواند دید خوبی از لحاظ کنترل رفتار اعضای سازه ای تحت اثر تحریکات شدید زمین لرزه بدست دهد. برای سازه هایی که اساساً بر مبنای مود اول ارتعاش نوسان می کنند به کمک تحلیل بارافزون تخمین قابل قبولی از تغییر شکل های تقاضای غیرالاستیک محلی یا کلی سازه حاصل می شود. همچنین در این تحلیل بسیاری از موارد و نقاط ضعف طراحی که در یک تحلیل الاستیک ممکن است مخفی مانده باشد به روشنی آشکار می گردد.
- در نهایت در میان روشهای غیرخطی، تحلیل بارافزون از سهولت و سادگی زیادی برخوردار می باشد. هرچند در کلی ترین حالتها، بررسی رفتار و برآورد عملکرد یک سازه بایستی توسط تحلیل های دینامیکی غیر خطی و بر اساس شتابنگاشتهای معین و متناسب صورت گیرد اما تحلیل های دینامیکی غیرخطی، نیازمند دانش و پیش زمینه کافی بوده که لازمه آن، گذراندن دوره های تحصیلی عالی می باشد که این امر برای همه قابل دسترسی نیست. در عین حال پیچیدگی، وقتگیر بودن و هزینه بالای این تحلیل ها و علاوه بر آن مشکلاتی که در توجیه و تفسیر نتایج حاصله ممکن است ظاهر شود کاربرد این نوع تحلیل را به پروژه های تحقیقاتی و موارد خاص محدود می کند. به این ترتیب وجود یک روش ساده تر و کاربردی تر چون تحلیل بار افزون، می تواند بسیاری از مشکلات یاد

شده را مرتفع سازد. در یک جمله می توان گفت تحلیل بارافزون روشی است در برآورد تقریبی پاسخهای لرزه ای ساختمان به ساده ترین شکل ممکن. [۱۶]

۲-۷- محدودیتهای کاربرد تحلیل بار افزون

تحلیل بار افزون در عین کارایی و مزایای ذکر شده با بعضی محدودیتها روبرو است که استفاده از آن را نیازمند دقت نظر و گاه قضاوت مهندسی مناسبی می نماید. تحلیل بارافزون اساساً روشی است که بر مبنای بارگذاری افزایش یابنده استاتیکی قرار دارد. به همان دلیل به طور کاملاً دقیق نمی تواند نشان دهنده رفتار و پدیده دینامیکی باشد. این روش نمی تواند بعضی از مودهای تغییر شکلی سازه را (که گهگاه مهم نیز می باشند) تحت اثر زلزله های شدید نمایش داده و یا بر عکس آنها را اغراق آمیز نشان می دهد. پاسخ دینامیکی غیرالاستیک ممکن است در بعضی مواقع از آنچه که به وسیله این تحلیل و بر اساس شکل توزیع بارگذاری جانبی ثابت و یا تعدیل شده بدست می آید متفاوت باشد. این مطلب بخصوص زمانی که مودهای ارتعاشی بالا مهم هستند بیش تر جلوه گر می شود.

محدودیت روش تحلیل بار افزون در انتخاب نوع شکل توزیع بار جانبی به روشنی آشکار شده است. زمانی که شکل توزیع بار جانبی مشخص شد به سازه چنین اجبار می شود که تحت اثر مود تغییر شکلی ثابتی رفتار نماید بنابر این بعضی از مودها و حالتها تغییر فرم که تحت اثر تحریکات زمین لرزه و بر مبنای مشخصه های پاسخ دینامیکی غیرالاستیک سازه در رفتار آن ایجاد شده و نمو یافته، در داخل تحلیل منظور نمی گردد. البته این اثر به کمک اعمال بیش از یک شکل توزیع بار جانبی قابل تخفیف بوده اما به طور کامل حذف و رفع شدنی نیست.

در تحلیل بارافزون بیش ترین نگرانی در این مورد است که این تحلیل تنها اولین شمای مکانیزم محلی خرابی سازه را تحت اثر نیروهای زلزله معین می کند و سایر موارد و نقاط ضعف سازه

را که به وسیله تغییر مشخصه های دینامیکی آن تحت اثر شکل گیری اولین شمای مکانیزم محلی خرابی ایجاد شده، رهگیری و نمایش نمی دهد.

اشکال بارگذاری جانبی تعدیل شده نیز به طور کامل نتوانسته اند این مشکلات را برطرف کنند و محدوده کارایی آنان تنها به بخش خاصی از حالات و مدلهای مورد بررسی ختم می شود. بخش دیگری از اشکال بارگذاری جانبی، به توزیع های غیر ثابت و متغیر باز می گردد که البته تاکنون رواج و توسعه چندانی نیافته و به خصوص امکان کاربرد آنها به طور عمومی و فراگیر در جامعه مهندسی به واسطه دشواری و پیچیدگیهای موجود در آنها و عدم جوابگویی مناسب در تمامی حالات، در وضعیت کنونی چندان گسترش نیافته است. [۱۶]

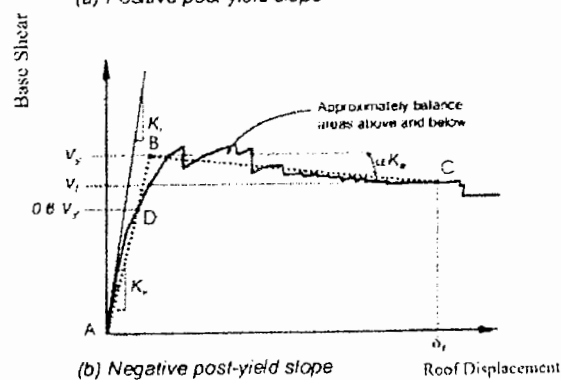
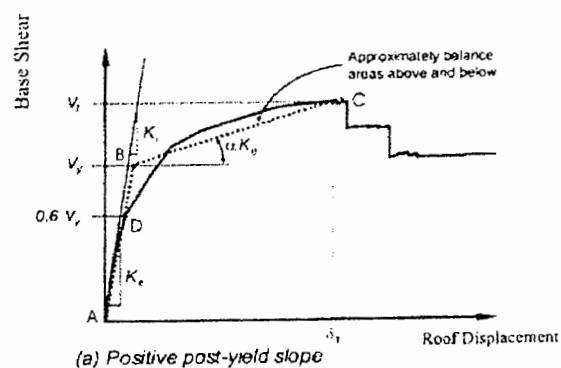
۸-۲- تعیین نقطه عملکرد به روش ضرایب جابجایی

همانطور که گفته شد، نقطه عملکرد سازه را می توان توسط روش ضرایب جابجایی محاسبه نمود. ولی برای انجام این کار باید منحنی ظرفیت سازه با یک منحنی دو خطی ساده جایگزین گردد تا بتواند مقدار T_e (دوره تناوب موثر سازه) را محاسبه نمود. بنابراین در ابتدا چگونگی ایجاد مدل دو خطی نیرو- تغییر مکان سازه بیان شده و سپس توسط این منحنی دو خطی مقدار T_e محاسبه خواهد شد.

۸-۲-۱- مدل رفتار دو خطی نیرو- تغییر مکان سازه

رفتار غیرخطی سازه که ارتباط بین برش پایه و تغییر مکان نقطه کنترل را مطابق شکل (۸-۲) مشخص می نماید، به منظور محاسبه سختی جانبی موثر (K_e) و برش تسلیم موثر (V_y) باید با یک مدل رفتار دو خطی ساده جایگزین شود. برای ساده سازی مدل رفتار غیرخطی، نقطه B باید چنان انتخاب شود که سطح زیر مدل رفتار دو خطی برابر سطح زیر منحنی رفتار غیر خطی باشد و همچنین طول پاره خط AD برابر $0.6V_y$ باشد. در آن صورت نیروی مربوط به نقطه B، برش تسلیم موثر (V_y) و برای برش پایه $0.6V_y$ ، در منحنی رفتار غیر خطی، مدول سکانت بیانگر سختی

جانبی موثر (K_e) می گردد. [۸] روش فوق نیازمند چند مرحله آزمون و خطاست. چون در ابتدا V_y معلوم نیست و مستلزم اینست که K_e مشخص شود. بنابر این یک خط فرضی K_e رسم و V_y تعیین می گردد. سپس کنترل گردد که آیا از نقطه ای در طیف ظرفیت متناظر با $0.6V_y$ گذشته یا خیر. در غیر این صورت با تعیین K_e و آزمون و خطای مجدد این کار ادامه می یابد تا شرط فوق ارضا شود. در مدل ساده شده باید دقت شود که V_y بزرگتر از ماکزیمم برش پایه در منحنی رفتار غیرخطی نگردد. در سازه هایی که پس از تسلیم دارای سختی مثبت هستند ($\alpha > 0$)، مدل رفتاری مطابق شکل (۲-۸-۱) است و در سازه هایی که پس از تسلیم دارای سختی منفی هستند ($\alpha < 0$)، مدل رفتاری مطابق شکل (۲-۸-۲) خواهد بود.



شکل ۲-۸-۲- منحنی ساده شده نیرو- تغییر مکان

۲-۸-۲- محاسبه زمان تناوب اصلی موثر

هنگامیکه سازه دارای رفتار غیر خطی باشد سختی آن تغییر کرده و در نتیجه زمان تناوب آن ثابت نمی ماند. هرچند در هر گام اعمال بار جانبی، بر حسب سختی های لحظه ای می توان زمان

تناوب سازه را تعیین کرد، اما از آنجا که با استفاده از طیف پاسخ ارتجاعی خطی هنگامیکه رفتار سازه غیر خطی باشد، فقط تقریبی از پاسخ غیر ارتجاعی بدست می آید، لذا خطا در محاسبه زمان تناوب اهمیت زیادی ندارد. به همین جهت برای سازه با رفتار غیرخطی زمان تناوب اصلی بر حسب سختی متناظر با ۶۰٪ نیروی تسلیم محاسبه شده و بنام زمان تناوب موثر تعریف می شود.

زمان تناوب اصلی موثر T_e در امتداد مورد بررسی بر اساس مدل رفتار دو خطی برابر است با:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (18-2)$$

که در آن T_i زمان تناوب اصلی ساختمان با فرض رفتار خطی است و K_i سختی جانبی ارتجاعی در امتداد مورد نظر می باشد. [۸]

۲-۸-۳- تعیین تغییر مکان هدف

تغییر مکان هدف، ماکزیمم تغییر مکانی است که سازه احتمالاً تجربه خواهد کرد. تغییر مکان هدف ممکن است توسط هر روشی که اثرات پاسخ غیر خطی را بر روی دامنه تغییر مکان در نظر بگیرد، محاسبه شود. یکی از روشهای منطقی، روش ضرایب تغییر مکان می باشد که در FEMA 273/356 آورده شده است. به علت اینکه رفتار غیرخطی مصالح به طور مستقیم در مدل ریاضی سازه وارد می شود، نیروهای داخلی محاسبه شده یک تخمین منطقی از نیروهای مورد انتظار حین زلزله خواهد بود. [۱۴]

تغییر مکان هدف برای سازه با دیافراگم های صلب باید با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی سازه برآورد گردد. به عنوان یک روش تقریبی می توان مقدار تغییر مکان هدف را از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (19-2)$$

که در آن T_e زمان تناوب اصلی موثر ساختمان مطابق رابطه (۱۸-۲) برای امتداد مورد نظر است.

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

- ضریب مشارکت مود اول

- مقادیر تقریبی جدول زیر

جدول ۱-۲- مقدار ضریب C_0 [۸]

تعداد طبقات ساختمان	ساختمان های برشی*		سایر ساختمان ها
	توزیع نوع اول	توزیع یکنواخت بار	هر نوع توزیع بار
۱	۱/۰	۱/۰	۱/۰
۲	۱/۲	۱/۱۵	۱/۲
۳	۱/۲	۱/۲	۱/۳
۵	۱/۳	۱/۲	۱/۴
۱۰ و بیشتر	۱/۳	۱/۲	۱/۵

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

ضریب C_1 : ضریب اصلاح برای ارتباط حداکثر تغییر مکان غیر الاستیک مورد انتظار به تغییر مکان محاسبه شده برای پاسخ الاستیک خطی، که از روابط زیر بدست می آید:

$$T_e \geq T_0 \rightarrow C_1 = 1.0 \quad (20-2)$$

$$T_e < T_0 \rightarrow C_1 = \frac{1.0 + (R-1) \frac{T_0}{T_e}}{R} \quad (21-2)$$

در هر صورت مقدار C_1 نباید کوچکتر از ۱ و بزرگتر از مقدار آن طبق رابطه (۲۲-۲) شود.

$$C_1 = 1 + \frac{T_0 - T}{2T_0 - 0.2} \leq 1.5 \quad (22-2)$$

در رابطه (۲۱-۲)، R نسبت مقاومت است که از رابطه زیر محاسبه می شود.

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m \quad (23-2)$$

در این رابطه S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی موثر T_e است و C_m ضریب جرم موثر درمورد اول است که می تواند با استفاده از جدول (۲-۲) یا از تحلیل دینامیکی بدست آید.

جدول ۲-۲- مقادیر ضریب C_m [۸]

تعداد طبقات	قاب خمشی بتنی یا فولادی	قاب فولادی مهار بندی شده با محورهای متقارب یا غیر متقارب	سازه با دیوار برشی	سایر سیستم های سازه ای
یک یا دو	۱	۱	۱	۱
سه و بیشتر	۰/۹	۰/۹	۰/۸	۱

ضریب C_2 : این ضریب اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه ای را بر تغییر مکان ها به دلیل رفتار غیر ارتجاعی آنها منظور می کند و مقدار آن با استفاده از جدول (۳-۲) تعیین می شود.

جدول ۳-۲- مقادیر ضریب C_2 [۸]

$T \geq T_0$		$T \leq 0.1$		سطح عملکرد مورد نظر
قاب نوع دوم	قاب نوع اول	قاب نوع دوم	قاب نوع اول	
۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰	قابلیت استفاده بی وقفه
۱/۰	۱/۱	۱/۰	۱/۳	ایمنی جانی
۱/۰	۱/۲	۱/۰	۱/۵	آستانه فروپاشی

• در این جدول قابهای نوع یک شامل سیستم های سازه ای هستند که در آنها بیش از ۳۰ درصد بار جانبی توسط اعضای حمل می شود که هنگام زلزله صدمه می بیند. قابهای خمشی معمولی، قابهای مهاربندی شده با محورهای متقارب، قابهای با اتصالات نیمه صلب، قابهای با مهاربندی های لاغر که فقط برای کشش طراحی شده اند، دیوارهای بنایی غیر مسلح و دیوارهای غیر شکل پذیر در برش از این نوع می باشند. سایر سیستم های سازه ای از نوع دو محسوب می شوند. برای مقادیر T بین ۰/۱ و T_0 مقدار C_2 با استفاده از درون یابی خطی محاسبه می شود.

ضریب C_3 : ضریب اصلاح برای اعمال افزایش تغییر مکان ها به علت اثر $P - \Delta$ در محدوده غیر خطی می باشد. برای ساختمان های با سختی پس از تسلیم مثبت، مساوی با یک و برای ساختمانهای با سختی پس از تسلیم منفی، مقدار C_3 از رابطه زیر بدست می آید. [۸]

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{1.5}}{T_e} \quad (24-2)$$

برای تعیین مقادیر T_e و ضرایب C_0 تا C_3 نیاز به تهیه منحنی نیرو- تغییر مکان در تغییر مکان هدف می باشد. چون تغییر مکان هدف از ابتدا مشخص نیست، بنابراین با فرض مقادیری برای این مجهولات، تغییر مکان هدف مشخص و سپس با این تغییر مکان منحنی تغییر مکان ترسیم می شود. بر اساس این منحنی در صورت نیاز، مقادیر فرض شده اصلاح می شوند.

فصل سوم

کلیاتی پیرامون نرم افزار SAP2000

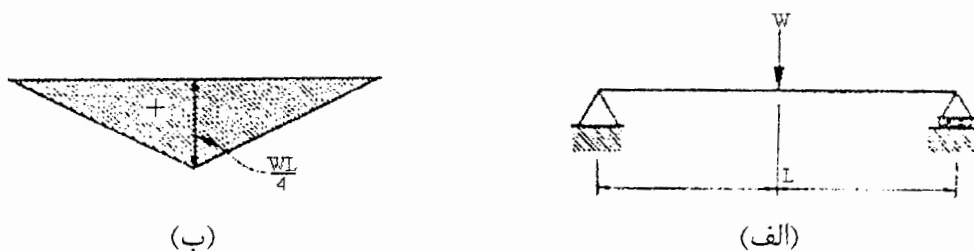
پیشرفت های چشمگیری که در دنیا در زمینه طراحی لرزه ای سازه ها به روش عملکردی انجام گرفت، شرکت GSI سازنده نرم افزار SAP2000 را بر آن داشت تا گزینه های مختلف طراحی لرزه ای ساختمانها به روش مزبور را در نرم افزار پیاده نماید. در نتیجه بسیاری از موارد لازم جهت انجام این طرح از دو آیین نامه ATC-40 و FEMA-273 برگزیده و در آن اعمال گردید که مهمترین آن روش تحلیل استاتیکی غیرخطی می باشد. این نرم افزار قابلیت در نظر گرفتن خواص غیر خطی مواد و غیر خطی هندسی (تغییر مکانهای بزرگ) را دارد.

مبنای انجام آنالیز غیر خطی در این نرم افزار تئوری مفاصل پلاستیک^۱ می باشد. پس از ساختن مدل با توجه به محل تشکیل مفاصل پلاستیک (منظور دو سر المان یا وسط المان) و همچنین ماهیت مفاصل پلاستیک (ممان، نیروی محوری، اندرکنش ممان و نیروی محوری و ...)، این مفاصل بر روی المان ها تعریف می شوند. اگر عملکرد المان محوری باشد، مانند بادبندهای فشاری یا کششی، مفصل پلاستیک از نوع محوری (P) و در وسط المان تعریف می شود، که در حالت فشاری بیان کننده کمانش المان است. در صورتی که المان عملکرد خمشی داشته باشد و همچنین اثر نیروی محوری هم قابل ملاحظه باشد می توان از مفصل پلاستیک نوع (PMM) استفاده کرد که اندرکنش نیروی محوری و ممان را لحاظ می کند. بنابراین لازم است در ابتدا به طور خلاصه اشاره ای به مفهوم مفصل پلاستیک بشود.

۳-۲- مفصل پلاستیک

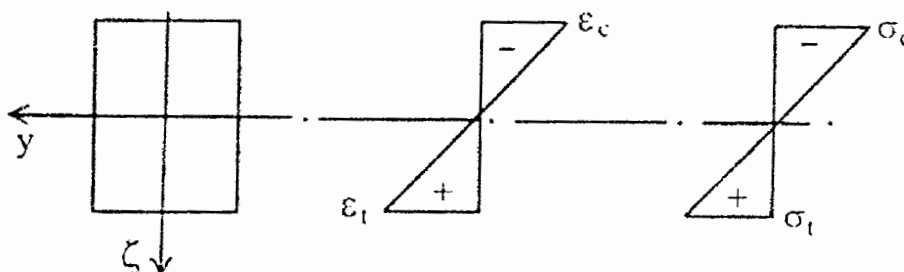
برای بیان مفهوم مفصل پلاستیک از یک مثال ساده استفاده خواهیم کرد. در این مبحث مشخص می شود که اگر عضو به اندازه کافی تحت خمش قرار گیرد و اکثر قسمتهای پر تنش آن

پلاستیک شود، چه اتفاقی می افتد. تیر با تکیه گاه های ساده با دهانه L و بار متمرکز W را در نظر بگیرید، شکل (۱-۳).



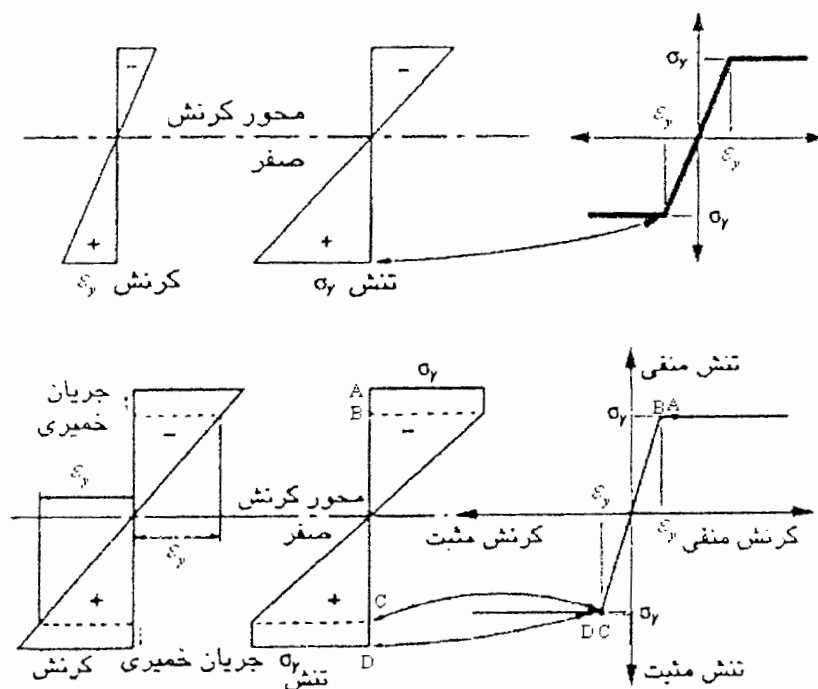
شکل ۱-۳- الف) تیر ساده؛ ب) نمودار لنگر خمشی

تیر تحت بار متمرکز در تمام طول خود خمیده شده و لنگر خمشی حداکثر آن $\frac{WL}{4}$ می باشد و هدف بررسی رفتار مقطع در خمش حداکثر است. براساس نظریه ساده خمش که براساس رفتار الاستیک مصالح استوار است، اگر هیچ نقطه ای از تیر جاری نشود، در تمام ارتفاع مقطع رابطه تنش - کرنش بصورت خطی خواهد بود، شکل (۲-۳). محوری که در آن تنش و کرنش صفر است، "محور کرنش صفر" نامیده می شود. تنش و کرنش متناسب با فاصله Z از این محورند و برای خمش مثبت، حداکثر مقدار تنش فشاری در بالا و کششی در پایین مقطع می باشد و مقدار آن برابر است با $\sigma_{max} = \frac{M}{Z}$ در این رابطه M لنگر خمشی و Z اساس مقطع حداقل است.



شکل ۲-۳- حالت تنش و کرنش قبل از تسلیم

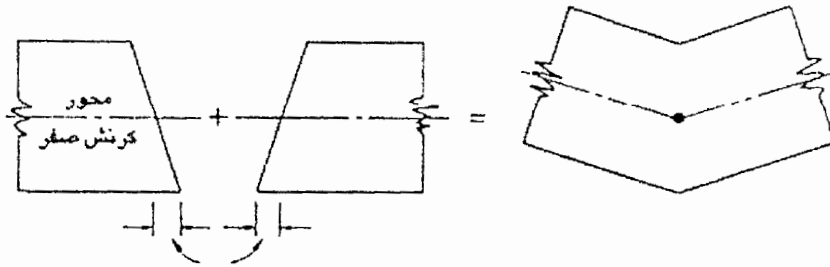
تا موقعی که بیشترین تنش در مقطع به نقطه جاری شدن برسد، رفتار الاستیک خواهد بود. در این حالت فقط مصالح در لبه خارجی مقطع در حال جاری شدن است. آزمایش نشان داده است که توزیع کرنش در ارتفاع مقطع پس از جاری شدن خطی باقی می ماند. مطابق شکل‌های (۲-۳) و (۳-۳) محاسبه تنش به کمک منحنی تنش و کرنش در هر مقطع ممکن می باشد. همان گونه که لنگر خمشی اضافه می شود جاری شدن مقطع به سمت محور کرنش صفر گسترش می یابد. در مناطقی که مقطع جاری شده است، دو منطقه با تنش ثابت وجود دارد (تنش به تنش تسلیم محدود می شود ولی کرنش بوسیله جریان خمیری افزایش می یابد). این دو منطقه بوسیله یک رابطه خطی توزیع تنش (الاستیک) بهم متصل می شوند.



شکل ۳-۳- حالت تنش و کرنش به صورت پلاستیک ناقص

با جاری شدن کلیه تارهای مقطع، این ناحیه مشابه یک مفصل عمل می کند، زیرا کرنش در کلیه نقاط مقطع بدون هر گونه تغییر در تنش افزایش می یابد. عملکرد این مفصل در شکل (۳-۴) نشان داده شده و مقطع در این حالت تبدیل به مفصل پلاستیک شده است. در این مفصل لنگری برابر

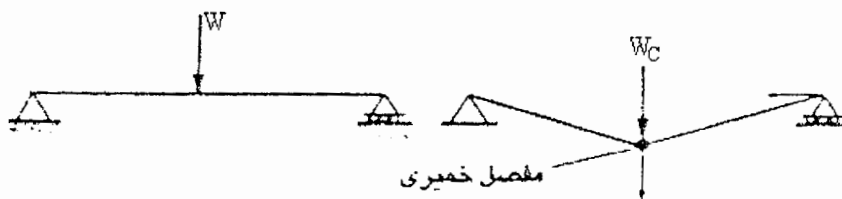
با لنگر مقاوم پلاستیک مقطع بوجود می آید که بیشترین لنگری است که مقطع می تواند تحمل کند و با M_p نمایش داده می شود.



شکل ۳-۴- عملکرد مفصل پلاستیک

وقتی مفصل خمیری در تیر ساده شکل می گیرد، فروریختگی بوجود می آید. پس از فروریختگی، تیر بصورت مکانیزم در آمده، یعنی نقطه اثر بار به طرف پایین و تکیه گاه غلتکی به سمت راست حرکت می کند و تیر به یک مکانیزم تبدیل می شود. بار فروریختگی W_c با مساوی قرار دادن حداکثر لنگر خمشی ناشی از بار اعمال شده و لنگر خمیری تیر تعیین می شود، شکل (۳-۵).

$$\frac{W_c L}{4} = M_p \Rightarrow W_c = \frac{4M_p}{L} \quad (۳-۱)$$



شکل ۳-۵- تیر ساده

۳-۳- قابلیت های نرم افزار SAP2000

مطابق با اطلاعات موجود در راهنمای SAP2000 این برنامه در ارتباط با تحلیل استاتیکی غیر خطی

دارای قابلیت های متعددی می باشد که عبارتند از :

۱- تحلیل استاتیکی غیر خطی در این برنامه به دو صورت امکان پذیر می باشد.

الف : با کنترل نیرو

ب: با کنترل تغییر مکان

در حالت اول سازه تحت بار تعریف شده تحت رانش قرار می گیرد تا جایی که سازه نهایتاً متوقف گردیده و یا خراب می شود. در حالیکه در حالت دوم سازه تحت الگوی مشخصی تا رسیدن به جابجایی مورد نظر در نقطه کنترل تحت رانش قرار می گیرد. یعنی نیروهای جانبی آن قدر افزایش می یابند تا سازه به حالت ناپایداری نزدیک شود و یا تغییر مکان مورد نظر محقق گردد.

۲- در این برنامه امکان شروع آنالیز استاتیکی غیر خطی در دنباله آنالیز استاتیکی غیر خطی دیگری که قبلاً به انجام رسیده است وجود دارد.

در این تحقیق برای اعمال بارهای مرده و زنده به سازه در تحلیل استاتیکی غیر خطی از روش اول استفاده شده است. سپس اعمال بار جانبی از ادامه تحلیل اول و بر اساس کنترل تغییر مکان صورت گرفته است.

۳- در این برنامه امکان اعمال الگوهای مختلف بار از قبیل بار استاتیکی، شتاب یکنواخت به جرم ها در امتداد سه گانه، نیروی جانبی متناسب با حاصل ضرب شکل مود در سهم جرم هر گره و یا هر ترکیب دلخواهی از بارگذاربهای فوق نیز وجود دارد.

۴- تعریف خودکار مفاصل پلاستیک بر مبنای آیین نامه های FEMA-273 , ATC-40 و یا تعریف مفاصل توسط کاربر.

۵- امکان صرف نظر کردن از آثار ناپایداری، لحاظ کردن اثرات $P-\Delta$ و در نظر گرفتن آثار توام $P-\Delta$ و تغییر شکل‌های بزرگ.

۶- امکان ترسیم طیف های نیاز با اخذ مقادیر میرایی موثر و ضرایب زلزله C_v و C_a و امکان تعریف رفتارهای سازه ای کلاس A ، B و C مطابق با استاندارد ATC-40 .

۷- امکان رسم منحنی ظرفیت در فرم معمول و منحنی طیف ظرفیت و طیف نیاز در قالب ADRS .

۸- در حالتیکه منحنی در قالب ADRS رسم گردد برنامه قادر است با پیدا کردن نقطه عملکرد سازه، تمامی اطلاعات آن از قبیل میرایی موثر B_{eq} ، پریود موثر T_{eff} ، جابجایی، برش پایه، شتاب طیفی و تغییر مکان طیفی نقطه عملکرد را ارائه کند.

۹- امکان ارائه تعداد مفاصل ایجاد شده در هر گام تحلیل به تفکیک ناحیه ای که مفصل در آن قرار دارد و بالغ بر هشت ناحیه می باشد.

۱۰- در نظر گرفتن افت مقاومت در مفصلهای پلاستیک و همچنین کاهش سختی.

۳-۴- بررسی مدل سازی غیر خطی در نرم افزار SAP2000 [۵]

در حالت کلی دو نوع رفتار غیر خطی برای اعضای سازه ای معلوم می باشد:

الف: رفتار غیر خطی مصالح

ب: رفتار غیر خطی هندسی

حالت غیر خطی مصالح به دلایل مختلفی ممکن است اتفاق بیافتد. از جمله تغییر شکل‌های پلاستیک در سازه های فولادی، ترک خوردگی و خزش در سازه های بتنی، اندر کنش غیر الاستیک نیروی محوری و لنگر خمشی و یا نیروی برشی و لنگر پیچشی. در مورد حالت غیر خطی هندسی نیز مواردی وجود دارد که شامل عیوب و نقایص ساخت و اجرای المانهای قابی، لنگرهای ثانویه ناشی از ترکیب اثر بار قائم و تغییر مکانهای جانبی سازه، تاثیر نیروی محوری بر روی سختی خمشی اعضای قابی و ... خواهند بود.

در بخشهای بعدی سعی می شود که به طور خلاصه بررسی مناسبی بر روی مدل سازی هر یک

از این حالات غیر خطی در نرم افزار مورد استفاده انجام گیرد.

۳-۴-۱- حالت غیر خطی مصالح

نحوه مدل سازی غیر خطی مصالح بستگی مستقیم به توانایی برنامه کامپیوتری مورد استفاده دارد. اکثر نرم افزارها برای حالت غیر خطی مصالح از نمودارهای $M-\theta$ برای هر یک از عضوهای مدل سازه ای استفاده می نمایند (نظیر برنامه SAP2000).

مزیت این نوع مدل سازی در این است که اولاً سرعت انجام تحلیل و عملیات ماتریسی را افزایش می دهد (به سبب سادگی فرمول بندی) و ثانیاً در این نوع تعریف می توان سازگاری بیشتری بین مدل کامپیوتری و حالت واقعی برقرار نمود.

برای مثال می توان نمودار $M-\theta$ را برای یک مقطع معلوم، براساس نتایج آزمایشگاهی استخراج نمود و اثراتی مانند عرض پلاستیک در ناحیه مفصل پلاستیک، تغییر مدول الاستیسیته و ... را با استفاده از نمودار $M-\theta$ یا منحنی $M-P$ تعدیل شده عضو پیاده نمود. به عنوان نمونه در نرم افزار SAP2000 مقدار θ_y بر اساس رابطه (۲-۳) و (۳-۳) بدست می آید.

$$\theta_y = \frac{Z\sigma_y L}{6EI} (1 - P/P_y) \quad (2-3) \quad \text{برای ستون}$$

$$\theta_y = \frac{Z\sigma_y L}{6EI} \quad (3-3) \quad \text{برای تیر}$$

که در این روابط:

I و Z : به ترتیب مدول پلاستیسیتیه و ممان اینرسی مقطع عضو،

E و σ_y : به ترتیب مدول الاستیسیته و تنش تسلیم فولاد،

L : طول عضو،

P و P_y : به ترتیب نیروی محوری عضو و ظرفیت تسلیم عضو ($A_g F_y$) می باشند.

همچنین برای اعضاء بتن آرمه معمولاً از θ_y صرف نظر می گردد.

همانطور که مشاهده می شود، در این روابط مقدار θ_r مستقیماً به طول عضو وابسته می باشد اما عیب این روش آن است که برخی ویژگیهای مصالح نظیر مشخصه تنزل سختی، زوال مقاومت و تنگ شدگی یا کش آمدگی در این مدل ها به درستی قابل اعمال نمی باشد. البته با توجه به اینکه این ویژگیها مختص بارگذاریهای رفت و برگشتی است، بنابراین در تحلیل بار افزون با مشکل خاصی روبرو نخواهیم بود و مساله عمده این روش در تحلیلهای دینامیکی غیر خطی است. با این حال نرم افزارهایی مانند SAP2000 در تحلیل بار افزون مدل ها، اثرات زوال مقاومت را به صورت تقریبی بر روی مدل $M-\theta$ اعضا وارد می نمایند.

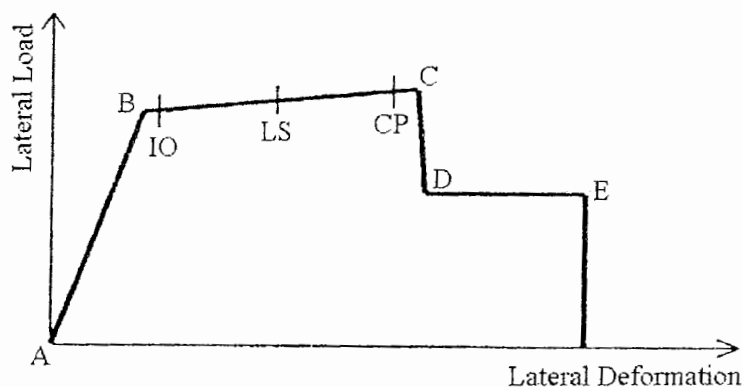
۳-۴-۲- حالت غیر خطی هندسی

حالت غیر خطی هندسی خود به رده هایی تقسیم می شود. ساده ترین شکل اعمال حالت غیر خطی هندسی برای قابهای ساختمانی، روش ساده شده $P-\Delta$ است که به صورت اعمال نیروهای جانبی اضافی معادل با حاصل ضرب نیروهای قائم نظیر بار مرده و زنده طبقات در تغییر مکان جانبی ناشی از بارهای عرضی اولیه می باشد. در نگاهی کامل تر روش $P-\Delta$ دقیق وجود دارد که در آن جملات مرتبه دوم از ضرایب ماتریس سختی اعضا به ماتریس سختی اولیه افزوده می شود و اثر تغییر شکل اعضای سازه بر روی ماتریس سختی هر یک از المانها، اعمال می گردد که روش اخیر برای المانهای قابی به تغییر شکلهای بزرگ معروف می باشد. قابل توجه است که روشهای جامع تری نیز وجود دارد که به کرنشهای بزرگ معروف است که البته برای المانهای قابی هنوز توسعه نشده است. در مورد حالت غیر خطی هندسی، نرم افزار SAP2000 توانایی انجام $P-\Delta$ ساده شده و $P-\Delta$ دقیق (در تحلیل استاتیکی) را دارا می باشد.

۳-۵- خصویات مفاصل پلاستیک در نرم افزار SAP2000 [۵]

خصویات مفاصل پلاستیک در نرم افزار SAP2000 براساس دو مرجع ATC-40 و FEMA-273 تنظیم شده اند. این دو مرجع در زمینه ارزیابی مجدد، تقویت و ترمیم سازه های موجود در زلزله نوشته شده اند.

نمونه های از نمودار نیرو _ تغییر مکان برای تعریف مفصل پلاستیک در شکل (۳-۶) ارائه شده است.



شکل ۳-۶- نحوه تعریف خصویات مفاصل پلاستیک در نرم افزار SAP2000 [۵]

کلماتی که به صورت علائم مختلف IO , LS , CP در شکل (۳-۶) وجود دارند ، در حقیقت همان سطوح رفتاری می باشند که توسط ATC-40 جهت کنترل تغییر شکل اعضا برای اهداف عملکردی مختلف تعریف گردیده است.

IO: Immediate Occupancy

LS: Life Safety

CP: Collapse Prevention

در بندهای آتی به انواع مفاصل پلاستیک که می تواند در مدل سازی غیر خطی با استفاده از

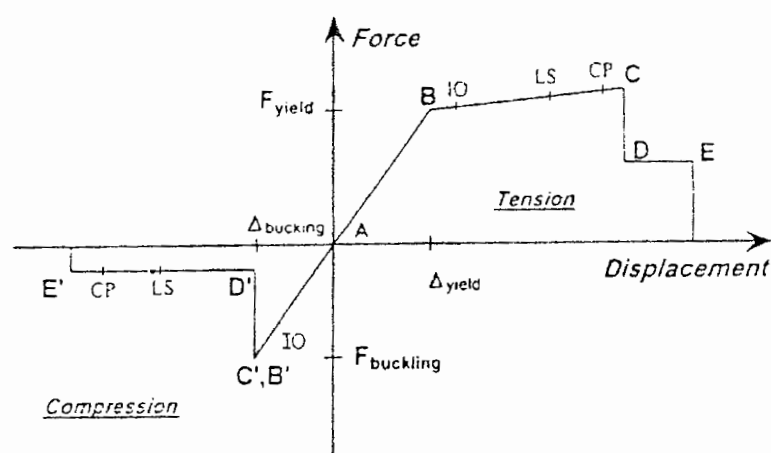
رابطه نیرو _ تغییر مکان به کار گرفته شود، اشاره خواهد شد.

۳-۵-۱- مفصل پلاستیک محوری^۱ (p) [۵]

نیروهای داخلی در مهاربندها و ستونهای لرزه بر قابهای مهاربندی شده (قاب ساده یا خمشی) عمدتاً از نوع کشش و یا فشار محوری است و تغییر شکلهای پلاستیک در این اعضا به صورت تسلیم

1-Axial Plastic Hinge .

کششی و یا کمانش فشاری خواهد بود. از این رو برای مدل کردن رفتار غیر خطی اعضای کششی یا فشاری، لازم است یک مفصل محوری به یک نقطه از طول المان اختصاص داده شود. موقعیت مفصل محوری در طول عضو مهم نیست، چرا که طول مفصل پلاستیک برای محاسبه جابجایی نظیر تسلیم یا کمانش عضو، بدون توجه به موقعیت مفصل محوری، برابر طول آزاد عضو می باشد. رفتار نیرو - جابجایی یک مفصل پلاستیک محوری را در حالت کل می توان به صورت شکل (۷-۳) تعریف نمود.



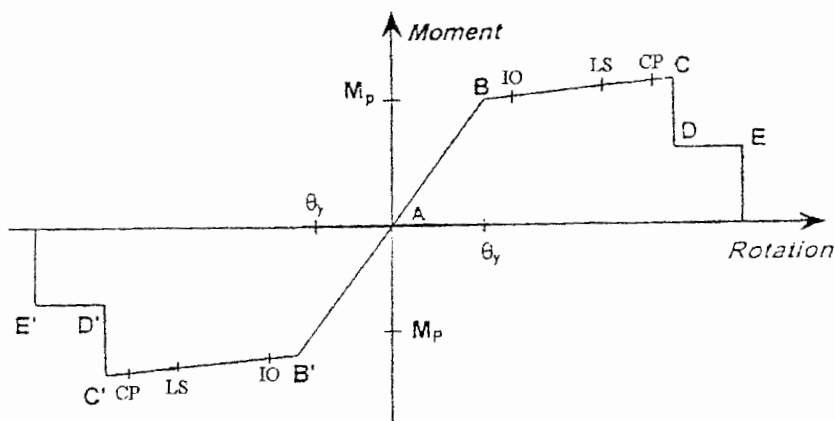
شکل ۷-۳- رابطه نیرو - جابجایی در مفصل پلاستیک محوری [۵]

نقاط B، C و E در این شکل به ترتیب مربوط به ترازهای تسلیم، حداکثر مقاومت و شکست در رفتار کششی می باشند. نقاط B' و C' که بر هم منطبق می باشند مربوط به تراز کمانش فشاری و نقطه E' مربوط به تراز شکست فشاری پس کمانشی است. موقعیت سه تراز عملکرد IO, LS, CP در هر دو رفتار کششی و فشاری، در شکل (۷-۳) نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می شود در تراز عملکرد ایمنی جانی (LS)، تغییر شکل‌های پلاستیک قابل توجهی در عضو کششی رخ می دهد. ولی هنوز تا نقطه C که مربوط به افت قابل توجه مقاومت است، فاصله زیادی باقی مانده است. رفتار مذکور برای اعضای کششی اصلی (اعضایی که در باربری ثقلی مشارکت دارند، مثل ستونها) و فرعی (اعضایی که در باربری ثقلی سازه مشارکت ندارند، مثل مهاربند های فولادی) مشابه می باشد. اما در مورد عملکرد فشاری، همانطور که مشاهده می شود تراز عملکرد ایمنی بعد از

نقطه کمانش قرار دارد این بدان معنی است که کمانش یک عضو به معنی آسیب جانی نیست و تغییر شکل های پس از کمانش تا تراز عملکرد ایمنی جانی، مجاز است. اما باید توجه کرد که این مطلب فقط برای اعضای فشاری فرعی سازه، از جمله مهاربندیهای فولادی که نقشی در باربری ثقلی سازه ندارند، معتبر است. در حالیکه در مورد ستونهای لرزه بر یک قاب مهاربندی شده، صادق نیست. براساس FEMA-273 کمانش و افت مقاومت ناشی از آن در یک ستون جایز نیست و ستونهای یک قاب بایستی تحت حداکثر نیروهای فشاری، خطی و الاستیک و بدون کمانش، به صورت پایدار باقی مانده و به باربری ثقلی خود ادامه دهند.

۳-۵-۲- مفصل پلاستیک خمشی (M) یا خمشی محوری^۱ (PMM) [۵]

نیروهای داخلی در تیرها و ستونهای قابهای خمشی به ترتیب خمشی و خمشی - محوری است. از طرفی تغییر شکلهای پلاستیک در این اعضا تحت بارهای جانبی زلزله معمولاً به صورت مفصلهای پلاستیک در ابتدا و انتهای تیرها و ستونها ظاهر می گردد، که البته به خاطر بارگذاری روی تیرها ممکن است در طول تیرها نیز مفصل پلاستیک خمشی ایجاد گردد. رابطه لنگر - دوران یک مفصل پلاستیک خمشی در حالت کلی به صورت زیر است:



شکل ۳-۸- رابطه لنگر - دوران در مفصل پلاستیک خمشی [۵]

در شکل فوق رابطه لنگر _ دوران مفصل برای لنگر مثبت و منفی متقارن فرض شده است. در حالت کلی برای مقاطع بتن آرمه این رابطه نامتقارن می باشد و تا نقطه B رابطه لنگر _ دوران خطی است. در نقطه B ، لنگر داخلی مقطع به لنگر پلاستیک می رسد و در واقع نقطه B متناظر با تشکیل مفاصل پلاستیک و آغاز دوران پلاستیک در مقطع است.

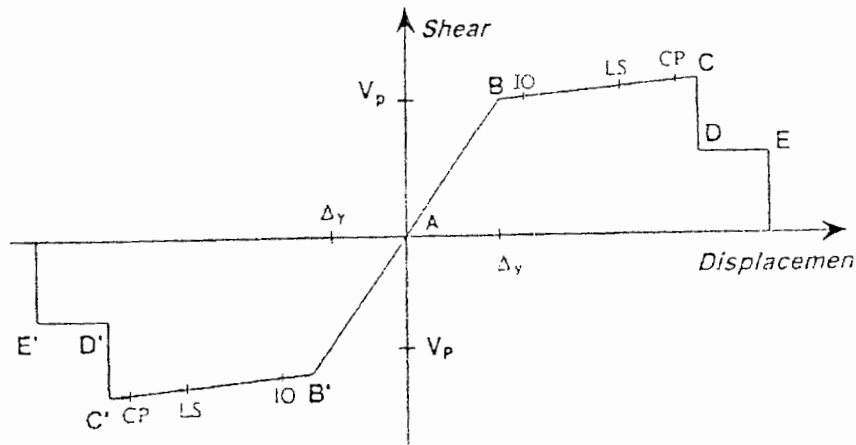
با فرض آنکه نقطه عطف در وسط طول عضو فولادی تشکیل گردد می توان دوران تسلیم آن را از رابطه (۲-۳) بدست آورد.

بسته به میزان دوران پلاستیک ، عملکرد عضو در یکی از تراز های IO ، LS ، یا CP قرار می گیرد. موقعیت این ترازها در شکل (۳-۸) نشان داده شده است. در نقطه C، مقطع به حداکثر مقاومت خمشی خود می رسد و بعد از این ضمن افت مقاومت تغییر شکل‌های پلاستیک تا حداکثر مقدار خود در E توسعه می یابد و در این نقطه شکست خمشی در مقطع رخ می دهد. رابطه لنگر _ دوران مفصل پلاستیک خمشی _ محوری (MMP) مشابه رابطه لنگر _ دوران مفصل پلاستیک خمشی (M) می باشد، با این تفاوت که این رابطه سازگار با سطح اندرکنش بار محوری و لنگر خمشی می باشد. به عبارت دیگر در این مفصل پلاستیک، مقدار M_p بستگی به مقدار P در مقطع خواهد داشت.

۳-۵-۳- مفصل پلاستیک برشی^۱ (V) [۵]

در برخی اعضای سازه ای همچون ستونهای کوتاه در نیم طبقه ها یا رابط های کوتاه در سیستمهای EBF² ، نیروها و تغییر شکل‌های داخلی عمدتاً از نوع برشی می باشند. لذا برای مدلسازی رفتار غیر خطی این اعضا لازم است از مفصل پلاستیک برشی استفاده گردد. در شکل (۳-۹) رابطه برش _ جابجایی یک مفصل برشی (V) نشان داده شده است.

1- Shear Hinge
2- Eccentric Braced Frame



شکل ۳-۹- رابطه نیرو - جابجایی در مفصل پلاستیک برشی [۵]

نقاط B، C و E به ترتیب مربوط به تسلیم برشی، حداکثر مقاومت برشی و شکست برشی است. برخلاف مفصل محوری، موقعیت مفصل برشی در طول عضو منحصر به فرد بوده و می تواند در نحوه توزیع نیروهای داخل عضو موثر باشد.

۳-۶- تعیین طول مفصل پلاستیک [۶]

مقادیر نظری ارائه شده برای طول مفصل پلاستیک (L_p) بستگی به نحوه توزیع انحناء در یک عضو خاص دارند و مستقیماً با طول عضو متناسب می باشند. براساس مطالعات انجام شده مشاهده شده است که بین مقادیر نظری ارائه شده برای طول مفصل پلاستیک با طولهای بدست آمده از طریق آزمایشات همخوانی چندانی وجود ندارد. علت این امر آن است که مثلاً برای یک طره قائم توزیع انحناء در انتهای طره پایان می یابد در حالیکه کرنشهای فولاد کششی به دلیل چسبندگی تا حدودی در داخل شالوده ادامه خواهند داشت. این کشیدگی فولادهای کششی که از مقادیر نظری نیز بیشتر می باشد موجب می گردد تا مقدار چرخش و تغییر مکان بیشتر گردد. به این پدیده « نفوذ کرنش کششی » گفته می شود. براساس مطالعات انجام شده مشاهده شده است که میزان نفوذ

کرنشی به قطر فولادها بستگی دارد ، به گونه ای که آرماتور با قطر بیشتر طول نفوذی بیشتری را احتیاج دارد.

دلیل دیگر اختلاف بین مقادیر تئوری و مقادیر نظری گسترش ناحیه خمیری در عضو در اثر ایجاد ترکهای مورب برشی و خمشی می باشد. این ترکهای مورب برشی و خمشی باعث می شوند تا کرنش فولادها در فاصله ای بالاتر از آنچه که در اثر لنگر خمشی ایجاد می شوند ادامه یابند. یکی از تخمین های خوب و مناسب برای طول لولای خمیری که توسط پاولی بیان شده است به صورت زیر می باشد.

$$L_p = 0.08L + 0.22d_b F_y \quad (۴-۳)$$

در این رابطه :

L : طول عضو بر حسب m

d_b : قطر اسمی آرماتور بر حسب m

F_y : مقاومت جاری شدن آرماتور بر حسب MPa

می باشد.

برای تیرها و ستونهای معمولی ، با دقت خوبی متناسب با رابطه فوق می توان طول لولای خمیری را $0.5h$ در نظر گرفت ، که h بعد مقطع می باشد.

باید توجه داشت که طول لولای خمیری که از رابطه فوق بدست می آید با ناحیه خمیری که در آن ناحیه آرماتورگذاری خاصی باید صورت گیرد تا ظرفیت چرخشی مقطع تامین گردد و آن ناحیه به صورت مفصل خمیری عمل کند ، متفاوت می باشد.

فصل چهارم

مطالعات کامپیوتری

در این پایان نامه به منظور بررسی روند تشکیل مفصل پلاستیک در سازه های بتنی، از قابهای ۳ تا ۶ طبقه، که مد اول نوسان بر پاسخ و عملکرد آنها تاثیرگذار می باشد، استفاده شده است. با فرض متقارن بودن این ساختمانها و عدم وجود پیچش، از مدل‌های دو بعدی به جای مدل‌های ۳ بعدی استفاده شده است. روند طراحی نیز بر اساس طراحی اولیه ساختمانها برای تحمل بارهای زلزله می باشد و سعی بر آن بوده است که با تغییر ابعاد اعضای قابهای طراحی شده بر اساس مقاومت روند تشکیل مفصل پلاستیک در مدل‌های نهایی، یک روند منطقی و مشخص (یعنی تشکیل مفصل پلاستیک فقط در تیرهای قابهای بتن مسلح) را داشته باشد. در این بخش روند دقیق طراحی های اولیه و مدل سازی نهایی بیان می گردد.

۴-۲- فرضیات طراحی

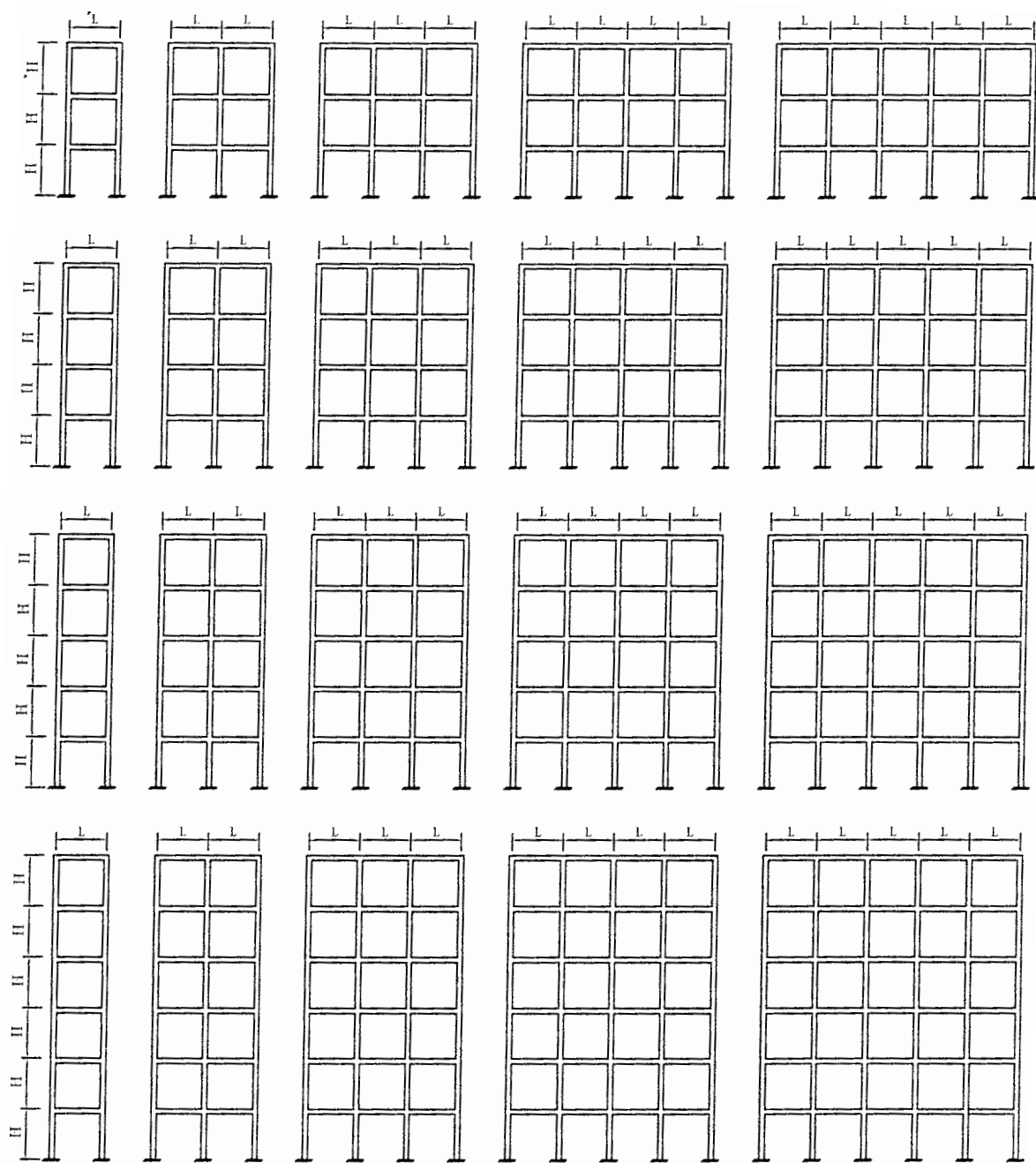
در ایجاد قابهای اولیه برای آنالیزهای نهایی متغیرهایی در نظر گرفته شده است که عبارتند از:

۱- تعداد طبقات: تعداد طبقات انتخاب شده مابین ۳ تا ۶ طبقه می باشد.

۲- تعداد دهانه: تعداد دهانه ها در تمام طبقات از ۱ تا ۵ دهانه می باشد.

۳- طول دهانه: طول دهانه ها ۳، ۴، ۵ و ۶ متر می باشد.

با انتخاب ارتفاع ثابت طبقات به میزان ۳ متر، در برابر مقادیر ۴ گانه طول دهانه ها، انتظار می رود که قابها عملکرد متفاوتی داشته باشند. بنابراین تعداد قابهایی که باید برای آنها طراحی اولیه صورت گیرد ۸۰ عدد خواهد بود، که به صورت شماتیک در شکل (۴-۱) نشان داده می شوند. (البته تنها تمام قابهای که طول دهانه های آنها ۳ متر می باشد و برای قابهای بعدی تنها طول تمام دهانه ها ۴، ۵ و ۶ متر منظور خواهد شد)



* $H=3m$, $L=3m$ until $6m$

شکل ۴-۱- قابهای انتخاب شده برای مطالعه

به منظور طراحی اولیه با توجه به محدود بودن ارتفاع و منظم بودن سازه در پلان و ارتفاع از تحلیل استاتیکی استفاده شده است. در این پایان نامه فرض شده است که ساختمانهای بتنی توانایی تحمل ۱۰۰٪ نیروی زلزله را بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) دارا می باشند. بنابراین قابها با توجه به آیین نامه ACI باید برای ترکیب بارهای زیر طراحی شوند:

$$1.4D$$

$$1.4D + 1.7L$$

$$1.05D + 1.28 L \pm 1.4E$$

$$0.9 D \pm 1.43 E$$

در روابط فوق D ، مقدار بار مرده، L ، بار زنده و E نیروی جانبی زلزله می باشند. در طراحی قابها میزان بار مرده ۶۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار زنده ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است. همچنین فرض می گردد که طول دهانه ها در جهت عمود بر صفحه قاب برای تمام سازه های مورد نظر ۵ متر است. بنابراین بار مرده و زنده در واحد طول تیرها به ترتیب ۳۲۵۰ کیلوگرم بر متر و ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر می باشد.

نیروی جانبی زلزله با توجه به آیین نامه ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) و فرضیات زیر مشخص می شود.

نوع خاک منطقه از نوع I آیین نامه می باشد، بنابراین مقادیر T_0 و T_S به ترتیب برابر ۰/۱ و ۰/۴ خواهد بود. کاربری ساختمانها مسکونی است و تنها ۲۰ درصد بار زنده در محاسبه وزن موثر زلزله منظور می شود. سیستم، قاب خمشی با شکل پذیری متوسط است و لذا ضریب رفتار ساختمانها برابر ۷ منظور شده است. ضریب اهمیت ساختمانها ۱ می باشد و در منطقه با خطر نسبی بالا قرار دارند، بنابراین شتاب مبنای طرح (A) برابر ۰/۳۵ می باشد.

نیروی جانبی زلزله و توزیع آن بر اساس روابط زیر مشخص می شود.

$$V = CW \quad (1-4)$$

$$C = \frac{ABI}{R} \quad (2-4)$$

که در روابط فوق :

V: نیروی برش پایه،

W: وزن موثر در نیروی زلزله $(D + 0.2L)$ ،

C: ضریب زلزله،

B: ضریب بازتاب می باشند.

۴-۳- تحلیل و طراحی قابها

برای آنالیز و طراحی قابها با توجه به فرضیات بیان شده، از نرم افزار SAP2000 Ver8.35 استفاده شده است و طراحی قابها به گونه ای صورت گرفته است که طراحی به صورت مناسب انجام گیرد (یعنی نسبت تنشهای ایجاد شده در اعضاء قائم تشکیل دهنده سیستم، بزرگتر از 0.8 باشد). مگر در مواردی که از نظر اجرایی و یا محدودیت های آیین نامه ای امکان رعایت طراحی بهینه نبوده است. از موارد اجرایی و محدودیتهای آیین نامه ای می توان به کنترل تعداد آرماتورهای طولی استفاده شده در عناصر قائم مدلهای اشاره کرد، که باید تعداد آرماتورهای طولی در عضو قائم طبقه بالا کمتر یا مساوی آرماتورهای طولی عضو قائم پایین خود باشد. برای طراحی اعضای قابهای بتن آرمه از آیین نامه ACI 318-99 استفاده شده است. کنترل شکل پذیری قابها براساس آیین نامه بتن ایران (آبا) انجام شد. در روند طراحی اولیه علاوه بر فرضیات قبلی در نظر گرفته شده باید مقاومت و سختی بتن و فولاد مصرفی در ساختمانها را نیز معرفی کنیم. مقاومت بتن در طراحی قابها 210 کیلوگرم بر سانتیمترمربع در نظر گرفته شده است. فولادهای طولی و عرضی از نوع A3 با تنش تسلیم 4000 کیلوگرم بر سانتیمترمربع می باشند و مقدار مدول الاستیسیته بتن با توجه به آیین نامه ACI از رابطه زیر مشخص می شود: [۱۳]

$$E_c = \gamma_c^{1.5} (0.043 \sqrt{f_c}) \quad (3-4)$$

ابعاد و اندازه مقاطع تیر و ستون در مدلها مورد بررسی با کاهش نیروها در طبقات بالاتر کاسته شده است. این امر علاوه بر آنکه از لحاظ اقتصادی مهم می باشد از جنبه رفتار و عملکرد سازه نیز

حائز اهمیت است چرا که بررسی ها و تحقیقات نشان داده است که کاهش مقاطع اعضا، به خصوص در تیرها متناسب با نیروی وارده است که به طور متوسط از طبقات پایین به سمت طبقات بالاتر کاسته می شود و رفتار و عملکرد لرزه ای مناسب تری را به سازه اعمال می دارد. بنابراین در مدل های ۳، ۴، ۵ و ۶ طبقه مقاطع تیرها و ستونها از پایین به بالا تا حد امکان کاهش داده شده اند (در صورتی که از لحاظ مقاومتی محدودیتی وجود نداشته باشد). البته در این موارد ذکر یک نکته ضروری است که این کار باید با ملاحظه و کنترل تغییر مکانهای جانبی و نسبت تغییر مکانهای جانبی طبقات صورت گیرد، تا مقادیر بدست آمده از مقدار مجاز ذکر شده در آیین نامه ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) بر اساس رابطه زیر تجاوز ننمایند و مشکلی از لحاظ جابجایی و تغییر مکان ایجاد نگردد.

$$\bar{\Delta}_{ni} = \frac{\bar{\Delta}_{Mi}}{0.7R} \quad (4-4)$$

که در رابطه فوق :

$\bar{\Delta}_{ni}$: تغییر مکان جانبی نسبی طبقه با منظور کردن اثر $P-\Delta$

$\bar{\Delta}_{Mi}$: تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طبقه با منظور کردن اثر $P-\Delta$

R : ضریب رفتار سازه می باشند.

در نامگذاری قابها روش ساده ای به کار رفته است. نام هر قاب با حرف F که نشانگر کلمه قاب است آغاز می شود، سپس عدد بعد از حروف F تعداد طبقات را نشان می دهد. عدد بعدی تعداد دهانه ها را بیان می کند و عدد نهایی طول دهانه ها بر حسب متر است. برای مثال F313 معرف قاب ۳ طبقه با ۱ دهانه ۳ متری است.

۴-۴- مدل سازی برای آنالیز غیر خطی

مدل سازی نهایی و آنالیز استاتیکی غیر خطی سازه های طراحی شده در این پایان نامه توسط نرم افزار SAP2000 Ver8.35 انجام گرفته است. در آنالیز غیر خطی سازه های طراحی شده به منظور مشخص شدن نحوه تشکیل مفصلهای پلاستیک در هر یک از قابها با توجه به شکل پذیری، تحلیل بر اثر بار ممتد جانبی یکنواخت و بار مثلی معکوس توسط نرم افزار SAP2000

انجام گرفت. همانطور که قبلاً بیان شد برای تحلیل بار افزون دو مقوله مهم لازم است، یکی مقادیر تغییر مکان هدف (برای بام) و دیگری نوع شکل بارگذاری جانبی می باشد. برای تعیین تغییر مکان هدف از روش ضریب جابجایی ذکر شده در دستورالعمل بهسازی لرزه ای سازه ها استفاده گردید. سپس با معلوم شدن تغییر مکان جانبی هدف، رفتار و عملکرد مدلها در نقطه عملکرد، روی منحنی ظرفیت حاصل، بررسی گردید. (که در این تحقیق در قابهای ۳، ۴، ۵ و ۶ طبقه نقطه عملکرد اکثراً در ناحیه IO-LS قرار دارد.)

بارگذاری جانبی، به صورت توزیع یکنواخت متناسب با وزن طبقات و همچنین توزیع مثلثی معکوس متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی در تراز هر سقف در نظر گرفته شده است.

در اینجا لازم به ذکر است، که در فصلهای بعدی این پایان نامه، برای بیان کوتاهتر و واضحتر مطالب از عبارتهای "قابهای اولیه"، "قابهای نهایی" و همچنین عبارت "سختی جانبی" استفاده شده است، که به ترتیب جایگزین عبارتهای "قابها، قبل از تغییر ابعاد اعضاء" و "قابها، بعد از تغییر ابعاد اعضاء" و "سختی جانبی موثر" شده اند.

فصل پنجم

ارائه نتایج مطالعات کامپیوتری

۵-۱- بررسی روند تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضاء مدلها

روند آنالیز در این فصل بر مبنای انجام گام ها زیر (بر روی تک تک مدلها) صورت گرفته است:

- ۱- قاب با توجه به اینکه مد اول در آن، مد غالب باشد، انتخاب گردید.
- ۲- قاب انتخاب شده توسط نرم افزار SAP2000 Ver8.35 مدل گردید.
- ۳- بارگذاری ثقلی براساس استاندارد ۵۱۹ و همچنین بار گذاری جانبی براساس آئین نامه ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) به مدل مورد نظر اعمال گردید.
- ۴- مدل تحلیل شده توسط نرم افزار فوق الذکر، با توجه به معیارهای آئین نامه ACI 318-99 طراحی شد.
- ۵- برای بدست آوردن ابعاد مناسب در عناصر قائم مدل (نسبت تنش های بالای 0.8، البته تا حد ممکن) ابعاد اعضاء تغییر داده شدند.
- ۶- تغییر مکان نسبی طبقات (Drift) براساس آئین نامه ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) کنترل گردید.
- ۷- محل مفصل پلاستیک برای تمام اعضاء تشکیل دهنده مدل حدوداً به فاصله $0.5h$ (h ابعاد اعضاء) از ابتدا و انتهای طول آزاد اعضاء منظور گردید.
- ۸- مفصل پلاستیک تعریف شده برای ستونهای مدل از نوع مفصل پلاستیک خمشی- محوری (PMM) و برای تیر ها از نوع مفصل پلاستیک خمشی (M) می باشد.
- ۹- توزیع بار جانبی برای تحلیل استاتیکی غیر خطی مدل از نوع توزیع بار جانبی مثلثی معکوس (توزیع متناسب با تحلیل استاتیکی خطی) و همچنین توزیع یکنواخت (توزیع متناسب با وزن طبقات) در نظر گرفته شد.
- ۱۰- با استفاده از روش ضرایب جابجایی ذکر شده در FEMA 273/356 مقدار تغییر مکان هدف (δ_f) برای قاب موردنظر محاسبه گردید. (با فرض $T_i = T_e$) و سپس با تبدیل منحنی ظرفیت بدست آمده از

تحلیل استاتیکی غیر خطی (توسط نرم افزار SAP2000) به یک منحنی دو خطی مقدار دوره تناوب موثر (T_e) محاسبه گردید و در نتیجه مقدار تغییر مکان هدف (δ_r) اصلاح گردید.

۱۱- مفاصل پلاستیک ایجاد شده در مدل بر اثر جابجایی جانبی برابر با تغییر مکان هدف برای هر دو نوع توزیع بار جانبی بدست آمد و بعد از رویت مفاصل پلاستیک ایجاد شده با روش سعی و خطا تلاش گردید با تغییر ابعاد اعضاء مدل، تشکیل مفاصل پلاستیک در مدل بر اثر جابجایی جانبی برابر با تغییر مکان هدف مدل اولیه (بدون تغییر ابعاد اعضاء آن) یک روند منطقی و مشخصی داشته باشد (یعنی مفاصل پلاستیک تا حد ممکن در تیرهای مدل تشکیل گردد) و همچنین نوع مفاصل پلاستیک حداکثر مربوط به محدوده سطح عملکرد ایمنی جانبی (Life Safety) باشد. تغییر ابعاد ستونها بر مبنای ثابت نگه داشتن درصد آرماتورهای طولی استفاده شده در مقاطع اولیه صورت گرفت.

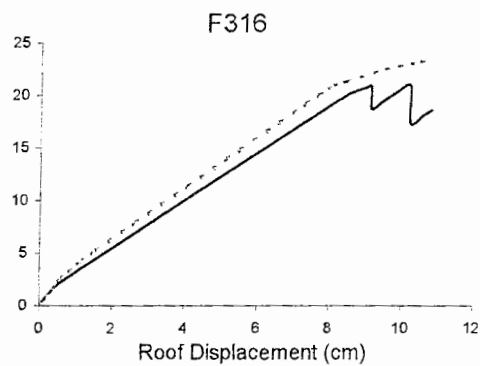
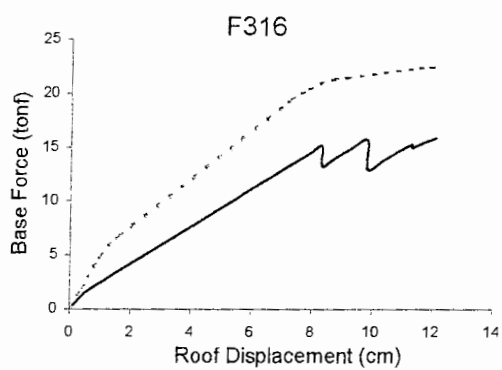
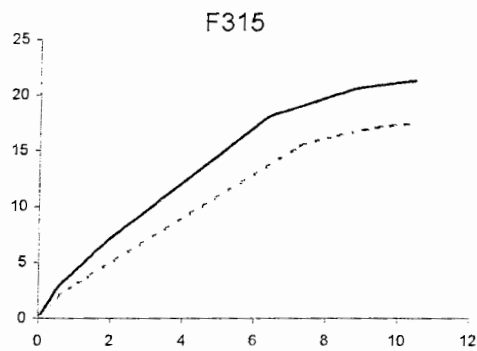
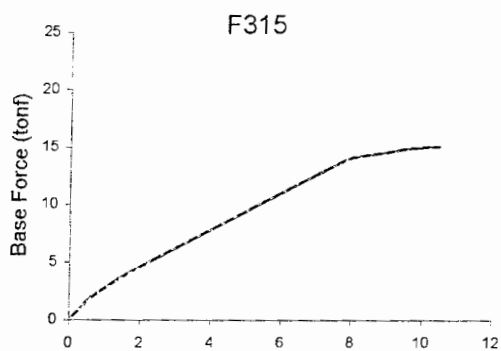
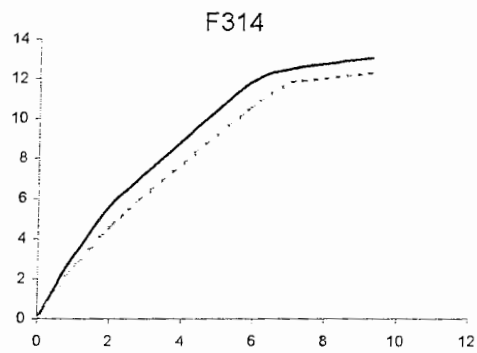
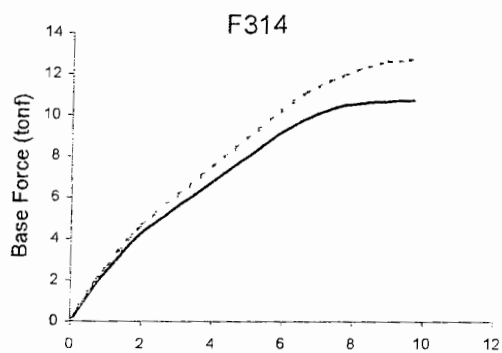
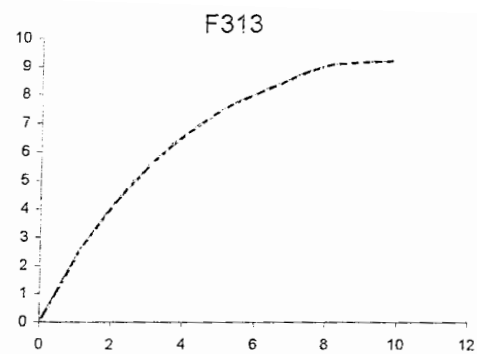
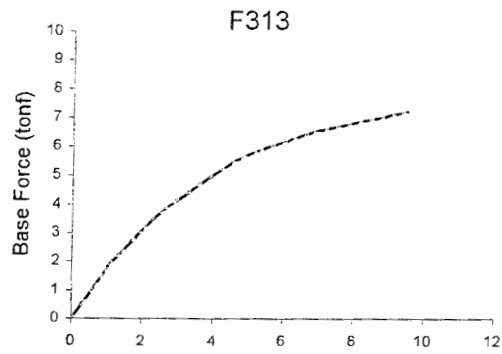
۱۲- نمودار ظرفیت مدل نهایی (بعد از تغییر ابعاد اعضاء مدل) بر اثر جابجایی جانبی برابر با تغییر مکان هدف مدل اولیه، بدست آمد و با نمودار ظرفیت مدل اولیه مقایسه گردید.

۱۳- مقادیر تغییر مکان نسبی طبقات مدل اولیه و مدل نهایی بر اثر جابجایی جانبی برابر با مقدار تغییر مکان هدف مدل اولیه (برای هر دو نوع توزیع بار جانبی) استخراج گردیدند و با هم مقایسه شدند.

۱۴- مقادیر سختی جانبی مدل اولیه و مدل نهایی، مربوط به گام آخر تحلیل استاتیکی غیر خطی (برای هر دو نوع توزیع بار جانبی) بدست آمد و با هم مقایسه گردیدند.

۱۵- در پایان مقادیر سختی جانبی مدل‌های اولیه و مدل‌های نهایی، مربوط به گام آخر تحلیل استاتیکی غیر خطی (برای هر دو نوع توزیع بار جانبی) برای دهانه های برابر با هم مقایسه گردیدند.

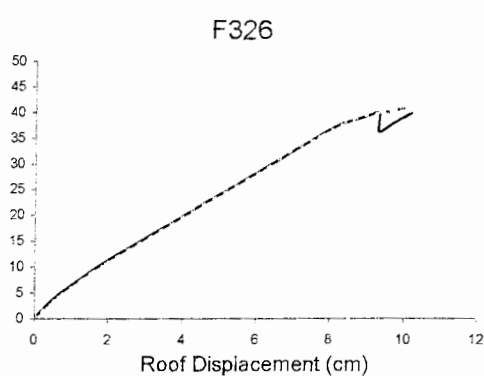
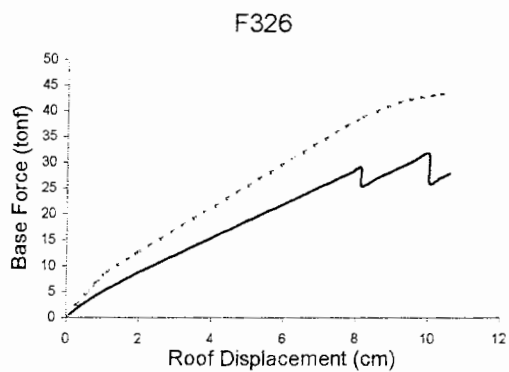
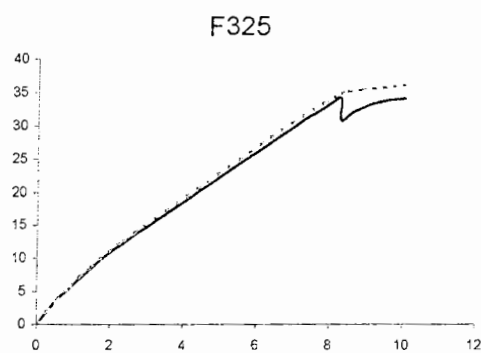
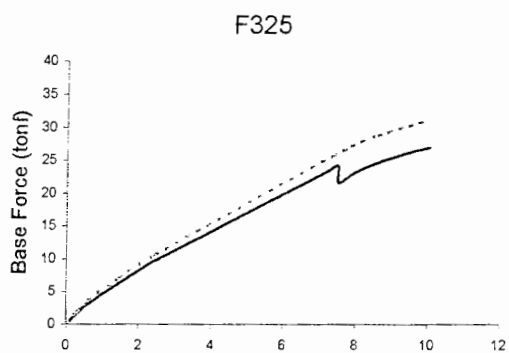
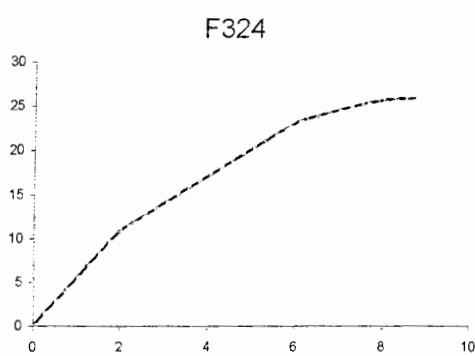
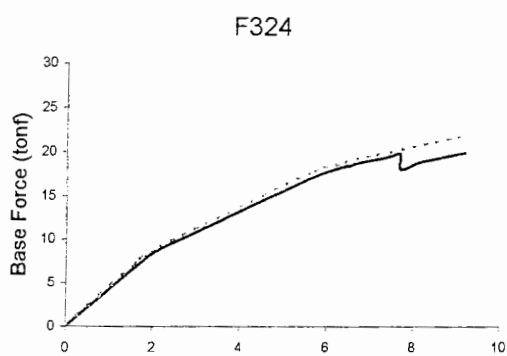
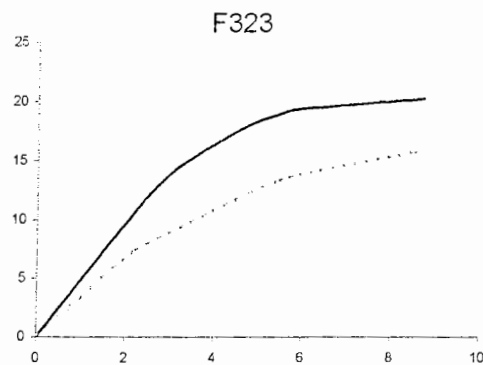
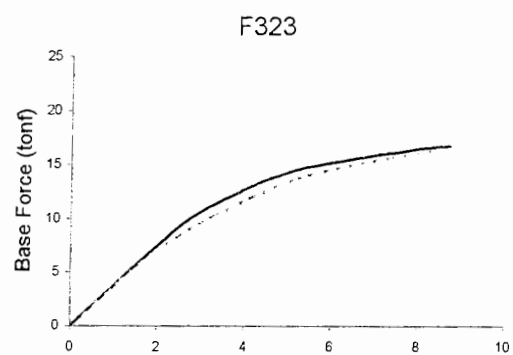
موارد مربوط به نمایش مفاصل پلاستیک ایجاد شده در گام آخر تحلیل استاتیکی غیر خطی برای مدل‌های اولیه و نهایی در پیوست (الف) آورده شده است.



(الف)

(ب)

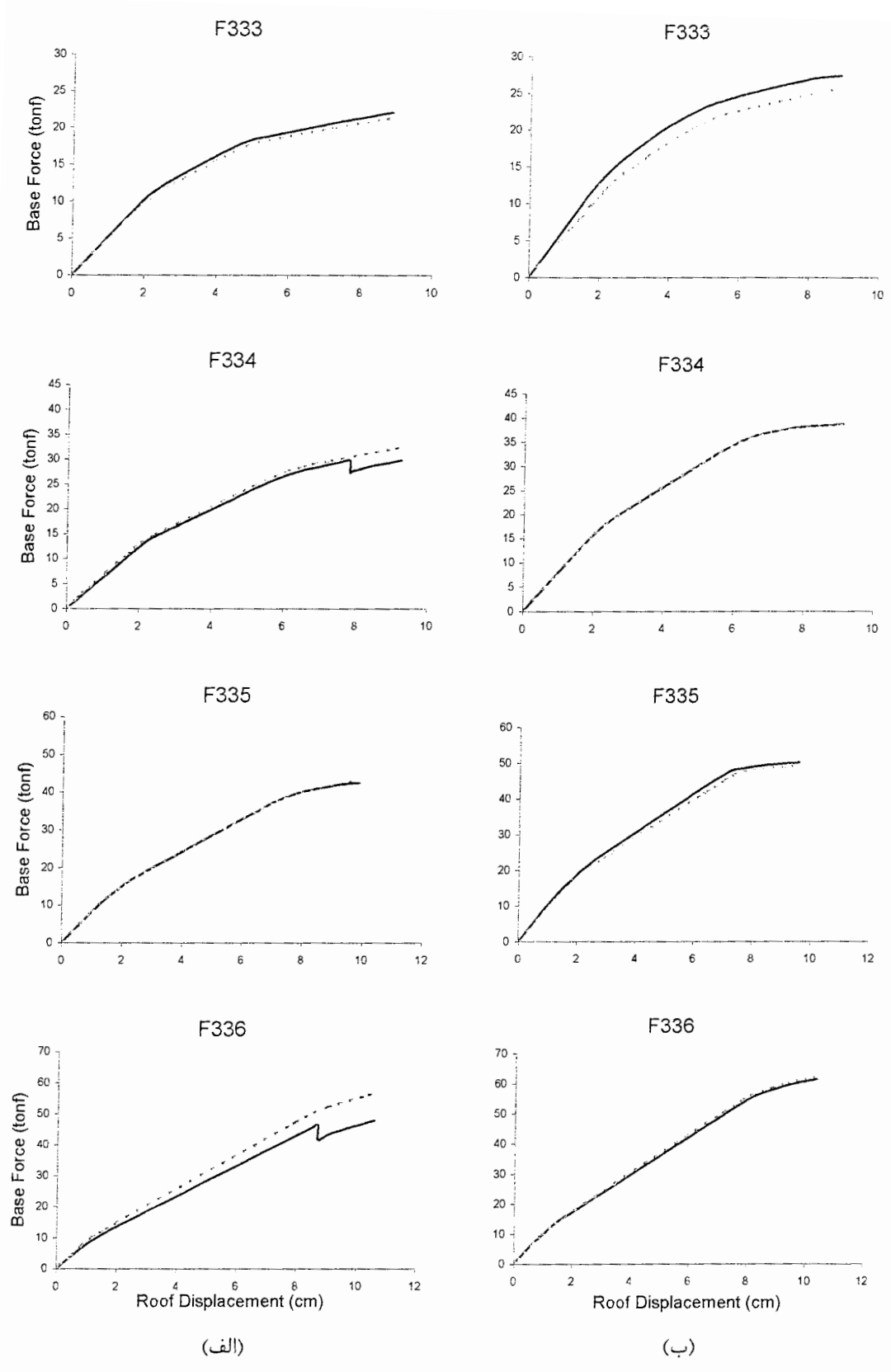
شکل ۵-۱- منحنی ظرفیت قابهای ۳ طبقه، ۱ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی (الف: مثلثی وارونه، (ب: یکنواخت. (نمودارهای — و - - - - به ترتیب قابها را قبل از تغییر و بعد از تغییر ابعاد اعضا نشان می دهند.)



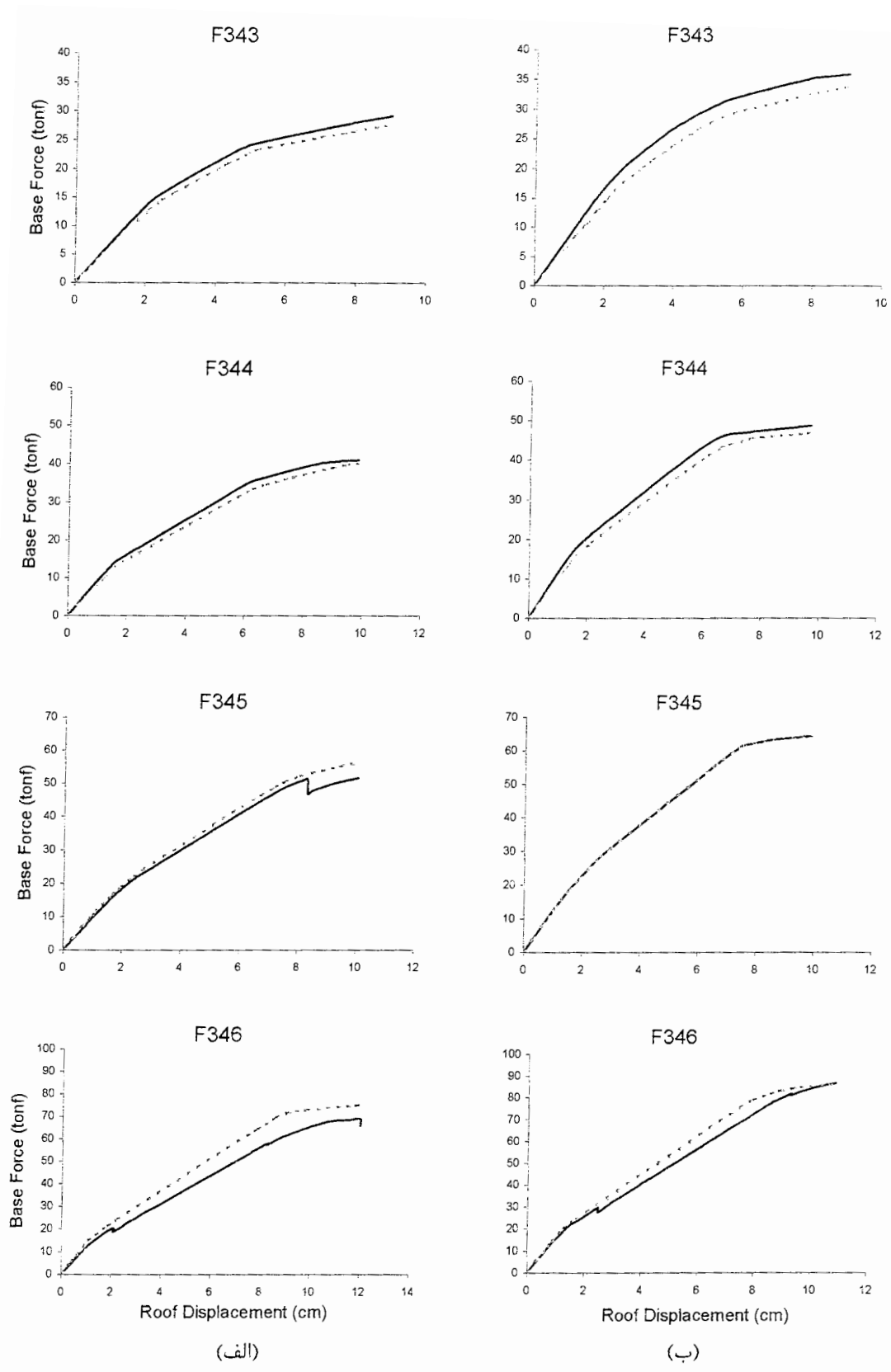
(الف)

(ب)

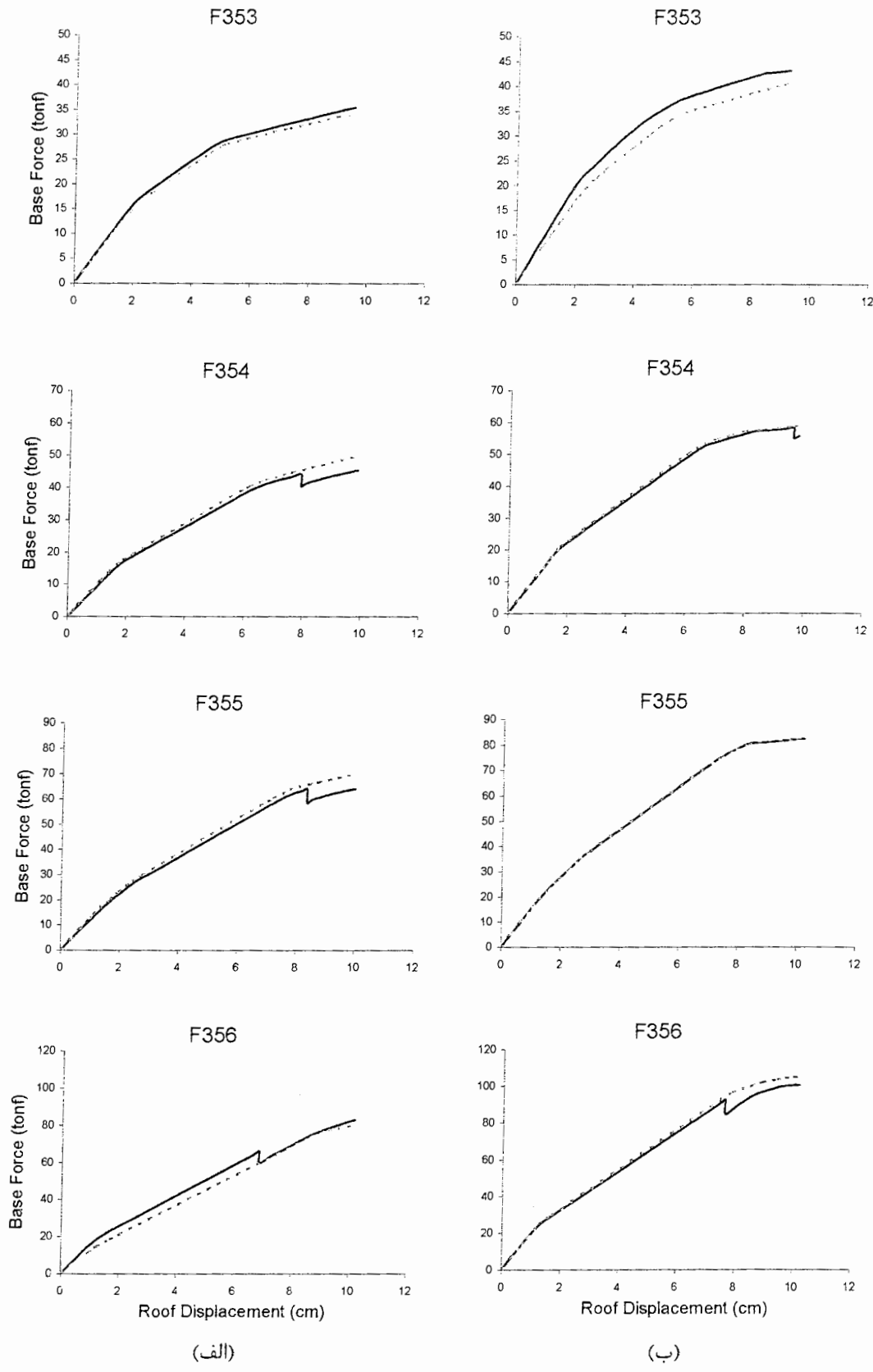
شکل ۵-۲- منحنی ظرفیت قابهای ۳ طبقه، ۲ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی (الف)؛ مثلثی معکوس، (ب)؛ یکنواخت. (نمودارهای — و - - - - به ترتیب قابها را قبل از تغییر و بعد از تغییر ابعاد اعضا نشان می دهند.)



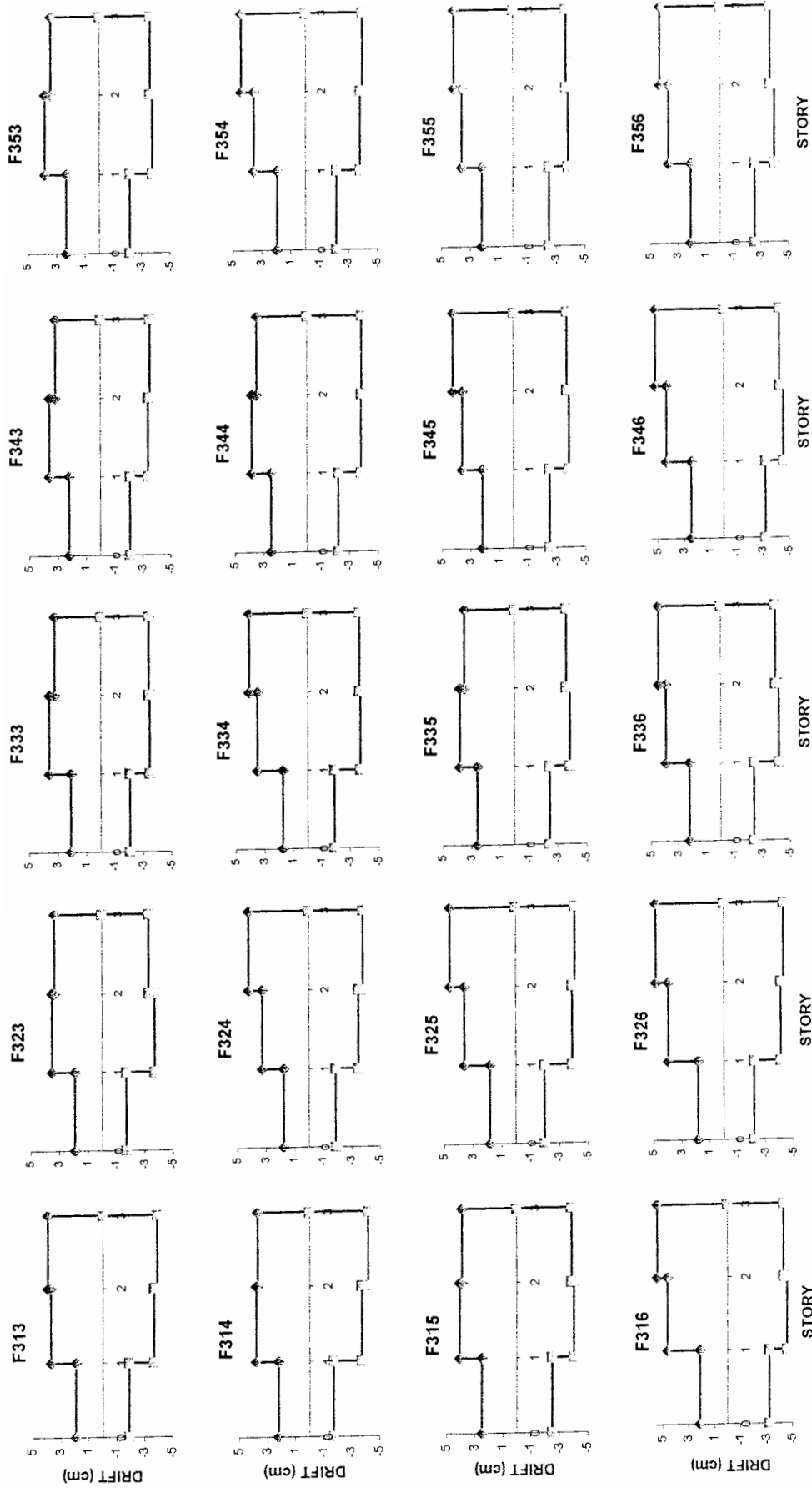
شکل ۵-۳- منحنی ظرفیت قابهای ۳ طبقه، ۳ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی (الف: مثلثی معکوس، (ب: یکنواخت. (نمودارهای — و - - - - به ترتیب قابها را قبل از تغییر و بعد از تغییر ابعاد اعضا نشان می دهند.)



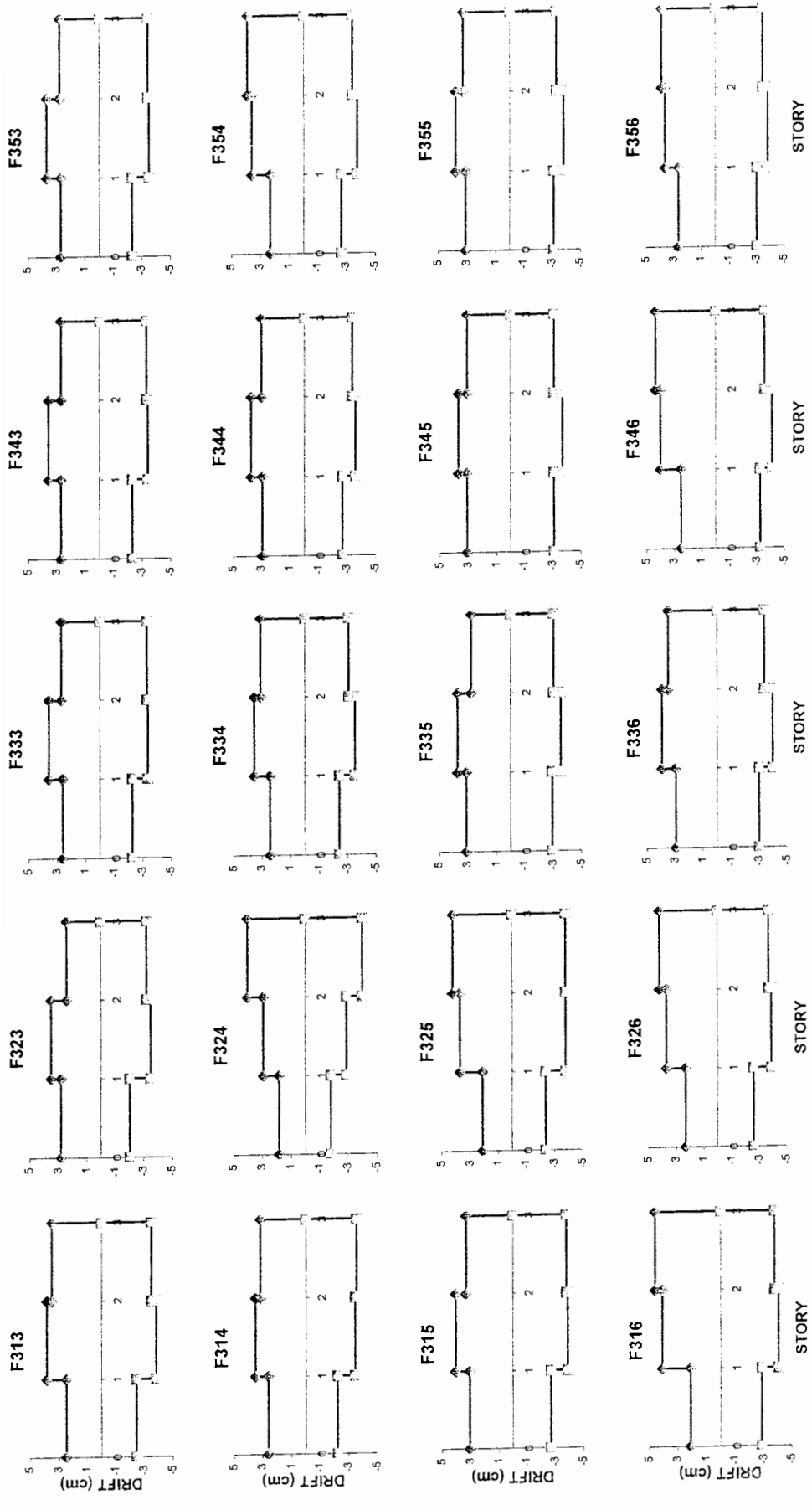
شکل ۴-۵- منحنی ظرفیت قابهای ۳ طبقه، ۴ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی (الف): مثلثی معکوس، (ب): یکنواخت. (مودارهای — و - - - - به ترتیب قابها را قبل از تغییر و بعد از تغییر ابعاد اعضا نشان می دهند.)



شکل ۵-۵- منحنی ظرفیت قابهای ۳ طبقه ۵ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی (الف: مثلی معکوس، (ب: یکنواخت. (نمودارهای — و - - - - به ترتیب قابها را قبل از تغییر و بعد از تغییر ابعاد اعضا نشان می دهند.)



شکل ۵-۶- ماکزیمم تغییر مکان نسبی طبقات تمام قابهای ۳ طبقه بر اثر توزیع بار جانبی منشی، نمودارهای —◆— و —■— به ترتیب قابها را قبل از تغییر ابعاد وبعد از تغییر ابعاد نشان می دهند.



شکل ۵-۷- ماکزیمم تغییر مکان نسبی طبقات تمام قابهای ۳ طبقه بر اثر توزیع بار جانبی یکساخت. نمودارهای — و — به ترتیب قابها را قبل از تغییر ابعاد و بعد از تغییر ابعاد نشان می دهد.

جدول ۵-۱- مقایسه سختی جانبی تمام قابهای ۳ طبقه قبل از تغییر ابعاد و بعد از تغییر ابعاد اعضاء

مدل	الگوی بارگذاری مثلثی						الگوی بارگذاری یکنواخت					
	مدل اولیه			مدل نهایی			مدل اولیه			مدل نهایی		
	جابجایی در نقطه هدف (cm)	برش پایه در نقطه هدف (kgf)	سختی جانبی (kgf/cm)	جابجایی در نقطه هدف (cm)	برش پایه در نقطه هدف (kgf)	سختی جانبی (kgf/cm)	جابجایی در نقطه هدف (cm)	برش پایه در نقطه هدف (kgf)	سختی جانبی (kgf/cm)	جابجایی در نقطه هدف (cm)	برش پایه در نقطه هدف (kgf)	سختی جانبی (kgf/cm)
F313	9.487	7204.799	759.44	9.487	7204.799	759.44	9.7732	9208.554	942.23	9.7732	9208.554	942.23
F314	9.6866	10720.53	1106.7	9.6866	12701.54	1311.2	9.2473	13070.49	1413.4	9.2473	12309.01	1331.1
F315	10.4582	15103.33	1444.2	10.4582	15103.33	1444.2	10.4458	21287.71	2037.9	10.4458	17488.52	1674.2
F316	12.083	15858.66	1312.5	12.083	22496.33	1861.8	10.8276	18652.16	1722.6	10.8276	23387.15	2160
F323	8.7145	16773	1924.7	8.7145	16595.8	1904.4	8.7145	20204.81	2318.5	8.7145	15705.09	1802.2
F324	9.1711	19865.82	2166.1	9.1711	21873.61	2385.1	8.6981	25935.16	2981.7	8.6981	25935.16	2981.7
F325	10.0212	26947.29	2689	10.021	31126.6	3106.1	10.0345	34023.87	3390.7	10.0345	36077.25	3595.3
F326	10.5839	27821.29	2628.6	10.5839	43441.44	4104.5	10.1745	39727.54	3904.6	10.1424	40929.07	4035.4
F333	8.8658	22077.97	2490.2	8.8658	21369.13	2410.3	8.8658	27411.81	3091.9	8.8658	25732.55	2902.5
F334	9.254	29752.02	3215	9.2303	32439.68	3514.5	9.095	38777.42	4263.6	9.095	38777.42	4263.6
F335	9.8598	42498.96	4310.3	9.8598	43288.6	4390.4	9.5587	50181.66	5249.8	9.5587	49321.75	5159.9
F336	10.5755	47851.64	4524.8	10.5293	56476.4	5363.7	10.3731	61455.34	5924.5	10.3732	62084.77	5985.1
F343	8.991	29120.39	3238.8	8.991	27673.48	3077.9	8.991	35833.64	3985.5	8.991	33831.22	3762.8
F344	9.85	40932.21	4155.6	9.85	39984.51	4059.3	9.682	48665.26	5026.4	9.682	46865.33	4840.5
F345	10.05	51606.16	5134.9	10.0405	56478.35	5625.1	9.8961	64323.65	6499.9	9.8961	64323.65	6499.9
F346	12.002	65851.23	5486.7	11.9814	75081.8	6266.5	10.851	86733.57	7993.1	10.851	86229.03	7946.6
F353	9.5305	35390.68	3713.4	9.5305	34110.58	3579.1	9.2395	43113.76	4666.2	9.2395	40562.93	4390.2
F354	9.873	45323.52	4590.7	9.8617	49689.56	5038.6	9.7973	55690.67	5684.3	9.7973	58798.26	6001.5
F355	9.963	63947.23	6418.5	9.9551	69890.64	7020.6	10.1788	82284.77	8083.9	10.1788	82284.77	8083.9
F356	10.165	82863.17	8151.8	10.1587	79916.88	7866.8	10.1851	100541.5	9871.4	10.1851	105009.6	10310

۵-۲- بررسی نتایج حاصل از تحلیل قابهای ۳ طبقه

نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی قابهای ۳ طبقه مورد مطالعه در این تحقیق نشان می دهد که، حدوداً در ۳۵٪ این قابها، مفاصل پلاستیک در گام آخر، یعنی در تغییر مکان جانبی برابر با تغییر مکان هدف، بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی معکوس، فقط در دو انتهای اکثر تیرهای طبقات تشکیل می شوند (بین ۷۵٪ تا ۱۰۰٪ کل مفاصل پلاستیک تعریف شده برای تیرها). در مابقی قابها، علاوه بر تشکیل مفاصل پلاستیک در اکثر تیرهای طبقات، تعداد مفاصل پلاستیک ایجاد شده در ستونها در مقایسه با تعداد کل مفاصل پلاستیک تعریف شده برای تمام اعضاء قائم تک تک مدلها ناچیز می باشند (بین ۳٪ تا ۱۷٪ کل مفاصل پلاستیک تعریف شده برای اعضاء قائم) و این مفاصل در قسمت مشخصی از قابها، یعنی در ابتدای ستونهای طبقه اول قابل رویت می باشند. در اعضاء قائم طبقات دوم و سوم تمام مدلهای ۳ طبقه، مفصل پلاستیکی ایجاد نشده است.

محل تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضاء قائم تمام قابهای ۳ طبقه، بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت، همانند توزیع بار جانبی مثلثی معکوس می باشد، ولی با این تفاوت که در ابتدای تمام ستونهای طبقه اول، در تمام مدلها، مفصل پلاستیک ایجاد شده است (یعنی در حدود ۱۷٪ کل مفاصل پلاستیک تعریف شده برای اعضاء قائم). دلیل این امر را می توان اعمال نیروهای جانبی بیشتری به طبقات پایین مدلها بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت در مقایسه با توزیع بار جانبی مثلثی معکوس دانست.

تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرهای مدلها، بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت همانند توزیع بار جانبی مثلثی معکوس می باشد، یعنی در اکثر تیرهای طبقات مفاصل پلاستیک تشکیل می گردد.

(بین ۸۳٪ تا ۱۰۰٪ کل مفاصل پلاستیک تعریف شده برای تمام تیرها)

مقایسه مفاصل پلاستیک ایجاد شده در قابهای ۳ طبقه، مربوط به گام آخر تحلیل استاتیکی غیرخطی نشان می دهد که، بر اثر هر دو نوع توزیع بار جانبی، با افزایش طول دهانه ها، برای تعداد

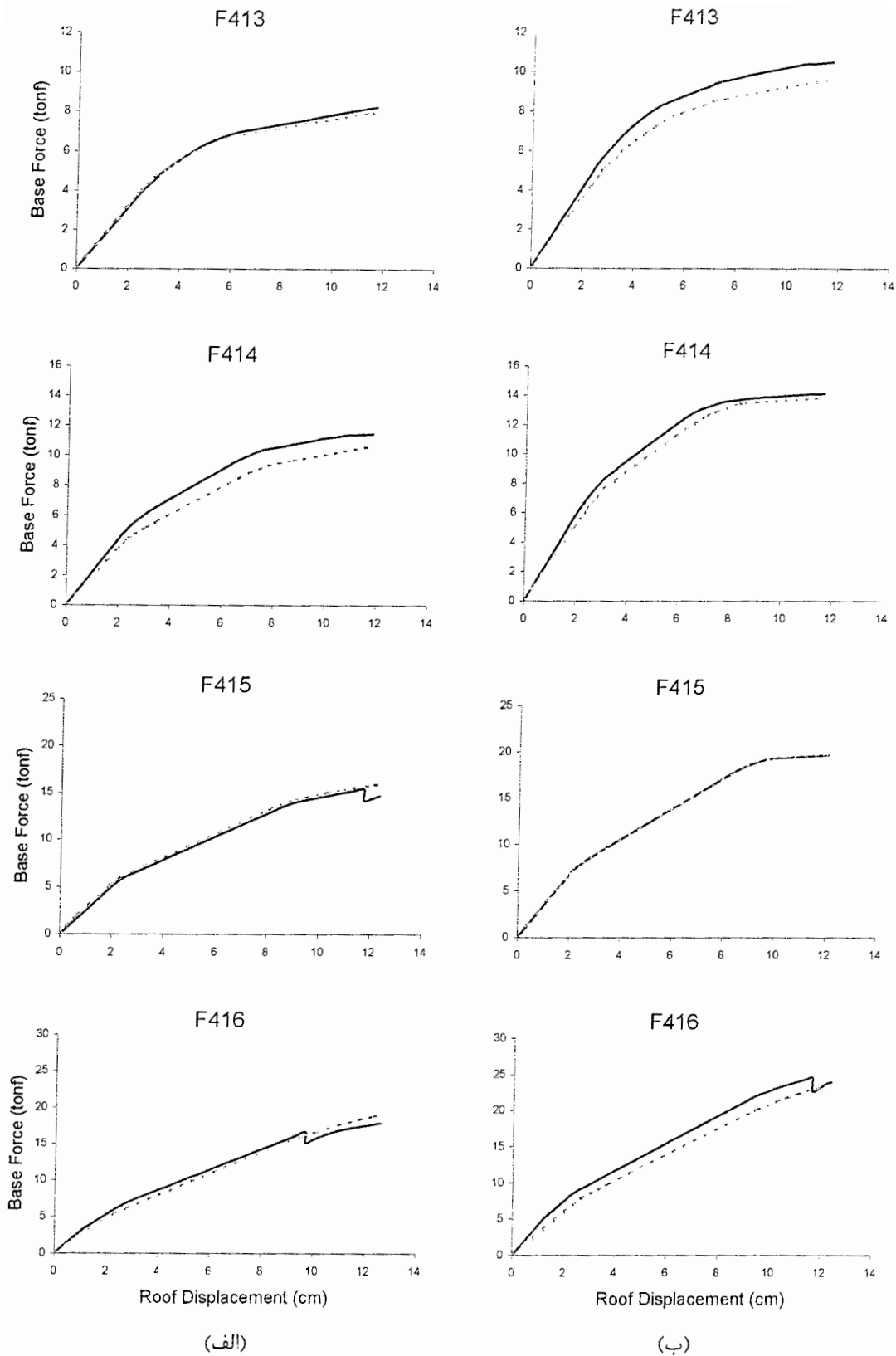
دهانه های متفاوت (از ۱ دهانه تا ۵ دهانه) تعداد مفاصل پلاستیک ایجاد شده در دو انتهای تیرهای طبقه سوم افزایش یافته و از طرفی از تعداد مفاصل پلاستیک ایجاد شده در تیرهای طبقه اول کاسته می شود. همچنین با افزایش طول دهانه ها، نوع مفاصل پلاستیک ایجاد شده در تیرهای طبقات دوم و سوم (به خصوص طبقه سوم) از ناحیه ایمنی جانی (LS) فراتر رفته و اکثر آنها تا محدوده افت مقاومت پیش می روند و در تعدادی از قابها این مورد تا محدوده گسیختگی مقطع قابل رویت می باشد. دلیل این امر را می توان اعمال تحلیل استاتیکی غیر خطی بر اثر بار ثقلی بر روی قابهای مورد نظر دانست، که در تیرهای با دهانه بلند، تنش های قابل توجهی ایجاد می کند. تأثیر افت مقاومت و گسیختگی مقطع بر روی منحنی ظرفیت قابهای ۳ طبقه را می توان در شکل‌های (۱-۵) تا (۵-۵)، که به صورت افت شدید مقدار برش پایه بر اثر تغییر مکانهای کوچک نشان داده می شود، مشاهده نمود.

مقایسه سختی جانبی قابهای اولیه و نهایی (برای هر دو نوع توزیع بار جانبی) نشان می دهد، که مقدار سختی جانبی قابهای نهایی، در تغییر مکان جانبی برابر تغییر مکان هدف قابهای اولیه، برای دهانه های کوتاهتر، به خصوص دهانه های ۳ متری، کمتر از مقدار سختی جانبی قابهای اولیه خواهد بود، ولی با افزایش طول دهانه، مقدار سختی جانبی قابهای نهایی افزایش پیدا می کند و حتی از مقدار سختی جانبی قابهای اولیه فراتر می رود. بنابراین با این تفاسیر می توان گفت، که یک نتیجه مشخص برای قابهای ۳ طبقه، در مورد مقایسه سختی جانبی آنها، قبل از تغییر و بعد از تغییر ابعاد اعضا، نمی توان بیان نمود. موارد ذکر شده را می توان در شکل‌های (۱-۵) تا (۵-۵) به وضوح مشاهده نمود.

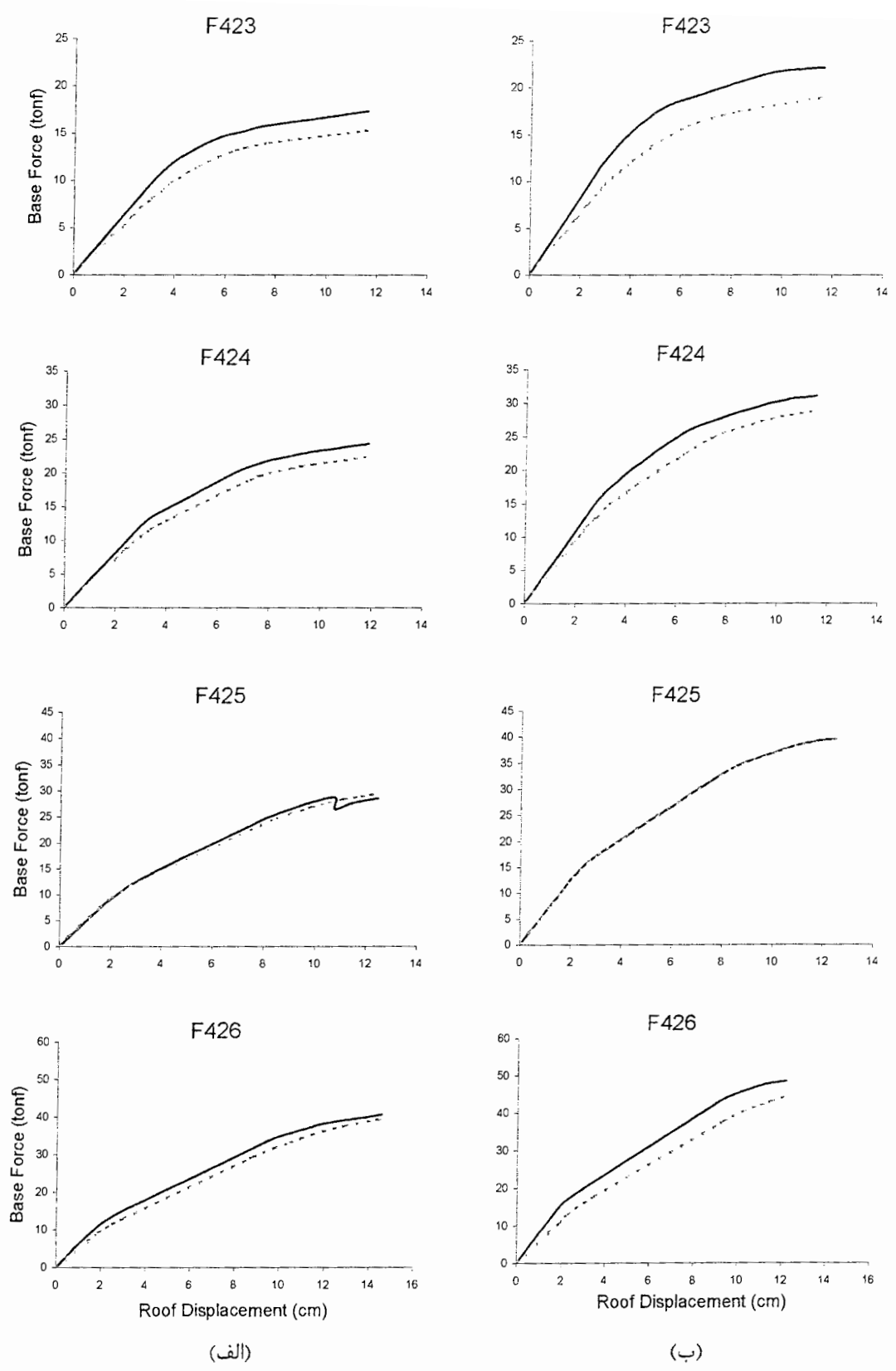
مقدار سختی جانبی قابهای اولیه بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت، در تمام قابهای ۳ طبقه، در مقایسه با توزیع بار جانبی مثلثی (برای یک مقدار مشخص و برابر تغییر مکان هدف) بیشتر می باشد. چرا که در اثر توزیع بار جانبی یکنواخت، تغییر مکانهای نسبی بیشتری در مقایسه با توزیع بار جانبی

مثلی در طبقات پایین ایجاد می شود (شکل‌های (۶-۵) و (۷-۵)) و در نتیجه طبقات پایین بیشتر وارد ناحیه غیر خطی می شود که این امر میزان جذب انرژی توسط قابها را افزایش می دهد.

مقایسه بین تغییر مکانهای نسبی طبقات قابهای اولیه و نهایی، بر اثر هر دو نوع توزیع بار جانبی (شکل‌های (۶-۵) و (۷-۵)) نشان می دهد، که مقدار تغییر مکان نسبی طبقات دوم و سوم، در قابهای نهایی تا حدودی به یکدیگر نزدیک می باشند. دلیل این امر را می توان تغییر ابعاد اعضا و رسیدن به یک توزیع یکنواخت مفاصل پلاستیک در تیرهای تمام طبقات قابهای نهایی دانست که در نتیجه، بر توزیع مناسب جذب انرژی در طبقات قابها اثر مثبت خواهد داشت، چراکه تیرهای طبقات بالا تا یک مقدار مشخص وارد ناحیه غیر خطی می شوند. کم بودن تغییر مکان نسبی طبقه اول در تمام قابهای ۳ طبقه، در مقایسه با طبقات بالا را می توان به دلیل سختی بالای اعضا تشکیل دهنده طبقه اول و همچنین گیرداری ابتدای ستونهای طبقه اول دانست.



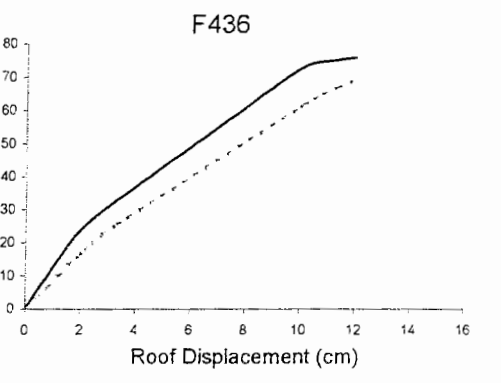
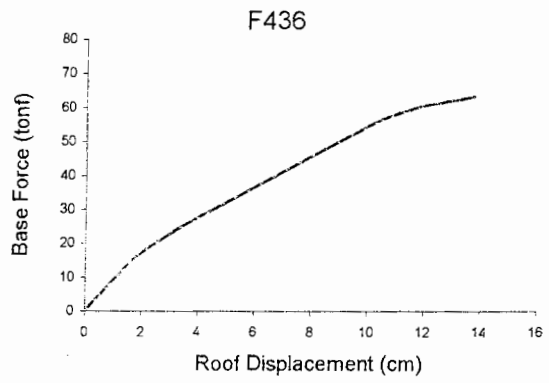
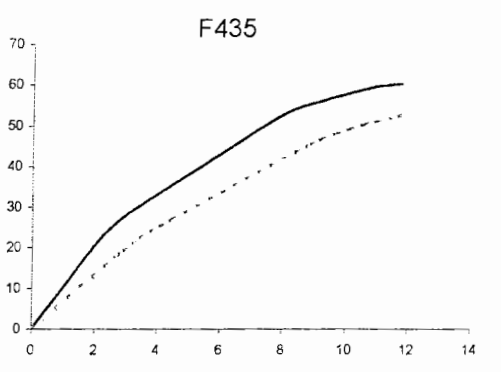
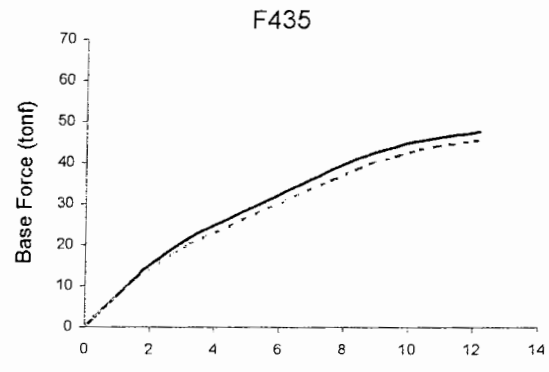
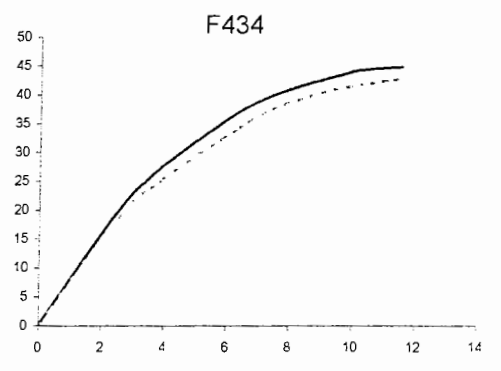
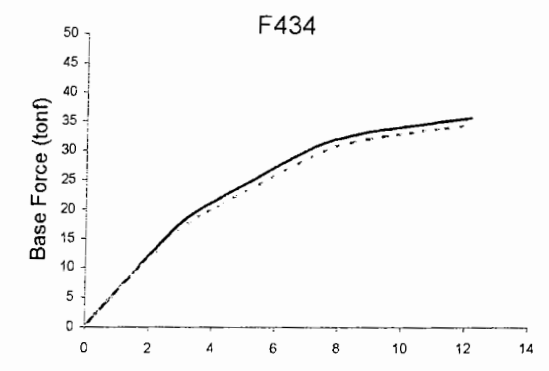
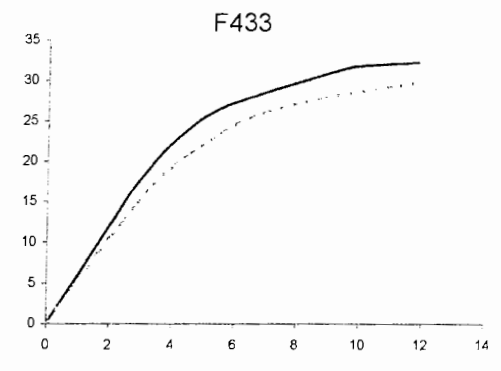
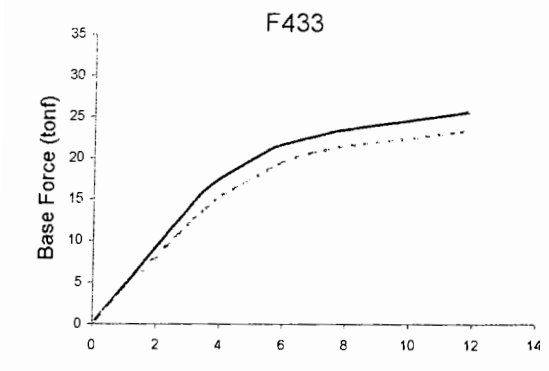
شکل ۵-۸- منحنی ظرفیت قابهای ۴ طبقه ۱۰ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی (الف):مثلی معکوس، (ب):یکنواخت. (نمودارهای — و - - - - به ترتیب قابها را قبل از تغییر و بعد از تغییر ابعاد اعضا نشان می دهند.)



(الف)

(ب)

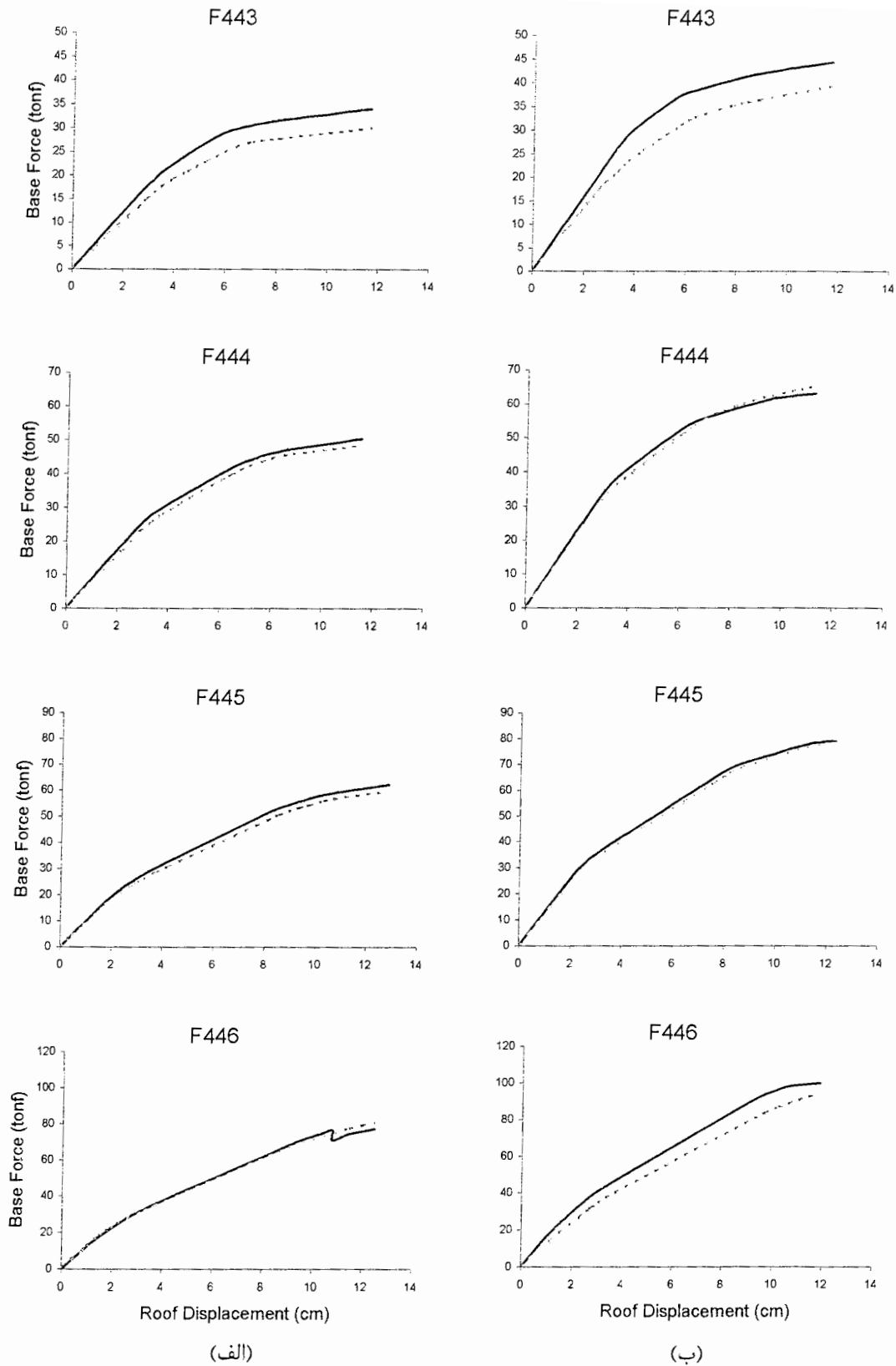
شکل ۵-۹- منحنی ظرفیت قابهای ۴ طبقه ۲ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی (الف: مثلثی معکوس، (ب: یکنواخت. نمودارهای — و - - - - به ترتیب قابها را قبل از تغییر و بعد از تغییر ابعاد اعضاء نشان می دهند.)



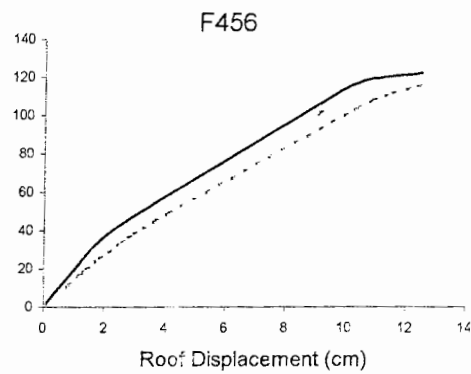
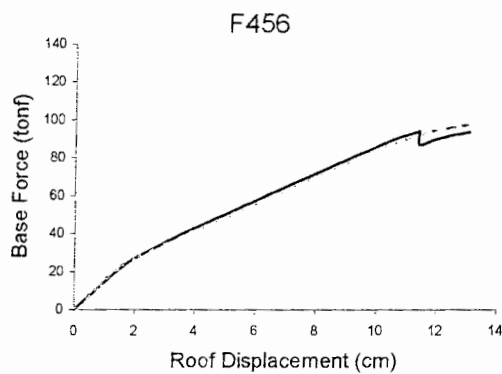
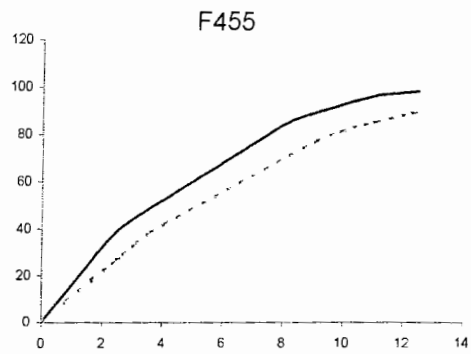
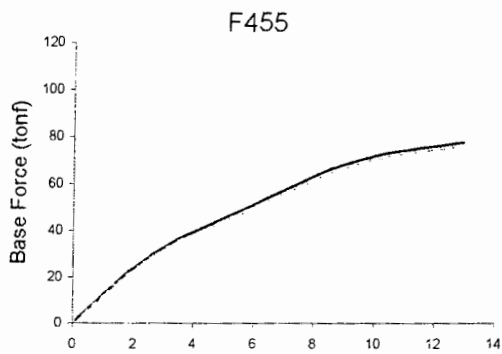
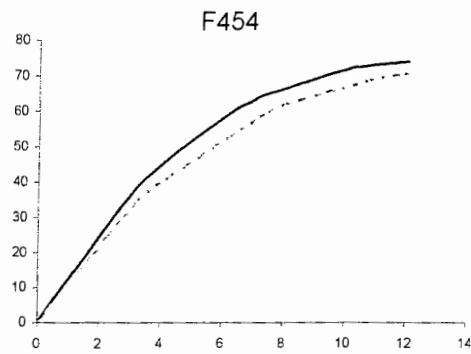
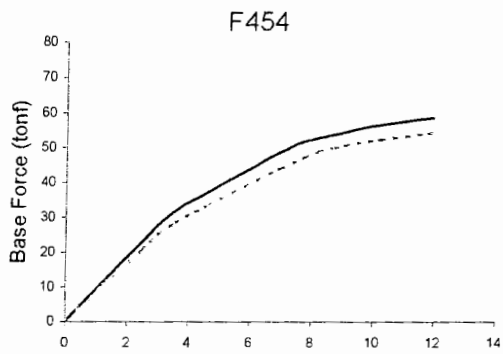
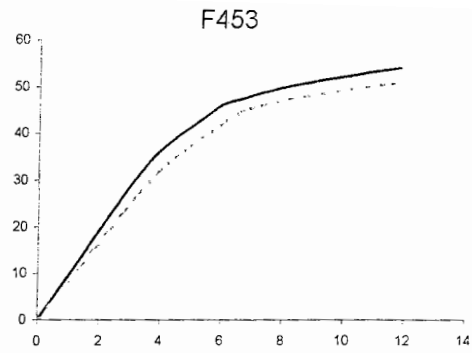
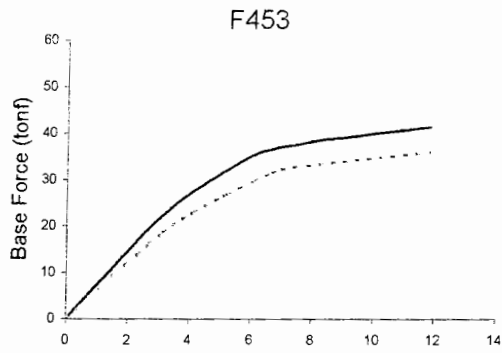
(الف)

(ب)

شکل ۵-۱۰- منحنی ظرفیت قابهای ۴ طبقه، ۳ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی (الف: مثلثی معکوس، (ب: یکنواخت. (نمودارهای — و - - - - به ترتیب قابها را قبل از تغییر و بعد از تغییر ابعاد اعضا نشان می دهند.)



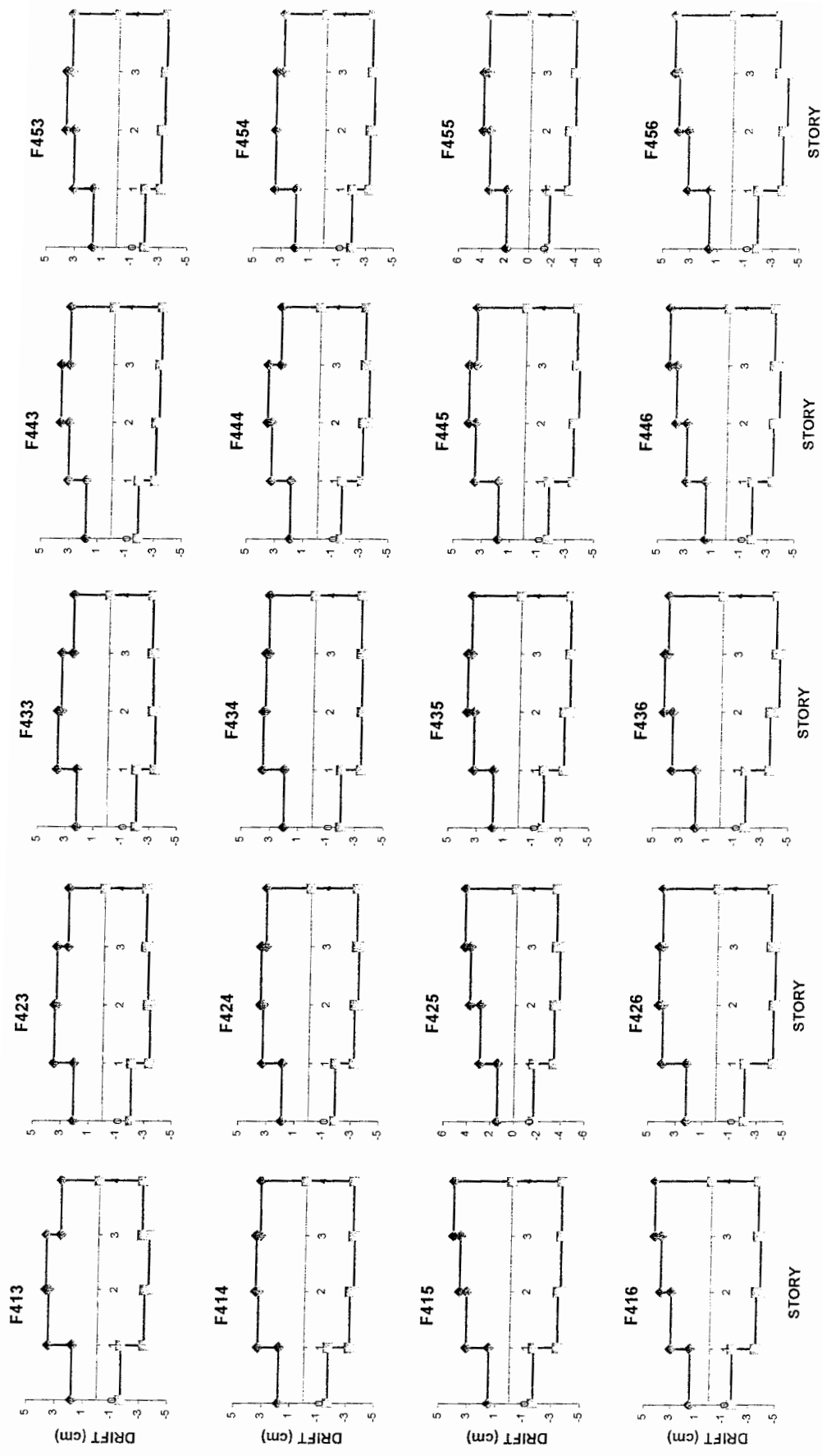
شکل ۵-۱۱- منحنی ظرفیت قابهای ۴ طبقه، ۴ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی (الف: منتهی معکوس، (ب: یکنواخت. (نمودارهای — و - - - - به ترتیب قابها را قبل از تغییر و بعد از تغییر ابعاد اعضاء نشان می دهند.)



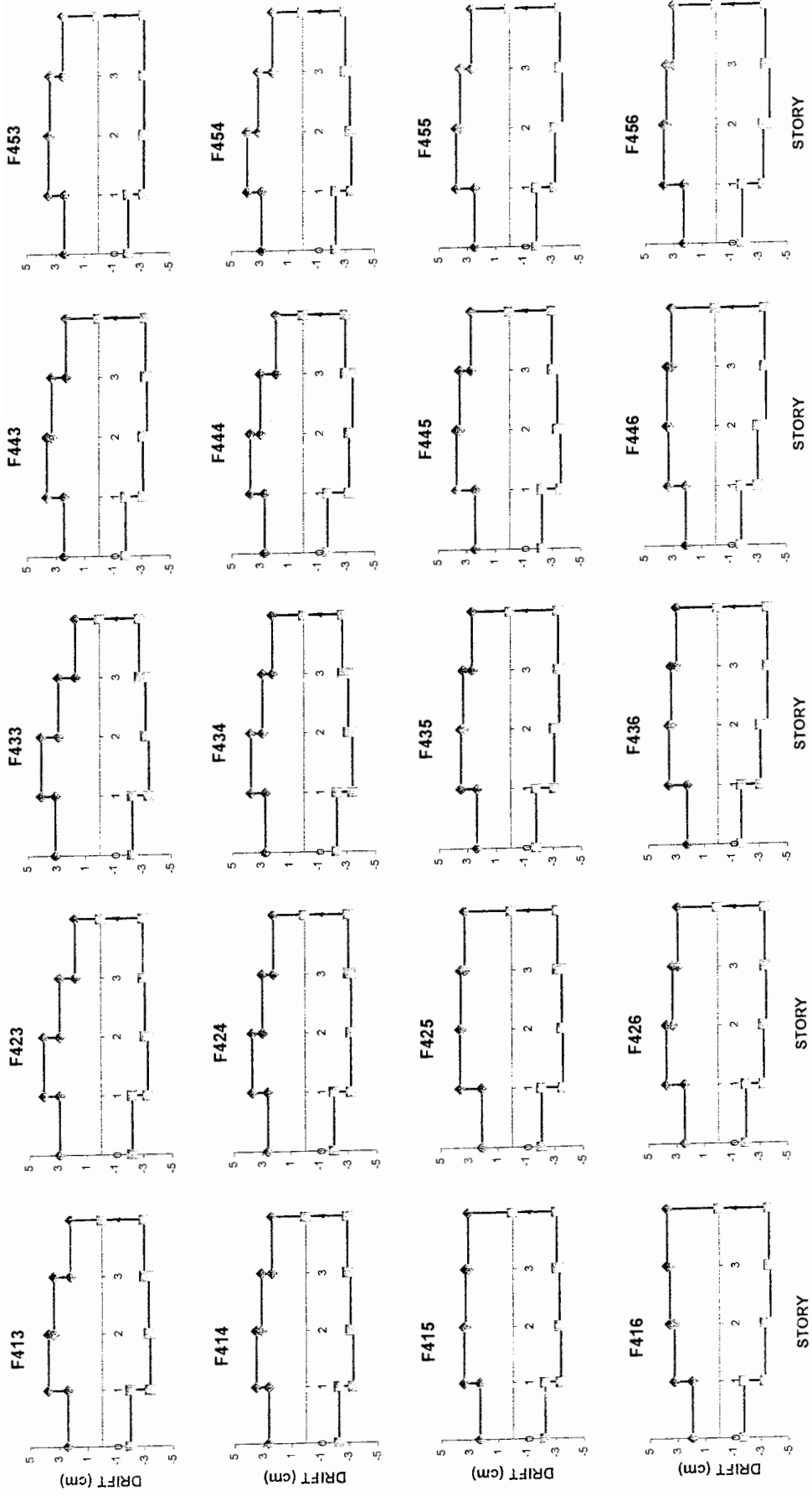
(الف)

(ب)

شکل ۵-۱۲- منحنی ظرفیت قابهای ۴ طبقه، ۵ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی (الف): مثلثی معکوس، (ب): یکنواخت. (نمودارهای — و - - - - به ترتیب قابها را قبل از تغییر و بعد از تغییر ابعاد اعضاء نشان می دهند.)



شکل ۵-۱۳ - ماکریمم تغییر مکان نسبی طبقات تمام قابهای ۴ طبقه بر اثر توزیع بار جانبی. مثالی، نمودارهای و به ترتیب قابها را قبل از تغییر ابعاد وبعد از تغییر ابعاد نشان می دهند.



شکل ۱۴-۵- ماکزیمم تغییر مکان نسبی طبقات تمام قابهای ۴ طبقه بر اثر توزیع بار جانبی یکدواخت. نمودارهای —◆— و —■— به ترتیب قابها را قبل از تغییر ابعاد و بعد از تغییر ابعاد نشان می دهند.

جدول ۵-۲- مقایسه سختی جانبی تمام قابهای ۴ طبقه قبل از تغییر ابعاد و بعد از تغییر ابعاد اعضا

مدل	الگوی بارگذاری مثلثی						الگوی بارگذاری یکنواخت					
	مدل اولیه			مدل نهایی			مدل اولیه			مدل نهایی		
	جابجایی در نقطه هدف (cm)	برش پایه در نقطه هدف (kgf)	سختی جانبی (kgf/cm)	جابجایی در نقطه هدف (cm)	برش پایه در نقطه هدف (kgf)	سختی جانبی (kgf/cm)	جابجایی در نقطه هدف (cm)	برش پایه در نقطه هدف (kgf)	سختی جانبی (kgf/cm)	جابجایی در نقطه هدف (cm)	برش پایه در نقطه هدف (kgf)	سختی جانبی (kgf/cm)
F413	11.6914	8217.448	702.86	11.6914	7979.209	682.49	11.6914	10497.18	897.85	11.6914	9619.487	822.78
F414	11.81	11431.77	967.97	11.81	10607.17	898.15	11.6171	14124.33	1215.8	11.6171	13803.9	1188.2
F415	12.3316	14652.08	1188.2	12.2818	15932.32	1297.2	12.068	19630.7	1626.7	12.068	19630.7	1626.7
F416	12.5814	17864.31	1419.9	12.5813	19025.55	1512.2	12.3921	23931	1931.1	12.3921	23655.99	1909
F423	11.59	17339.97	1496.1	11.59	15310.82	1321	11.59	22177.36	1913.5	11.59	18968.8	1636.7
F424	11.85	24345.09	2054.4	11.85	22441.39	1893.8	11.5039	31041.93	2698.4	11.5039	28846.85	2507.6
F425	12.4352	28540.03	2295.1	12.4116	29460.21	2373.6	12.4646	39521.27	3170.7	12.4646	39521.27	3170.7
F426	14.5515	40578.3	2788.6	14.5515	39547.31	2717.7	12.1729	48416.89	3977.4	12.1729	44254.82	3635.5
F433	11.798	25549.55	2165.6	11.7913	23347.32	1980	11.798	32290.44	2736.9	11.7919	29766.18	2524.3
F434	12.13	35681.79	2941.6	12.1053	34522.43	2851.8	11.5195	44881.71	3896.2	11.5195	42913.45	3725.3
F435	12.147	47644.71	3922.3	12.1301	45692.96	3766.9	11.7582	60274.19	5126.1	11.7582	52700.09	4482
F436	13.731	63212.13	4603.6	13.7303	63213.8	4604	11.9783	75820.87	6329.9	11.9783	69007.58	5761
F443	11.6768	33970.88	2909.3	11.6768	29945.72	2564.5	11.6768	44259.92	3790.4	11.6768	39202.89	3357.3
F444	11.5376	50242.09	4354.6	11.5279	48535.11	4210.2	11.2826	63032.5	5586.7	11.2826	65190.36	5778
F445	12.8362	62280.39	4851.9	12.8238	59982.83	4677.5	12.2832	79188.73	6446.9	12.2832	78452.2	6387
F446	12.476	77227.94	6190.1	12.4671	80756.41	6477.6	11.8694	99864.94	8413.6	11.8305	93967.52	7942.8
F453	11.8116	41350.13	3500.8	11.8116	36059.91	3052.9	11.8116	54058.74	4576.7	11.8116	50916.8	4310.7
F454	12.0393	58749.79	4879.8	12.0321	54489.43	4528.7	12.0392	73946	6142.1	12.0387	70687.09	5871.7
F455	12.909	77581.43	6009.9	12.9087	76365.9	5915.8	12.46	97964.87	7862.3	12.46	89506.13	7183.5
F456	13.065	93718.17	7173.2	13.0598	97714.24	7482.1	12.48	122151.6	9787.8	12.48	115550.4	9258.8

۵-۳- بررسی نتایج حاصل از تحلیل قابهای ۴ طبقه

نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی قابهای ۴ طبقه مورد مطالعه در این تحقیق نشان می دهد که، حدوداً در ۷۵٪ این قابها، مفاصل پلاستیک در گام آخر، یعنی در تغییر مکان جانبی برابر با تغییر مکان هدف، بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی معکوس، فقط در دو انتهای اکثر تیرهای طبقات تشکیل می شوند (بین ۸۸٪ تا ۱۰۰٪ کل مفاصل پلاستیک تعریف شده برای تیرها). در مابقی قابها، علاوه بر تشکیل مفاصل پلاستیک در اکثر تیرهای طبقات، تعداد مفاصل پلاستیک ایجاد شده در ستونها در مقایسه با تعداد کل مفاصل پلاستیک تعریف شده برای تمام اعضا قائم تک تک مدلها ناچیز می باشند (بین ۲/۵٪ تا ۱۲٪ کل مفاصل پلاستیک تعریف شده برای اعضا قائم) و این مفاصل در قسمت مشخصی از قابها، یعنی در ابتدای ستونهای طبقه اول قابل رویت می باشند. در اعضا قائم طبقات دوم، سوم و چهارم تمام مدلهای ۴ طبقه، مفصل پلاستیکی ایجاد نشده است.

محل تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضا قائم تمام قابهای ۴ طبقه، بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت، همانند توزیع بار جانبی مثلثی معکوس می باشد، ولی با این تفاوت که در تمام مدلها مفصل پلاستیک ایجاد شده است (بین ۲٪ تا ۱۲٪ کل مفاصل پلاستیک تعریف شده برای اعضا قائم). دلیل این امر را می توان اعمال نیروهای جانبی بیشتری به طبقات پایین مدلها بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت در مقایسه با توزیع بار جانبی مثلثی معکوس دانست.

تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرهای مدلها، بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت همانند توزیع بار جانبی مثلثی معکوس می باشد، یعنی در اکثر تیرهای طبقات مفاصل پلاستیک تشکیل می گردد. (بین ۷۵٪ تا ۱۰۰٪ کل مفاصل پلاستیک تعریف شده برای تمام تیرها)

مقایسه مفاصل پلاستیک ایجاد شده در قابهای ۴ طبقه، مربوط به گام آخر تحلیل استاتیکی غیرخطی نشان می دهد که، بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی معکوس، با افزایش طول دهانه ها برای تعداد دهانه های متفاوت (از ۱ دهانه تا ۵ دهانه)، تعداد مفاصل پلاستیک ایجاد شده در دو انتهای تیرهای

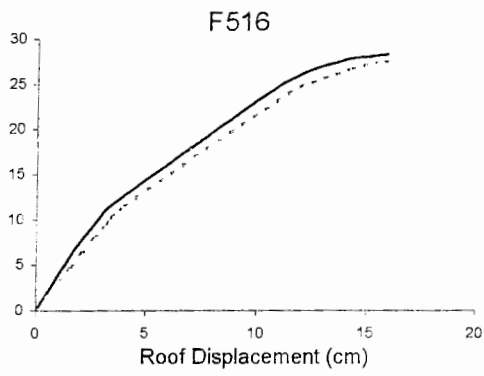
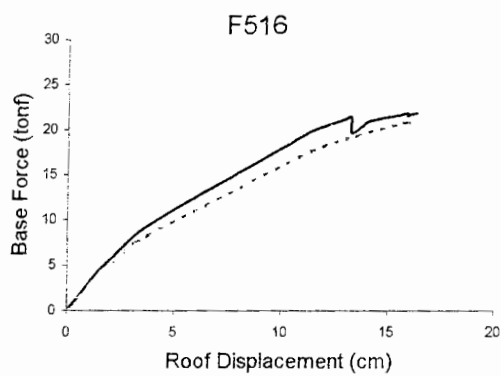
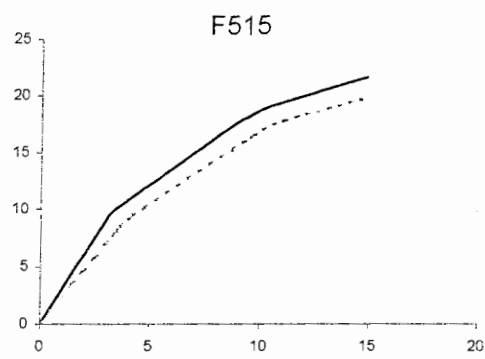
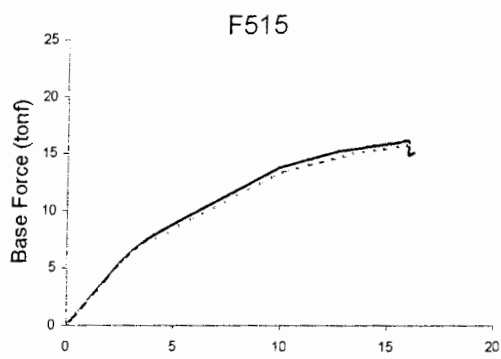
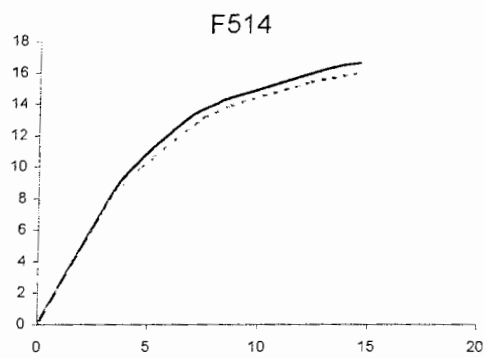
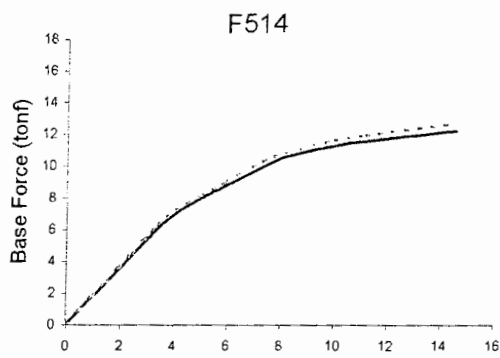
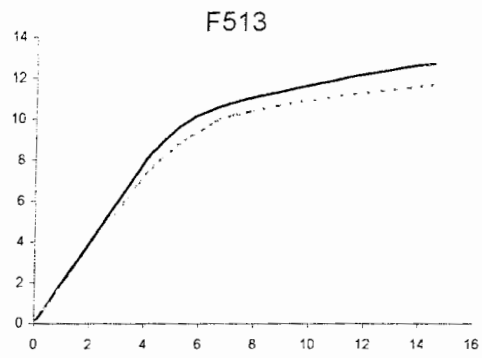
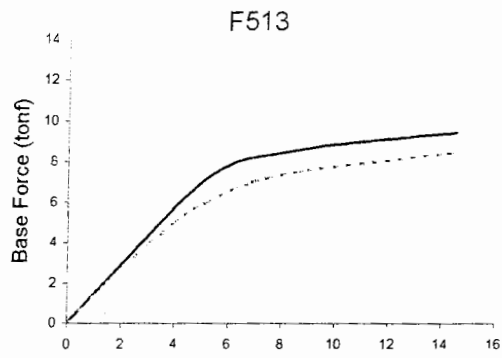
طبقه آخر افزایش یافته، در صورتی که برای دهانه های ۶ متری از تعداد مفاصل پلاستیک ایجاد شده در تیرهای طبقه اول کاسته می شود. روند تغییر در موقعیت مفاصل پلاستیک ایجاد شده با افزایش طول دهانه ها، بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت، عیناً شبیه توزیع بار جانبی مثلثی معکوس می باشد، ولی با این تفاوت که، کاهش در تعداد مفاصل پلاستیک ایجاد شده مربوط به تیرهای طبقه سوم می باشد. همچنین لازم به ذکر است که بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی معکوس، نوع مفاصل پلاستیک ایجاد شده در اکثر تیرهای ۶ متری طبقه آخر، از ناحیه ایمنی جانی (LS) فراتر رفته و تا محدوده افت مقاومت پیش می روند. دلیل این امر را می توان اعمال تحلیل استاتیکی غیر خطی بر اثر بار ثقلی بر روی قابهای مورد نظر دانست که در تیرهای با دهانه بلند، تنش های قابل توجهی ایجاد می کند. تأثیر افت مقاومت و گسیختگی مقطع بر روی منحنی ظرفیت قابهای ۴ طبقه را می توان در شکل های (۵-۸) تا (۵-۱۲)، که به صورت افت شدید مقدار برش پایه بر اثر تغییر مکانهای کوچک نشان داده می شود، مشاهده نمود.

مقایسه سختی جانبی قابهای اولیه و نهایی (برای هر دو نوع توزیع بار جانبی) نشان می دهد، که مقدار سختی جانبی قابهای نهایی، در تغییر مکان جانبی برابر تغییر مکان هدف قابهای اولیه، از مقدار سختی جانبی قابهای اولیه کمتر می باشد (شکل های (۵-۸) تا (۵-۱۲)). علت اصلی، اصلاح سختی اعضا تشکیل دهنده سیستم می باشد و چون سختی به صورت معقولی در ارتفاع قاب توزیع گردیده، سختی طبقات دارای آهنگ تغییر مناسبی می باشد. بنابراین می توان گفت که قابهای نهایی در مقایسه با قابهای اولیه، نرمتر می باشند.

مقدار سختی جانبی قابهای اولیه بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت، در تمام قابهای ۴ طبقه، در مقایسه با توزیع بار جانبی مثلثی (برای یک مقدار مشخص و برابر تغییر مکان جانبی) بیشتر می باشد. چرا که در اثر توزیع بار جانبی یکنواخت تغییر مکانهای نسبی بیشتری در مقایسه با توزیع بار جانبی

مثلی در طبقات پایین ایجاد می شود (شکل‌های (۵-۱۳) و (۵-۱۴)) و در نتیجه طبقات پایین بیشتر وارد ناحیه غیر خطی می شود که این امر میزان جذب انرژی توسط قابها را افزایش می دهد.

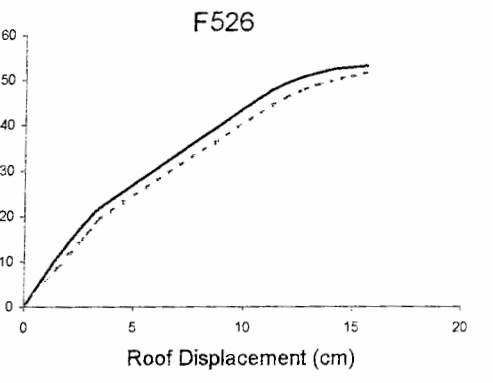
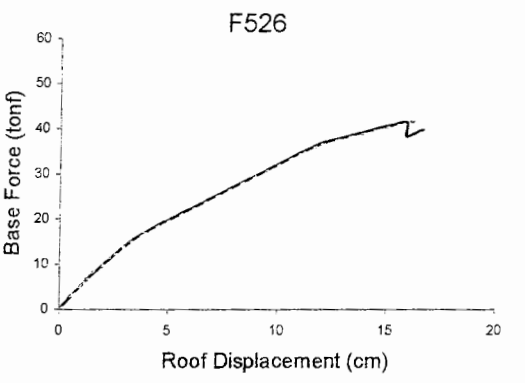
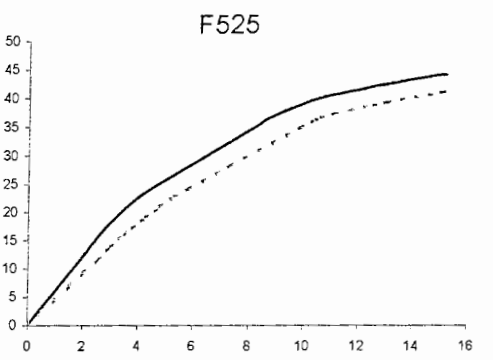
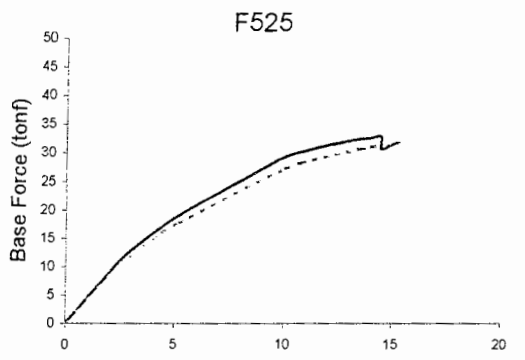
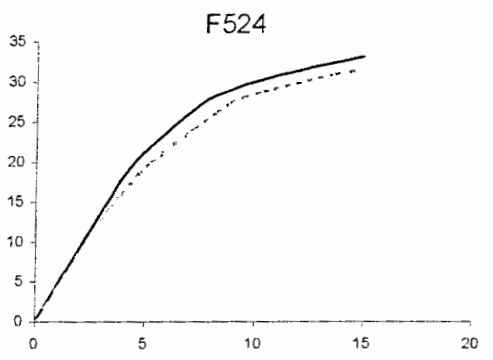
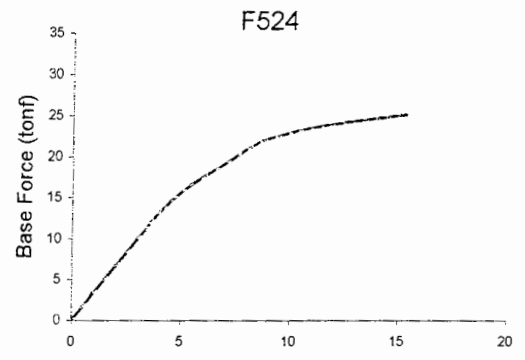
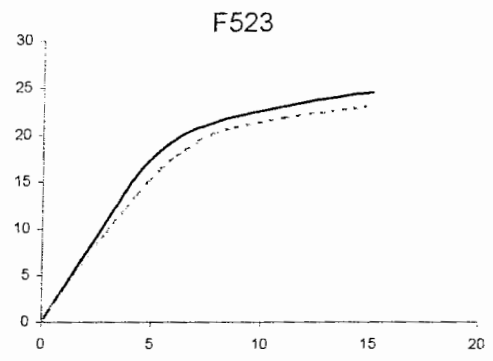
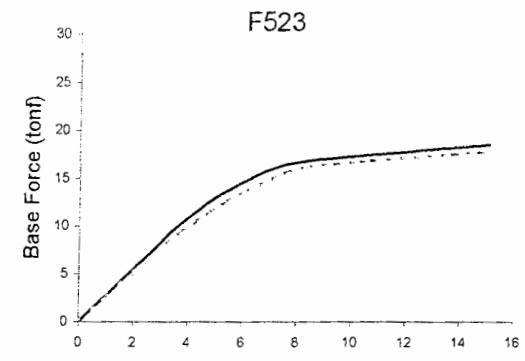
مقایسه بین تغییر مکانهای نسبی طبقات قابهای اولیه و نهایی، بر اثر هر دو نوع توزیع بار جانبی (شکل‌های (۵-۱۳) و (۵-۱۴)) نشان می دهد، که مقدار تغییر مکان نسبی طبقات دوم، سوم و چهارم در قابهای نهایی تا حدودی به یکدیگر نزدیک می باشند. دلیل این امر را می توان تغییر ابعاد اعضا و رسیدن به یک توزیع یکنواخت مفاصل پلاستیک در تیرهای تمام طبقات قابهای نهایی دانست که در نتیجه، بر توزیع مناسب جذب انرژی در طبقات قابها اثر مثبت خواهد داشت، چراکه تیرهای طبقات بالا تا یک مقدار مشخص وارد ناحیه غیر خطی می شوند. کم بودن تغییر مکان نسبی طبقه اول در تمام قابهای ۴ طبقه، در مقایسه با طبقات بالا را می توان به دلیل سختی بالای اعضا تشکیل دهنده طبقه اول و همچنین گیرداری ابتدای ستونهای طبقه اول دانست.



(الف)

(ب)

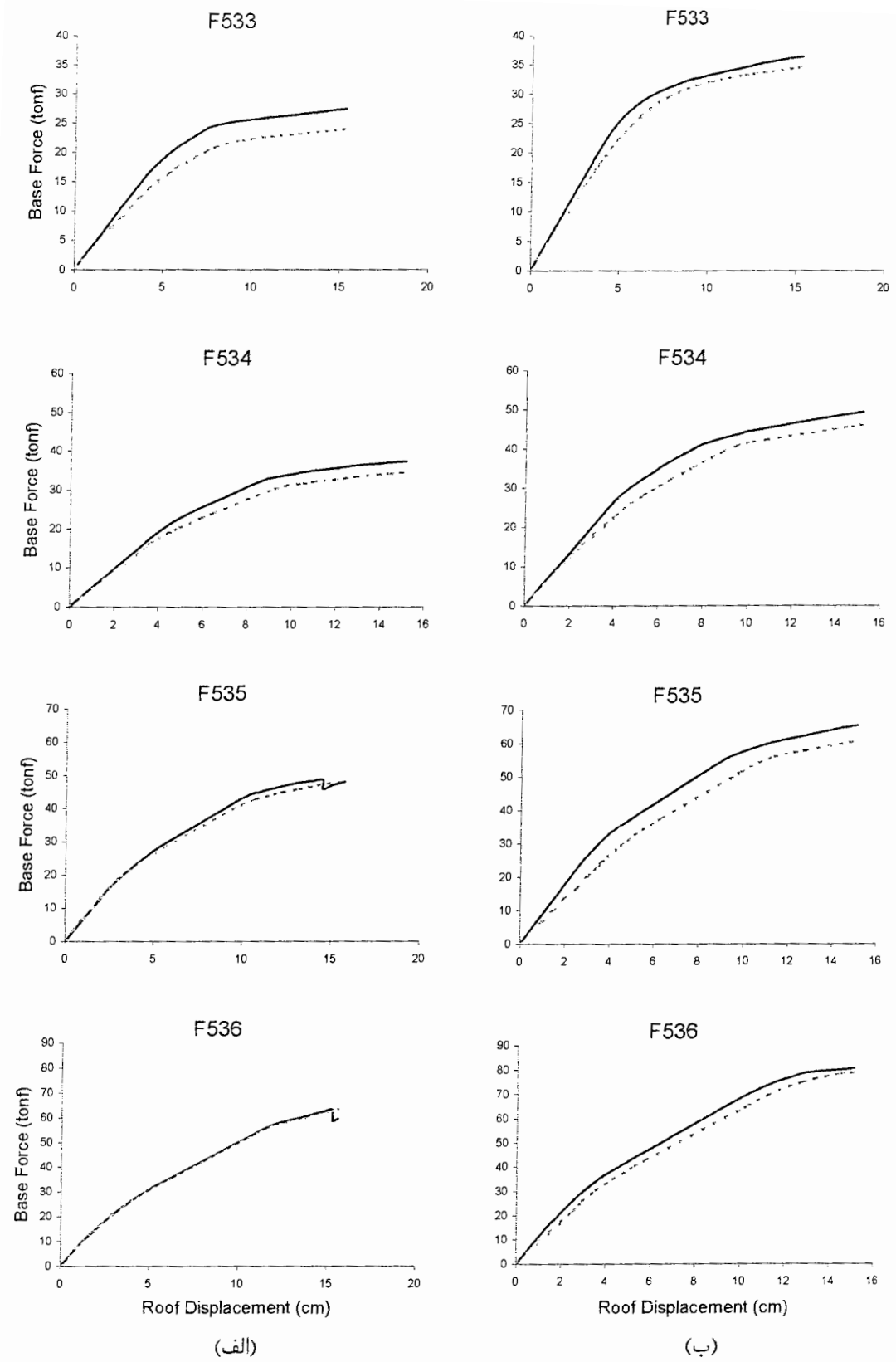
شکل ۵-۱۵- منحنی ظرفیت قابهای ۵ طبقه ۱۰ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی (الف):مثلتی معکوس، (ب):یکنواخت. (نمودارهای — و - - - - به ترتیب قابها را قبل از تغییر و بعد از تغییر ابعاد اعضاء نشان می دهند.)



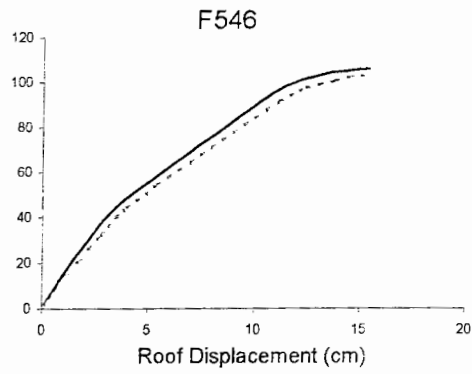
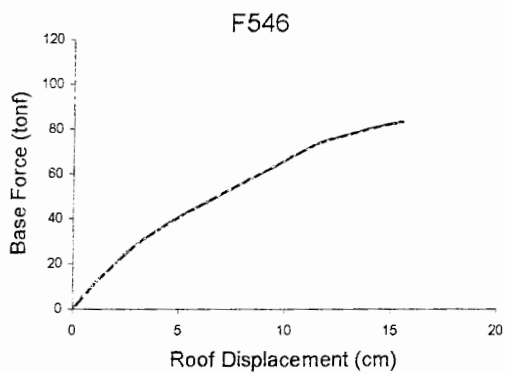
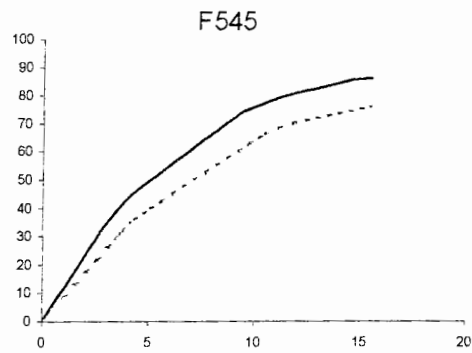
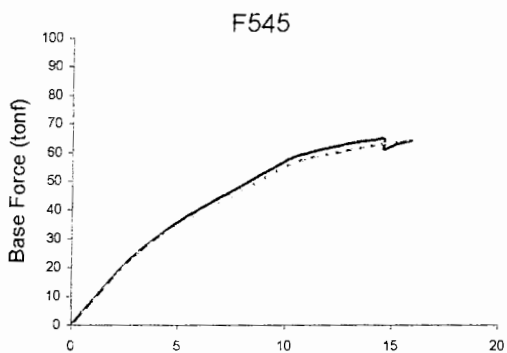
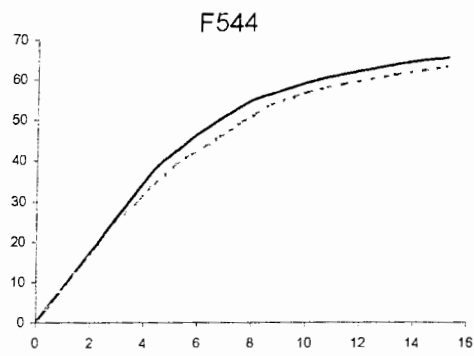
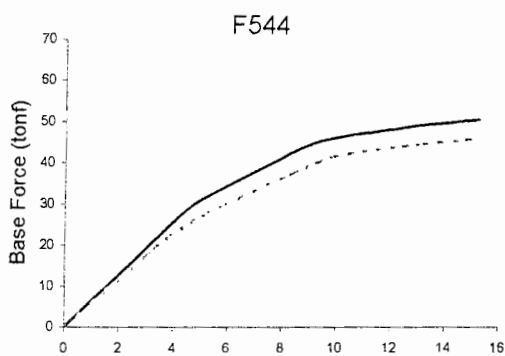
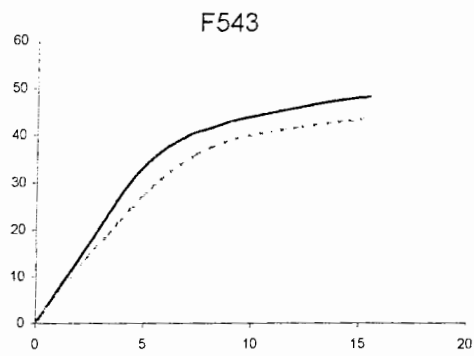
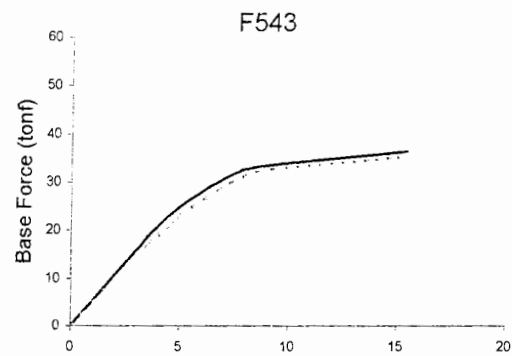
(الف)

(ب)

شکل ۵-۱۶- منحنی ظرفیت قابهای ۵ طبقه، ۲ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی (الف:مثلی معکوس، (ب:یکنواخت. (نمودارهای — و - - - - به ترتیب قابها را قبل از تغییر و بعد از تغییر ابعاد اعضا نشان می دهند.)



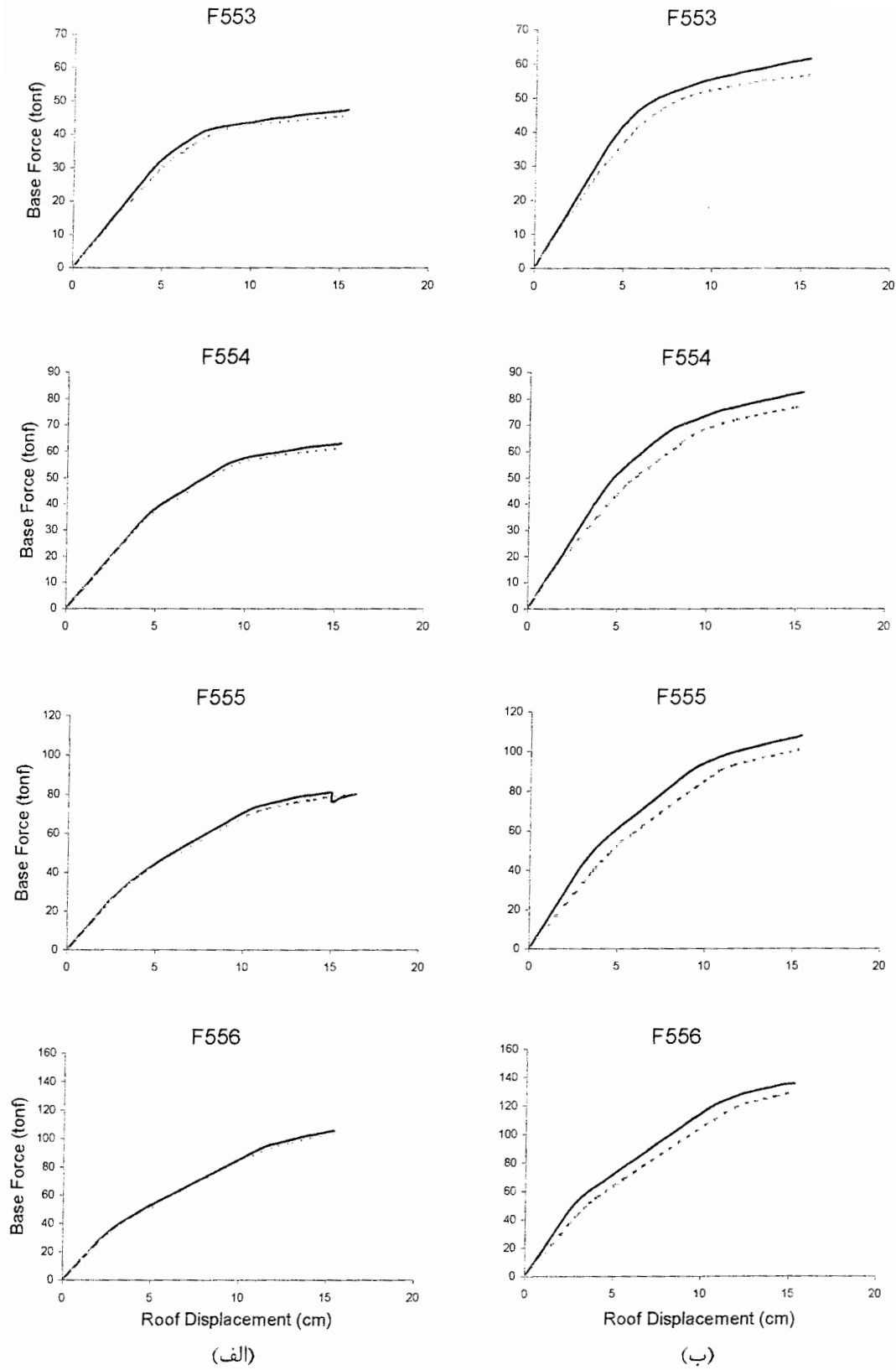
شکل ۵-۱۷- منحنی ظرفیت قابهای ۵ طبقه ۳ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی (الف):مثلی معکوس، (ب):یکنواخت. (نمودارهای — و - - - - به ترتیب قابها را قبل از تغییر و بعد از تغییر ابعاد اعضا نشان می دهند.)



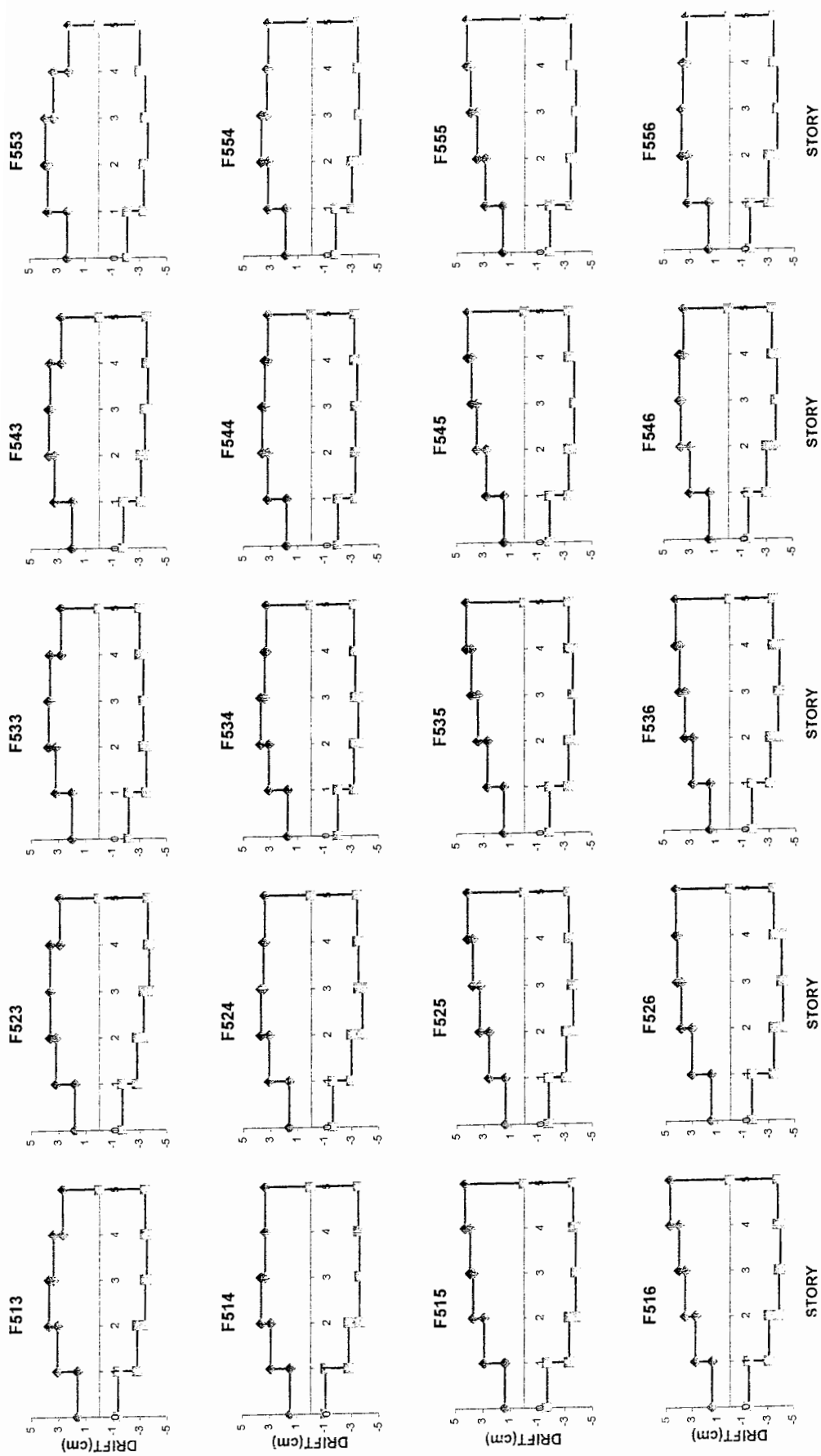
(الف)

(ب)

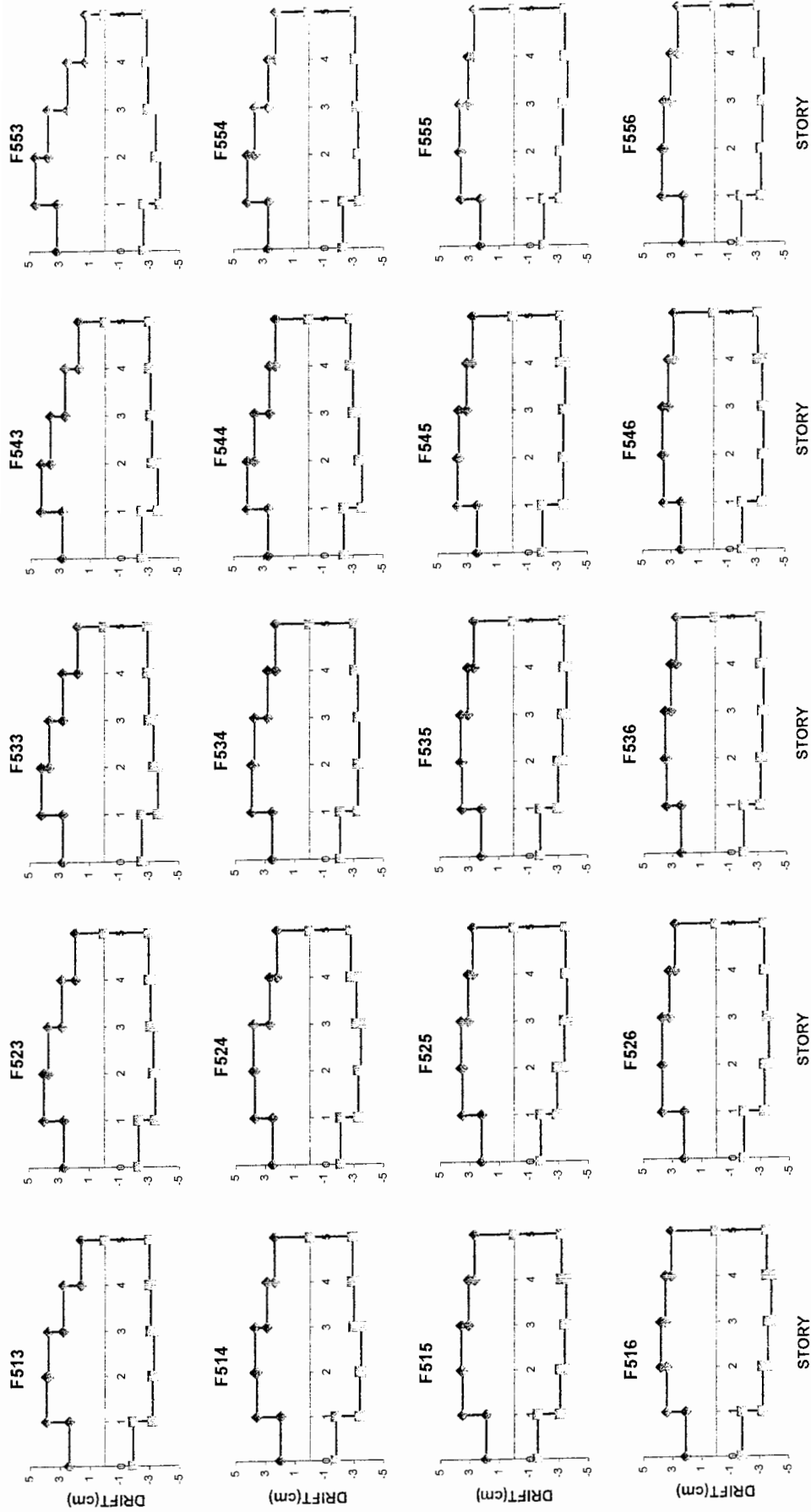
شکل ۵-۱۸- منحنی ظرفیت قابهای ۵ طبقه، ۴ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی (الف): مثلثی معکوس، (ب): یکنواخت. (نمودارهای — و - - - - به ترتیب قابها را قبل از تغییر و بعد از تغییر ابعاد اعضاء نشان می دهند)



شکل ۵-۱۹- منحنی ظرفیت قابهای ۵ طبقه، ۵ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی (الف): مثلثی معکوس، (ب): یکنواخت. (نمودارهای — و - - - - به ترتیب قابها را قبل از تغییر و بعد از تغییر ابعاد اعضاء نشان می دهند.)



شکل ۵-۲۰- ماکزیمم تغییر مکان نسبی طبقات تمام قابهای ۵ طبقه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی. نمودارهای — و — به ترتیب قابها را قبل از تغییر ابعاد و بعد از تغییر ابعاد نشان می دهند.



شکل ۵-۲۱- ماکزیمم تغییر مکان نسبی طبقات تمام قابهای ۵ طبقه بر اثر توزیع بار جانبی یکدوخت. نمودارهای —◆— و —■— به ترتیب قابها را قبل از تغییر و بعد از تغییر ابعاد اعضا نشان می دهند.

جدول ۵-۳- مقایسه سختی جانبی تمام قابهای ۵ طبقه قبل از تغییر ابعاد و بعد از تغییر ابعاد اعضا

مدل	الگوی بارگذاری مثلثی						الگوی بارگذاری یکنواخت					
	مدل اولیه			مدل نهایی			مدل اولیه			مدل نهایی		
	جابجایی در نقطه هدف (cm)	برش پایه در نقطه هدف (kgf)	سختی جانبی (kgf/cm)	جابجایی در نقطه هدف (cm)	برش پایه در نقطه هدف (kgf)	سختی جانبی (kgf/cm)	جابجایی در نقطه هدف (cm)	برش پایه در نقطه هدف (kgf)	سختی جانبی (kgf/cm)	جابجایی در نقطه هدف (cm)	برش پایه در نقطه هدف (kgf)	سختی جانبی (kgf/cm)
F513	14.5082	9425.707	649.68	14.5058	8457.496	583.04	14.5082	12696.51	875.13	14.5082	11683.35	805.29
F514	14.5557	12215.45	839.22	14.5557	12725.09	874.23	14.5557	16649.16	1143.8	14.5557	15992.76	1098.7
F515	16.2021	15103.96	932.22	16.2021	15863.97	979.13	14.8565	21625.18	1455.6	14.8565	19802.42	1332.9
F516	16.3146	21868.26	1340.4	16.3146	21052.75	1290.4	15.881	28275.8	1780.5	15.881	27532.28	1733.7
F523	15.0635	18499.73	1228.1	15.0635	17794.7	1181.3	15.0635	24526.94	1628.2	15.0635	23112.79	1534.4
F524	15.3107	25122.3	1640.8	15.3107	25122.71	1640.9	14.944	33128.8	2216.9	14.944	31619.08	2115.8
F525	15.2803	31841.84	2083.8	15.2803	31785.37	2080.2	15.2025	44142.28	2903.6	15.2025	41232.78	2712.2
F526	16.6475	39689.75	2384.1	16.6475	41872.41	2515.2	15.6215	53132.19	3401.2	15.6215	51642.65	3305.9
F533	15.2895	27394.25	1791.7	15.2844	23957.44	1567.4	15.2895	36385.43	2379.8	15.2895	34604.93	2263.3
F534	15.1818	37304.59	2457.2	15.1818	34499.05	2272.4	15.1818	49371.29	3252	15.1818	46137.23	3039
F535	15.7605	48094.97	3051.6	15.7029	48236.69	3071.8	15.1033	65193.52	4316.5	15.1033	60747.03	4022.1
F536	15.612	59663.76	3821.7	15.616	63331.11	4055.5	15.0889	80455.72	5332.1	15.0889	78604.59	5209.4
F543	15.4178	36352.6	2357.8	15.4178	35298.08	2289.4	15.4178	48120.82	3121.1	15.4178	43479.65	2820.1
F544	15.2321	50338.35	3304.8	15.2321	45844.34	3009.7	15.2321	65569.29	4304.7	15.2321	63401.16	4162.3
F545	15.8891	64049.41	4031	15.8891	64207.45	4041	15.5085	85980.46	5544.1	15.5085	76153.77	4910.5
F546	15.5142	83052.84	5353.3	15.5142	83051.18	5353.2	15.3812	106003.7	6891.8	15.3623	103162.6	6715.3
F553	15.4029	47255.2	3067.9	15.3935	45624.73	2963.9	15.4029	61466.64	3990.6	15.4029	56696.3	3680.9
F554	15.2999	62989.63	4117	15.2999	82355.42	5382.7	15.2999	82355.42	5382.7	15.2999	77148.84	5042.4
F555	16.3432	80121.76	4902.5	16.3432	80435.91	4921.7	15.3899	107650.9	6994.9	15.3899	100893.7	6555.8
F556	15.3841	105323.8	6846.3	15.3841	103768.6	6745.2	15.2331	135672.3	8906.4	15.2331	129385.4	8493.7

۵-۴- بررسی نتایج حاصل از تحلیل قابهای ۵ طبقه

نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی قابهای ۵ طبقه مورد مطالعه در این تحقیق نشان می دهد که، در تمام این قابها، مفاصل پلاستیک در گام آخر، یعنی در تغییر مکان جانبی برابر با تغییر مکان هدف، بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی معکوس، فقط در دو انتهای اکثر تیرهای طبقات تشکیل می شوند. (بین ۹۰٪ تا ۱۰۰٪ کل مفاصل پلاستیک تعریف شده برای تیرها)

تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرهای مدلهای، بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت همانند توزیع بار جانبی مثلثی معکوس می باشد، یعنی در اکثر تیرهای طبقات مفاصل پلاستیک تشکیل می گردد (بین ۸۱٪ تا ۹۵٪ کل مفاصل پلاستیک تعریف شده برای تمام تیرها). ولی بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت، علاوه بر تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرهای طبقات، در ابتدای بعضی از ستونهای طبقه اول، در تمام مدلهای، مفصل پلاستیک ایجاد شده است (بین ۲٪ تا ۱۰٪ کل مفاصل پلاستیک تعریف شده برای اعضا قائم). دلیل این امر را می توان اعمال نیروهای جانبی بیشتری به طبقات پایین مدلهای بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت در مقایسه با توزیع بار جانبی مثلثی معکوس دانست.

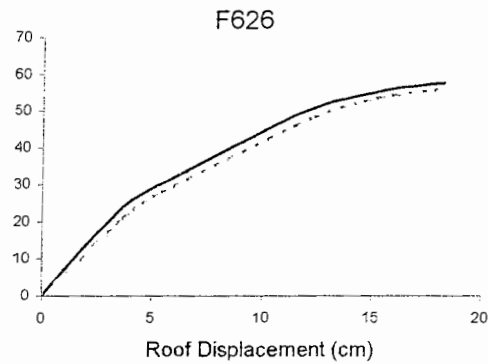
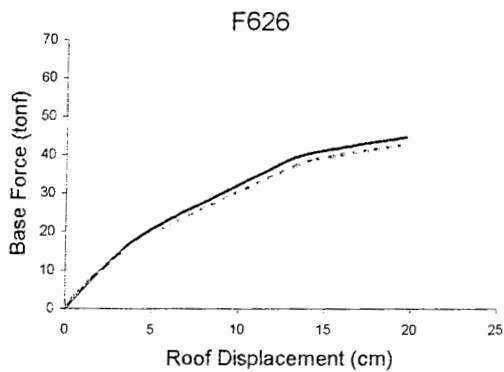
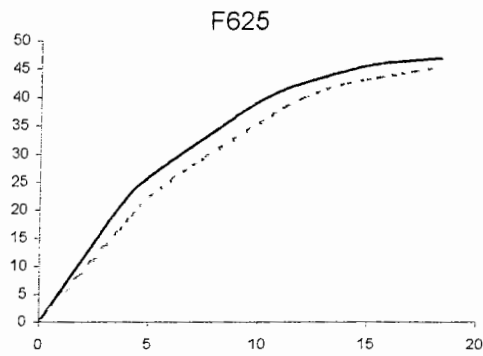
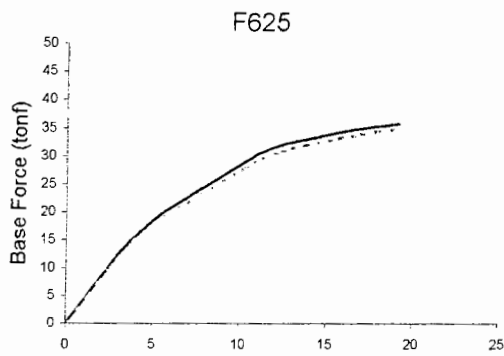
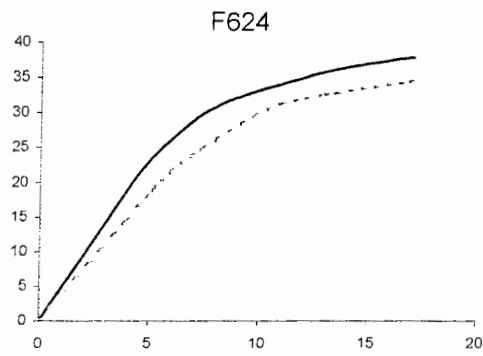
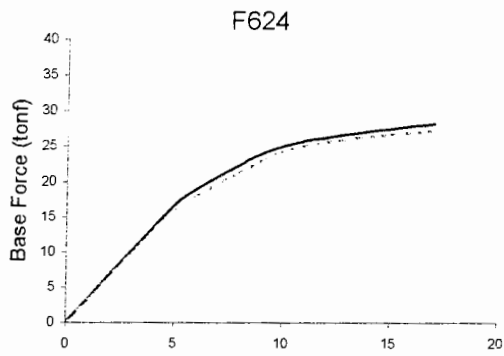
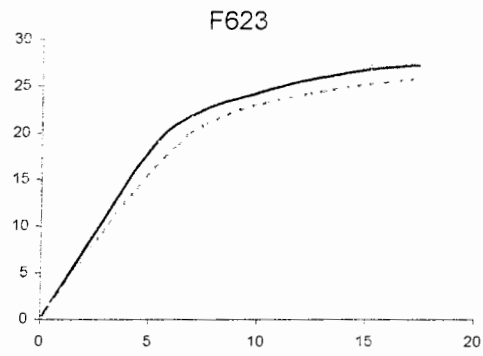
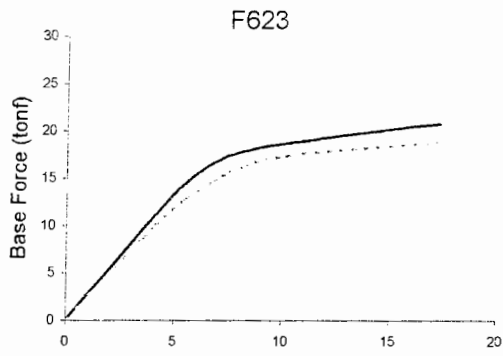
مقایسه مفاصل پلاستیک ایجاد شده در قابهای ۵ طبقه، مربوط به گام آخر تحلیل استاتیکی غیرخطی نشان می دهد که، بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی معکوس، با افزایش طول دهانه ها برای تعداد دهانه های متفاوت (از ۱ دهانه تا ۵ دهانه)، تعداد مفاصل پلاستیک ایجاد شده در دو انتهای تیرهای طبقه آخر افزایش یافته، در صورتی که برای دهانه های ۶ متری از تعداد مفاصل پلاستیک ایجاد شده در تیرهای طبقه اول کاسته می شود. روند تغییر در موقعیت مفاصل پلاستیک ایجاد شده با افزایش طول دهانه ها، بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت، عیناً شبیه توزیع بار جانبی مثلثی معکوس می باشد، ولی با این تفاوت که، کاهش در تعداد مفاصل پلاستیک ایجاد شده، مربوط به تیرهای طبقه چهارم می باشد. همچنین لازم به ذکر است که بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی معکوس، نوع مفاصل پلاستیک ایجاد شده در اکثر تیرهای ۵ متری و ۶ متری طبقه آخر، از ناحیه ایمنی جانی (LS) فراتر رفته و تا محدوده افت مقاومت پیش می روند. دلیل این امر را می توان اعمال تحلیل استاتیکی غیر خطی بر اثر بار ثقلی بر روی قابهای مورد نظر دانست که در تیرهای با دهانه بلند، تنش های قابل توجهی ایجاد

می‌کند. تأثیر افت مقاومت و گسیختگی مقطع بر روی منحنی ظرفیت قابهای ۵ طبقه را می‌توان در شکل‌های (۱۵-۵) تا (۱۹-۵)، که به صورت افت شدید مقدار برش پایه بر اثر تغییر مکان‌های کوچک نشان داده می‌شود، مشاهده نمود.

مقایسه سختی جانبی قابهای اولیه و نهایی (برای هر دو نوع توزیع بار جانبی) نشان می‌دهد، که مقدار سختی جانبی قابهای نهایی، در تغییر مکان جانبی برابر تغییر مکان هدف قابهای اولیه، از مقدار سختی جانبی قابهای اولیه کمتر می‌باشد (شکل‌های (۱۵-۵) تا (۱۹-۵)). علت اصلی، اصلاح سختی اعضا تشکیل دهنده سیستم می‌باشد و چون سختی به صورت معقولی در ارتفاع قاب توزیع گردیده، سختی طبقات دارای آهنگ تغییر مناسبی می‌باشد. بنابراین می‌توان گفت که قابهای نهایی در مقایسه با قابهای اولیه، نرم‌تر می‌باشند.

مقدار سختی جانبی قابهای اولیه بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت، در تمام قابهای ۵ طبقه، در مقایسه با توزیع بار جانبی مثلثی (برای یک مقدار مشخص و برابر تغییر مکان جانبی) بیشتر می‌باشد. چرا که در اثر توزیع بار جانبی یکنواخت، تغییر مکان‌های نسبی بیشتری در مقایسه با توزیع بار جانبی مثلثی در طبقات پایین ایجاد می‌شود (شکل‌های (۲۰-۵) و (۲۱-۵)) و در نتیجه طبقات پایین بیشتر وارد ناحیه غیر خطی می‌شود که این امر میزان جذب انرژی توسط قابها را افزایش می‌دهد.

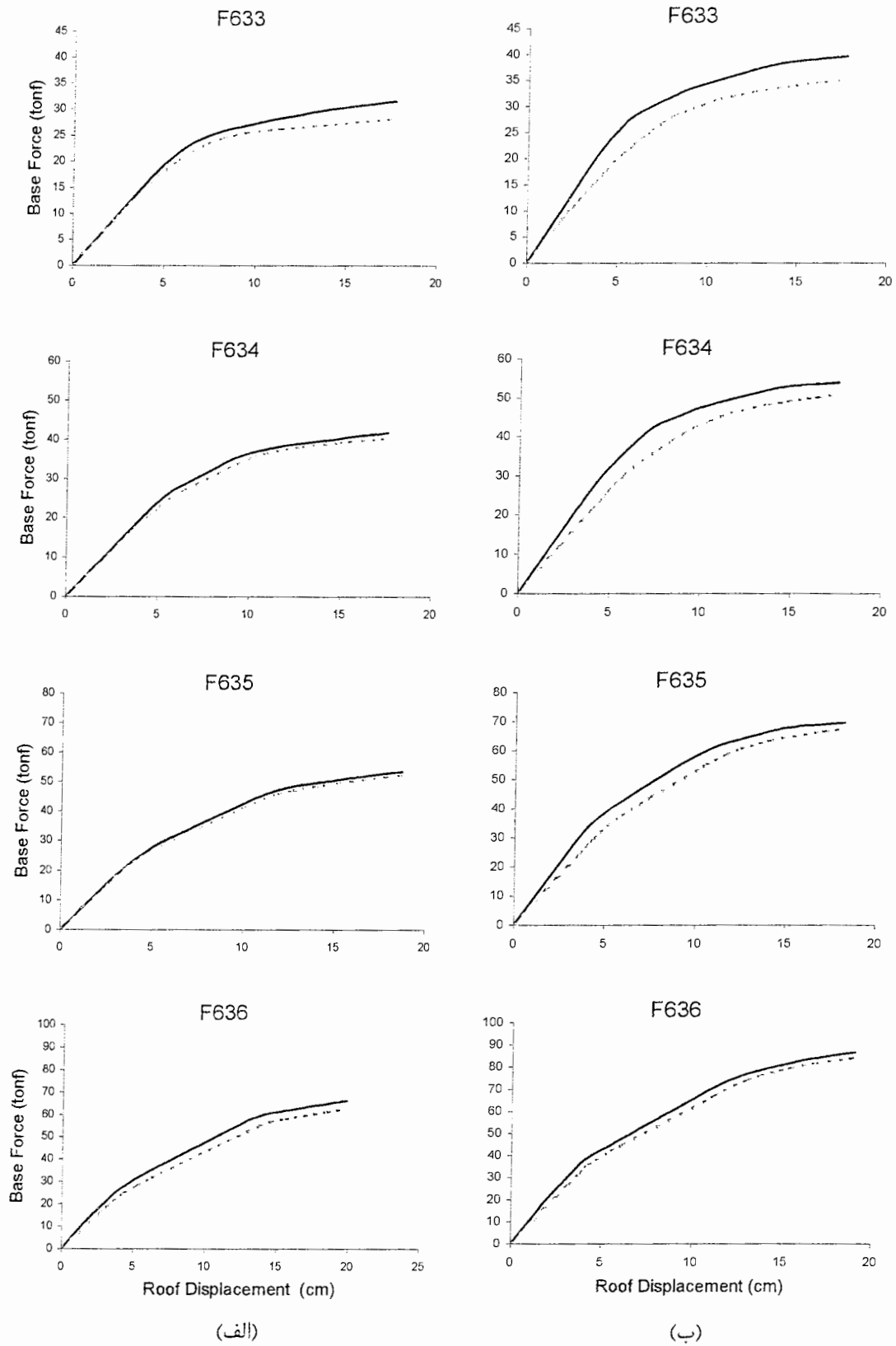
مقایسه بین تغییر مکان‌های نسبی طبقات قابهای اولیه و نهایی، بر اثر هر دو نوع توزیع بار جانبی (شکل‌های (۲۰-۵) و (۲۱-۵)) نشان می‌دهد، که مقدار تغییر مکان نسبی طبقات در قابهای نهایی (به جزء طبقه اول) تا حدودی به یکدیگر می‌باشند. دلیل این امر را می‌توان تغییر ابعاد اعضا و رسیدن به یک توزیع یکنواخت مفاصل پلاستیک در تیرهای تمام طبقات قابهای نهایی دانست که در نتیجه، بر توزیع مناسب جذب انرژی در طبقات قابها اثر مثبت خواهد داشت، چراکه تیرهای طبقات بالا تا یک مقدار مشخص وارد ناحیه غیر خطی می‌شوند. کم بودن تغییر مکان نسبی طبقه اول در تمام قابهای ۵ طبقه، در مقایسه با طبقات بالا را می‌توان به دلیل سختی بالای اعضا تشکیل دهنده طبقه اول و همچنین گیرداری ابتدای ستون‌های طبقه اول دانست.



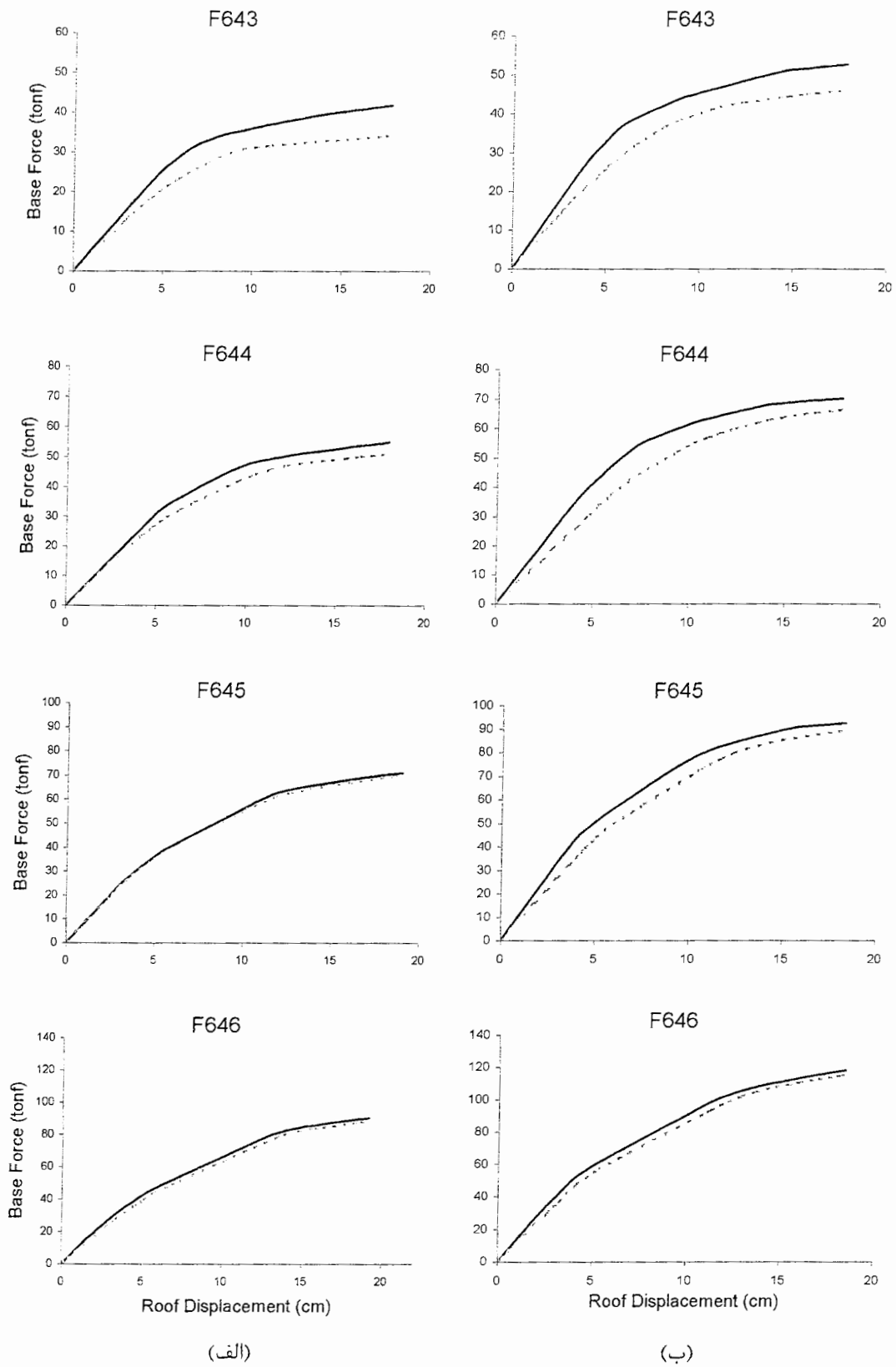
(الف)

(ب)

شکل ۵-۲۳- منحنی ظرفیت قابهای ۶ طبقه، ۲۰ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی (الف): مثلثی معکوس، (ب): یکنواخت. (نمودارهای — و - - - - به ترتیب قابها را قبل از تغییر و بعد از تغییر ابعاد اعضاء نشان می دهند.)



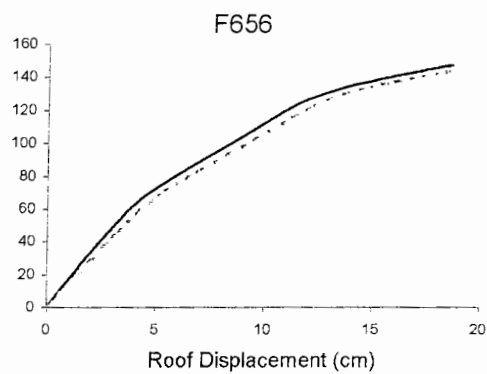
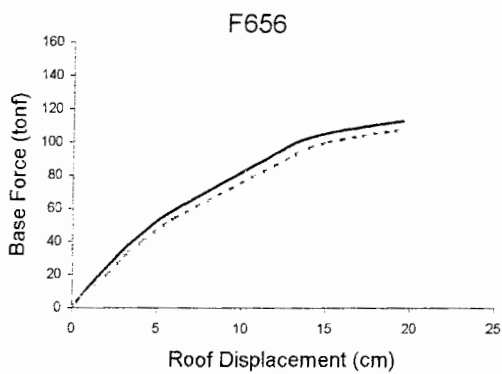
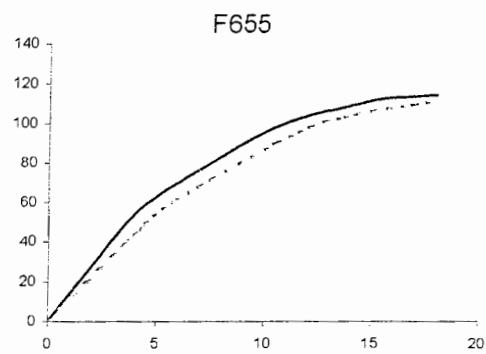
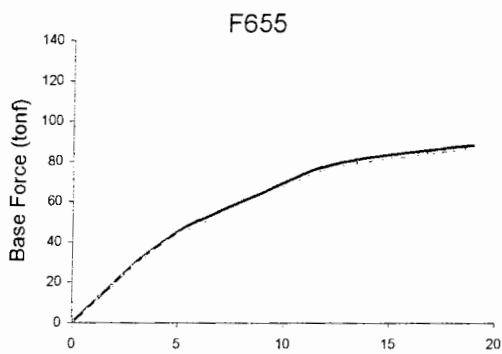
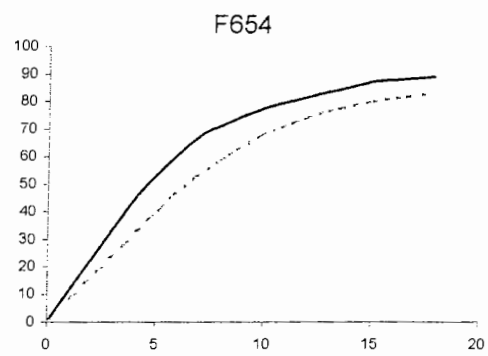
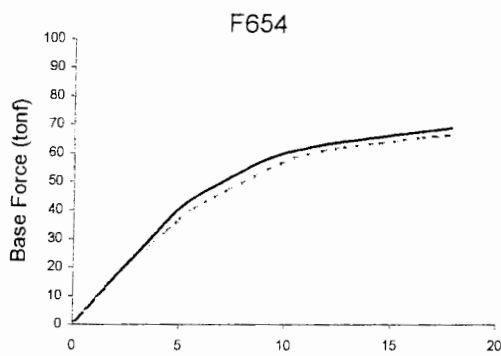
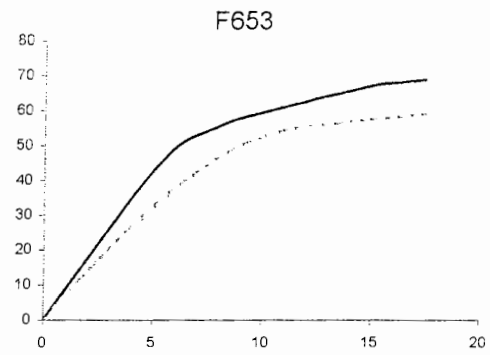
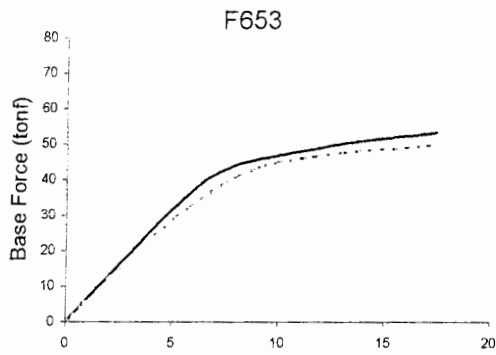
شکل ۵-۲۴- منحنی ظرفیت قابهای ۶ طبقه، ۳ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی (الف:مثلی معکوس، (ب:یکنواخت. (نمودارهای — و - - - - به ترتیب قابها را قبل از تغییر و بعد از تغییر ابعاد اعضاء نشان می دهند.



(الف)

(ب)

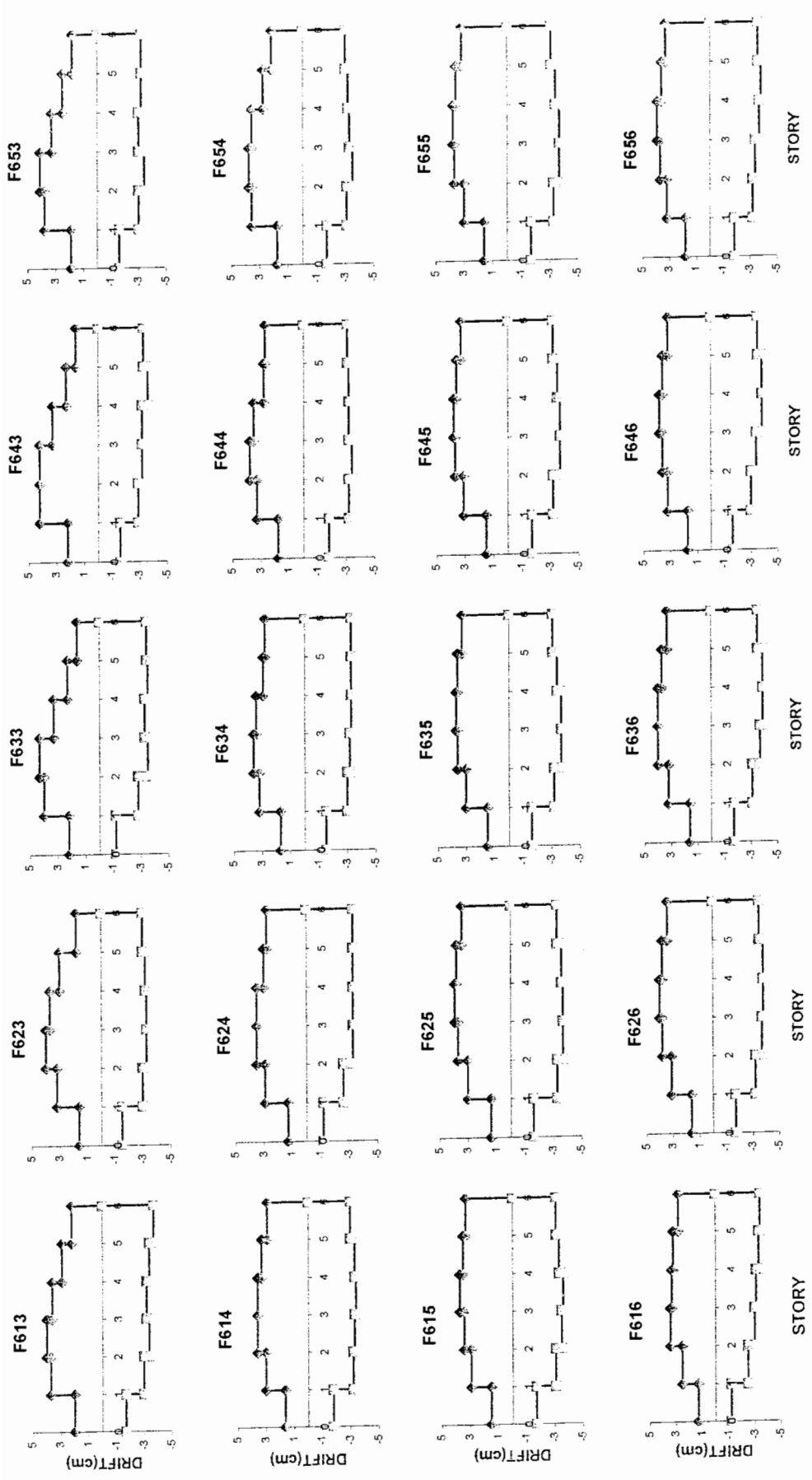
شکل ۵-۲۵- منحنی ظرفیت قابهای ۶ طبقه ۴ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی (الف: منتهی معکوس، ب: یکنواخت. نمودارهای — و - - - - به ترتیب قابها را قبل از تغییر و بعد از تغییر ابعاد اعضا نشان می دهند.)



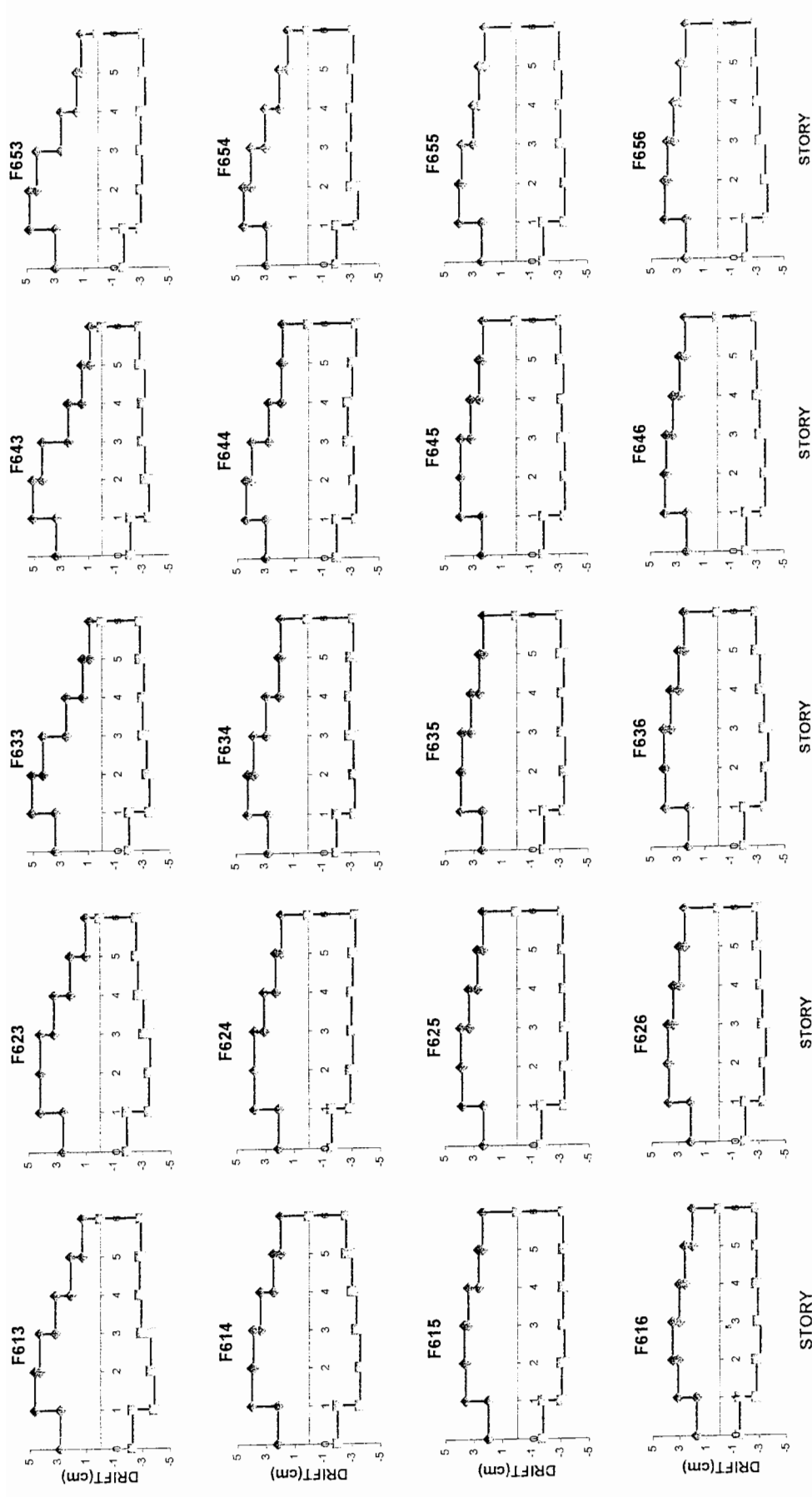
(الف)

(ب)

شکل ۵-۲۶- منحنی ظرفیت قابهای ۶ طبقه، ۵ دهانه بر اثر توزیع بار جانبی (الف): مثلثی معکوس، (ب): یکنواخت. (نمودارهای — و - - - - به ترتیب قابها را قبل از تغییر و بعد از تغییر ابعاد اعضا نشان می دهند.)



شکل ۵-۲۷- ماکزیمم تغییر مکان نسبی طبقات تمام قابهای ۶ طبقه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی. نمودارهای —◆— و —■— به ترتیب قابها را قبل از تغییر وبعد از تغییر ابعاد اعضا نشان می دهند.



شکل ۵-۲۸- ماکزیمم تغییر مکان نسبی طبقات تمام قابهای ۶ طبقه بر اثر توزیع بار جانبی یکدوآخت. نمودارهای — و — به ترتیب قابها را قبل از تغییر و بعد از تغییر ابعاد اعضا نشان می دهند.

جدول ۴-۵- مقایسه سختی جانبی تمام قابهای ۶ طبقه قبل از تغییر ابعاد و بعد از تغییر ابعاد اعضاء

مدل	الگوی بارگذاری مثلثی						الگوی بارگذاری یکنواخت					
	مدل اولیه			مدل نهایی			مدل اولیه			مدل نهایی		
	جابجایی در نقطه هدف (cm)	برش پایه در نقطه هدف (kgf)	سختی جانبی (kgf/cm)	جابجایی در نقطه هدف (cm)	برش پایه در نقطه هدف (kgf)	سختی جانبی (kgf/cm)	جابجایی در نقطه هدف (cm)	برش پایه در نقطه هدف (kgf)	سختی جانبی (kgf/cm)	جابجایی در نقطه هدف (cm)	برش پایه در نقطه هدف (kgf)	سختی جانبی (kgf/cm)
F613	18.3715	10205.64	555.52	18.3715	9595.975	522.33	18.3715	13580.86	739.24	18.3715	12566.96	684.05
F614	18.019	13157.58	730.21	18.019	12277.53	681.37	18.019	17944.31	995.85	18.019	17076.27	947.68
F615	18.3412	17882.38	974.98	18.3712	17421.23	948.29	17.7737	24021.42	1351.5	17.7737	22660.59	1275
F616	16.458	20172.52	1225.7	16.458	17684.79	1074.5	15.9086	27272.92	1714.4	15.9086	25642.61	1611.9
F623	17.337	20770.42	1198	17.337	18926.31	1091.7	17.337	27219.51	1570	17.337	25797.94	1488
F624	17.0183	28180.68	1655.9	17.0183	27285.78	1603.3	17.0183	37770.24	2219.4	17.0183	34495	2026.9
F625	19.1635	35734.78	1864.7	19.1635	34934.3	1823	18.3109	46882.23	2560.3	18.3109	45343.77	2476.3
F626	19.6585	44604.55	2269	19.5113	42719.82	2189.5	18.2586	57712.48	3160.8	18.2586	56039.97	3069.2
F633	17.6911	31460.91	1778.3	17.691	28192.19	1593.6	17.6911	39650.64	2241.3	17.6911	35103.18	1984.2
F634	17.5602	41653.07	2372	17.5602	40144.84	2286.1	17.5602	53946.61	3072.1	17.5602	50948.71	2901.4
F635	18.6929	53334.17	2853.2	18.6926	52396.03	2803	18.1815	69654.37	3831.1	18.1815	67671.48	3722
F636	19.8524	66144.63	3331.8	19.8524	62621.82	3154.4	19.0372	86713.63	4555	19.0372	84356.52	4431.1
F643	17.7734	41640.61	2342.9	17.7734	34050.35	1915.8	17.7734	52645.25	2962	17.7734	45996.9	2588
F644	17.909	54710.75	3054.9	17.909	50835.6	2838.6	17.909	70067.2	3912.4	17.909	66372.98	3706.1
F645	18.9561	70887.96	3739.6	18.9561	69939.33	3689.5	18.2708	92380.08	5056.2	18.2708	89432.61	4894.8
F646	19.148	90241.85	4712.9	19.1393	88295.39	4613.3	18.468	118204.7	6400.5	18.4493	115274.7	6248.2
F653	17.4116	53332.8	3063.1	17.4015	49789.45	2861.2	17.4116	68709.88	3946.2	17.4116	58842.75	3379.5
F654	17.8553	68789.99	3852.6	17.8553	66200.27	3707.6	17.8553	88841.48	4975.6	17.8553	83184.82	4658.8
F655	18.9227	88240.52	4663.2	18.9227	87012.5	4598.3	18.0342	114455.8	6346.6	18.0342	111143.3	6162.9
F656	19.4806	112779.9	5789.3	19.4629	107867.9	5542.2	18.6943	147199	7874	18.6789	143675.8	7691.9

۵-۵- بررسی نتایج حاصل از تحلیل قابهای ۶ طبقه

نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی قابهای ۶ طبقه مورد مطالعه در این تحقیق نشان می دهد که، در تمام این قابها، مفاصل پلاستیک در گام آخر، یعنی در تغییر مکان جانبی برابر با تغییر مکان هدف، بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی معکوس، فقط در دو انتهای اکثر تیرهای طبقات تشکیل می شوند. (بین ۸۵٪ تا ۱۰۰٪ کل مفاصل پلاستیک تعریف شده برای تیرها)

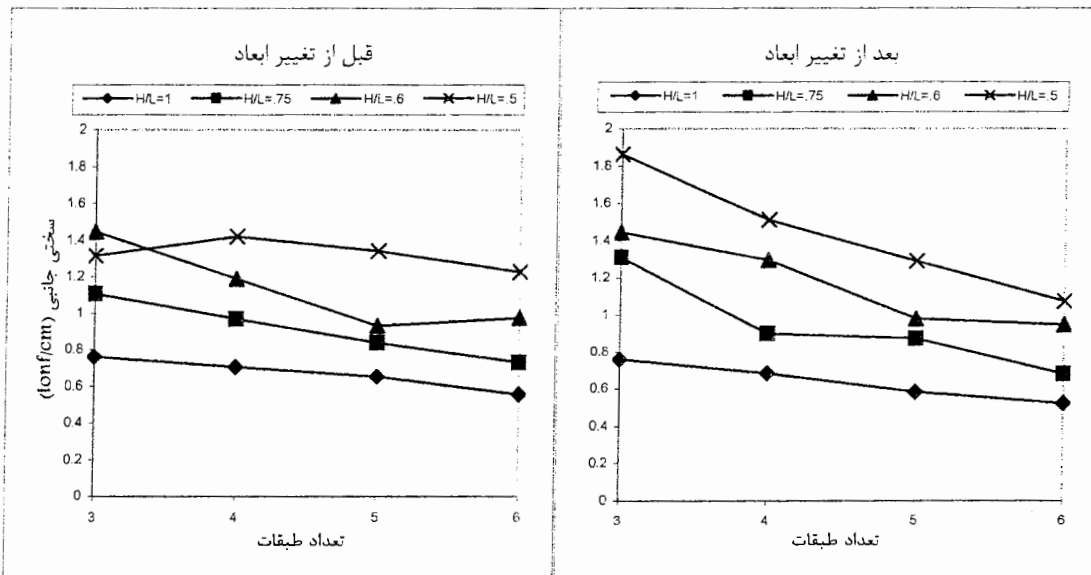
تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرهای مدلهای، بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت همانند توزیع بار جانبی مثلثی معکوس می باشد، یعنی در اکثر تیرهای طبقات مفاصل پلاستیک تشکیل می گردد (بین ۷۰٪ تا ۹۲٪ کل مفاصل پلاستیک تعریف شده برای تمام تیرها). ولی بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت، علاوه بر تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرهای طبقات، در ابتدای بعضی از ستونهای طبقه اول، در ۹۰٪ مدلهای، مفصل پلاستیک ایجاد شده است (بین ۴٪ تا ۸٪ کل مفاصل پلاستیک تعریف شده برای اعضاء قائم). دلیل این امر را می توان اعمال نیروهای جانبی بیشتری به طبقات پایین مدلهای بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت در مقایسه با توزیع بار جانبی مثلثی معکوس دانست.

مقایسه مفاصل پلاستیک ایجاد شده در قابهای ۶ طبقه، مربوط به گام آخر تحلیل استاتیکی غیرخطی نشان می دهد که، بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی معکوس، با افزایش طول دهانه ها، برای تعداد دهانه های متفاوت (از ۱ دهانه تا ۵ دهانه)، تعداد مفاصل پلاستیک ایجاد شده در دو انتهای تیرهای طبقه پنجم و ششم افزایش یافته، ولی در دهانه های ۶ متری طبقه پنجم، تغییری در تعداد مفاصل پلاستیک ایجاد شده، مشاهده نمی شود. بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت برای قابهای دارای یک و دو دهانه، با افزایش طول دهانه ها، بر تعداد مفاصل پلاستیک ایجاد شده در تیرهای طبقه ششم افزوده می شود، ولی برای قابهای دارای ۳، ۴ و ۵ دهانه، افزایش در تعداد مفاصل در تیرهای طبقه چهارم قابها نیز مشاهده می شود.

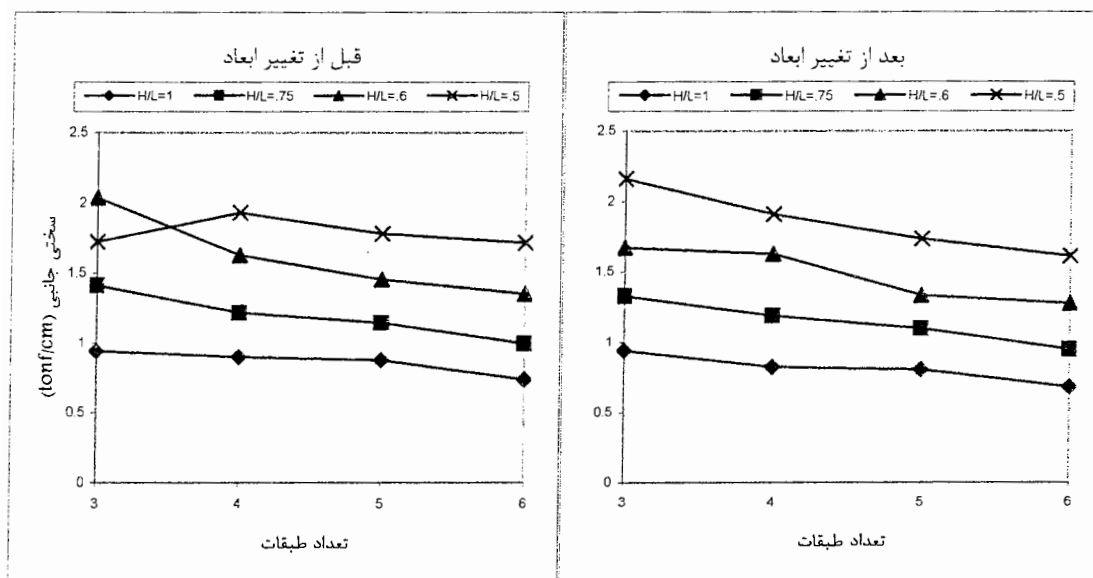
مقایسه سختی جانبی قابهای اولیه و نهایی (برای هر دو نوع توزیع بار جانبی) نشان می دهد، که مقدار سختی جانبی قابهای نهایی، در تغییر مکان جانبی برابر تغییر مکان هدف قابهای اولیه، از مقدار سختی جانبی قابهای اولیه کمتر می باشد (شکل‌های (۵-۲۲) تا (۵-۲۶)). علت اصلی، اصلاح سختی اعضا تشکیل دهنده سیستم می باشد و چون سختی به صورت معقولی در ارتفاع قاب توزیع گردیده، سختی طبقات دارای آهنگ تغییر مناسبی می باشد. بنابراین می توان گفت که قابهای نهایی در مقایسه با قابهای اولیه، نرمتر می باشند.

مقدار سختی جانبی قابهای اولیه بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت، در تمام قابهای ۶ طبقه، در مقایسه با توزیع بار جانبی مثلثی (برای یک مقدار مشخص و برابر تغییر مکان جانبی) بیشتر می باشد. چرا که در اثر توزیع بار جانبی یکنواخت، تغییر مکانهای نسبی بیشتری در مقایسه با توزیع بار جانبی مثلثی در طبقات پایین ایجاد می شود (شکل‌های (۵-۲۷) و (۵-۲۸)) و در نتیجه طبقات پایین بیشتر وارد ناحیه غیر خطی می شود که این امر میزان جذب انرژی توسط قابها را افزایش می دهد.

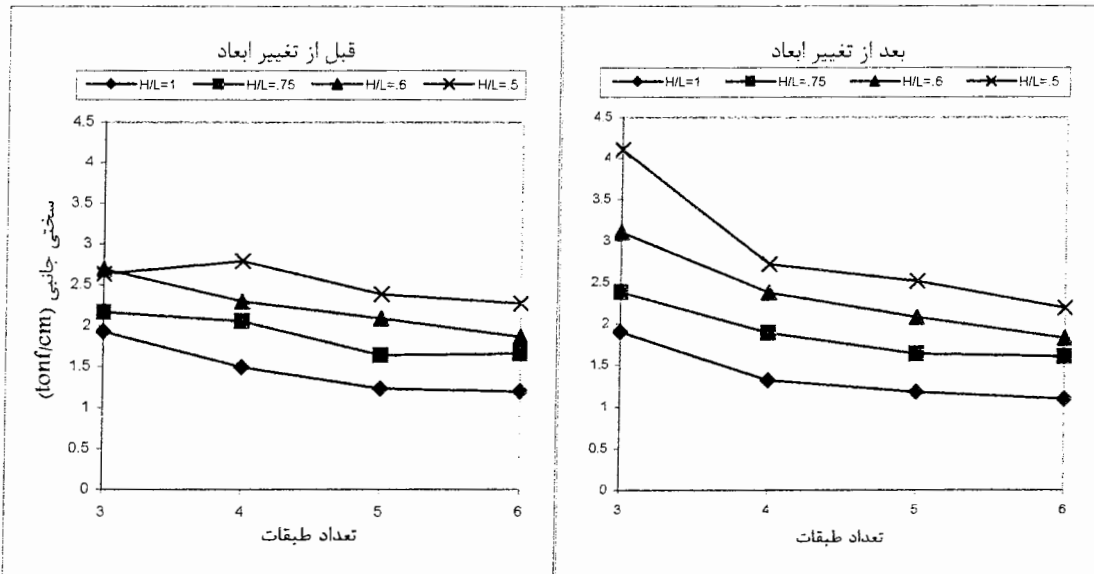
مقایسه بین تغییر مکانهای نسبی طبقات قابهای اولیه و نهایی، بر اثر هر دو نوع توزیع بار جانبی (شکل‌های (۵-۲۷) و (۵-۲۸)) نشان می دهد، که مقدار تغییر مکان نسبی طبقات در قابهای نهایی (به جزء طبقه اول) تا حدودی به یکدیگر نزدیک می باشند. دلیل این امر را می توان تغییر ابعاد اعضا و رسیدن به یک توزیع یکنواخت مفاصل پلاستیک در تیرهای تمام طبقات قابهای نهایی دانست که در نتیجه، بر توزیع مناسب جذب انرژی در طبقات قابها اثر مثبت خواهد داشت، چراکه تیرهای طبقات بالا تا یک مقدار مشخص وارد ناحیه غیر خطی می شوند. کم بودن تغییر مکان نسبی طبقه اول در تمام قابهای ۶ طبقه، در مقایسه با طبقات بالا را می توان به دلیل سختی بالای اعضا تشکیل دهنده طبقه اول و همچنین گیرداری ابتدای ستونهای طبقه اول دانست.



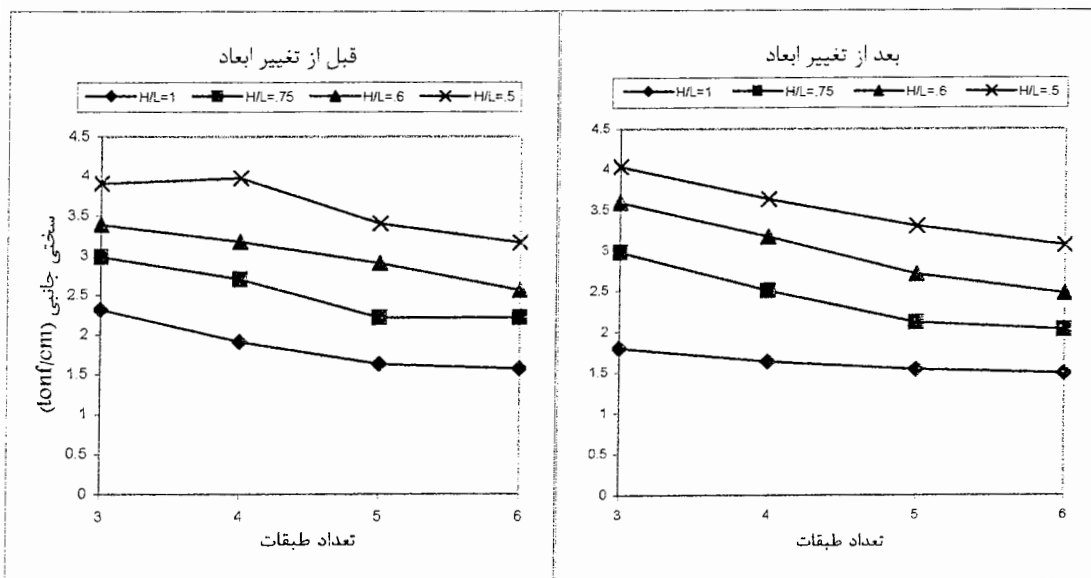
شکل ۵-۲۹- مقایسه سختی جانبی قابهای یک دهانه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی معکوس



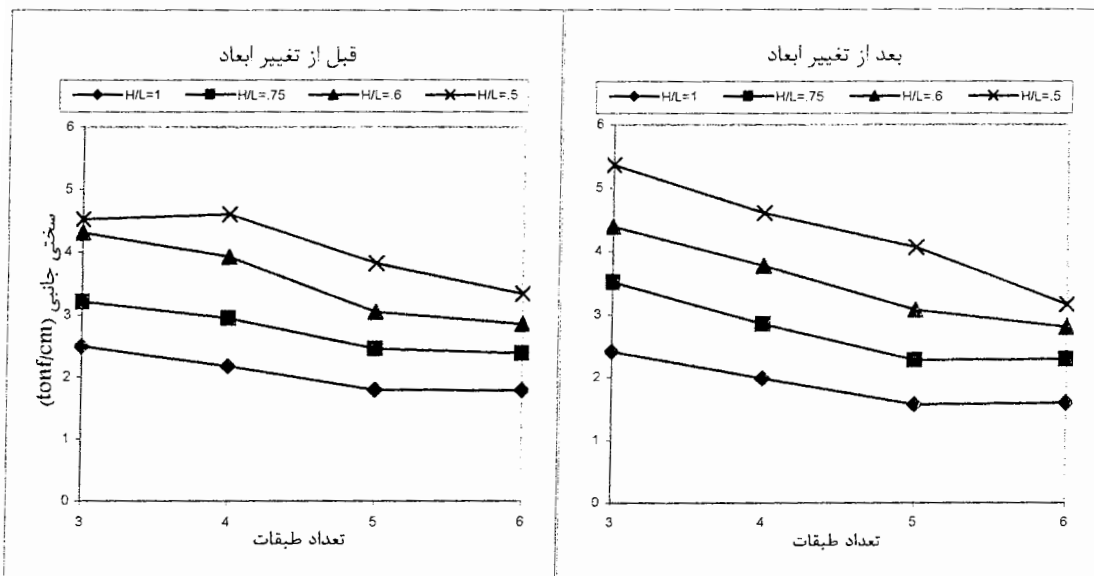
شکل ۵-۳۰- مقایسه سختی جانبی قابهای یک دهانه بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت



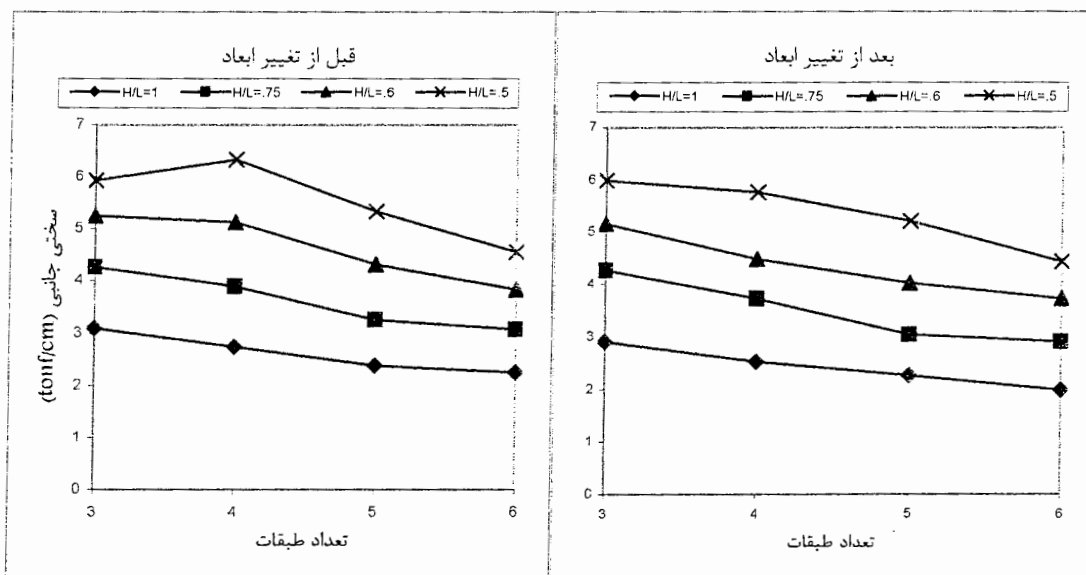
شکل ۵-۳۱ - مقایسه سختی جانبی قابهای دو دهانه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی معکوس



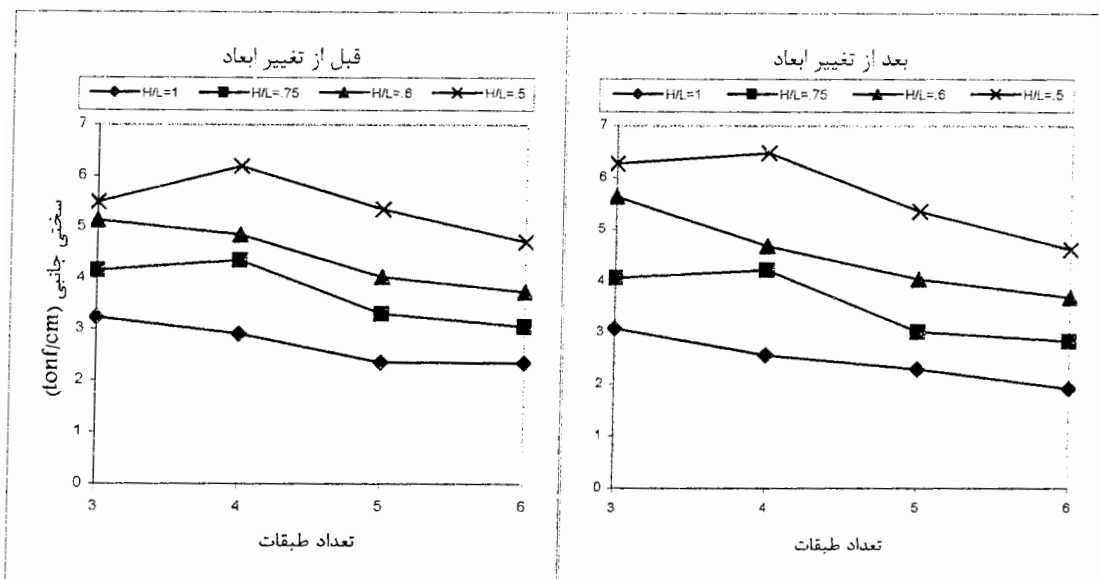
شکل ۵-۳۲ - مقایسه سختی جانبی قابهای دو دهانه بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت



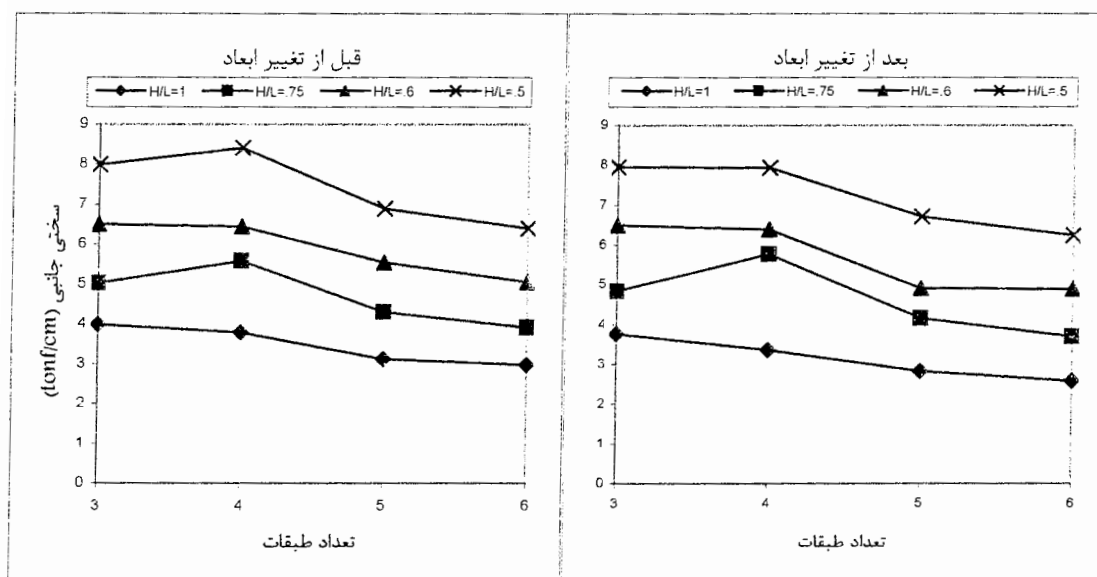
شکل ۵-۳۳ - مقایسه سختی جانبی قابهای سه دهانه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی معکوس



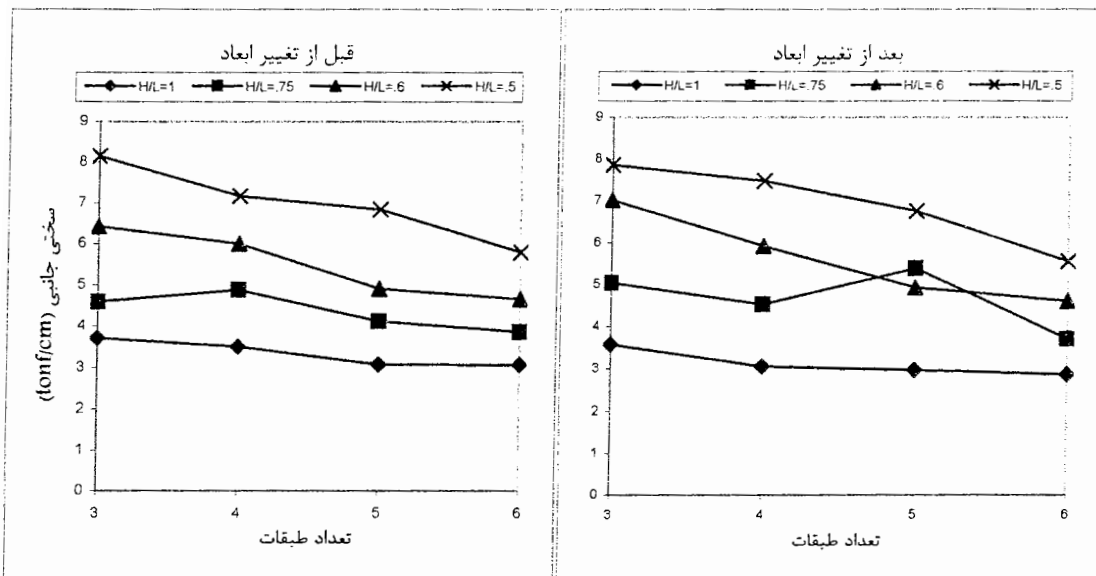
شکل ۵-۳۴ - مقایسه سختی جانبی قابهای سه دهانه بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت



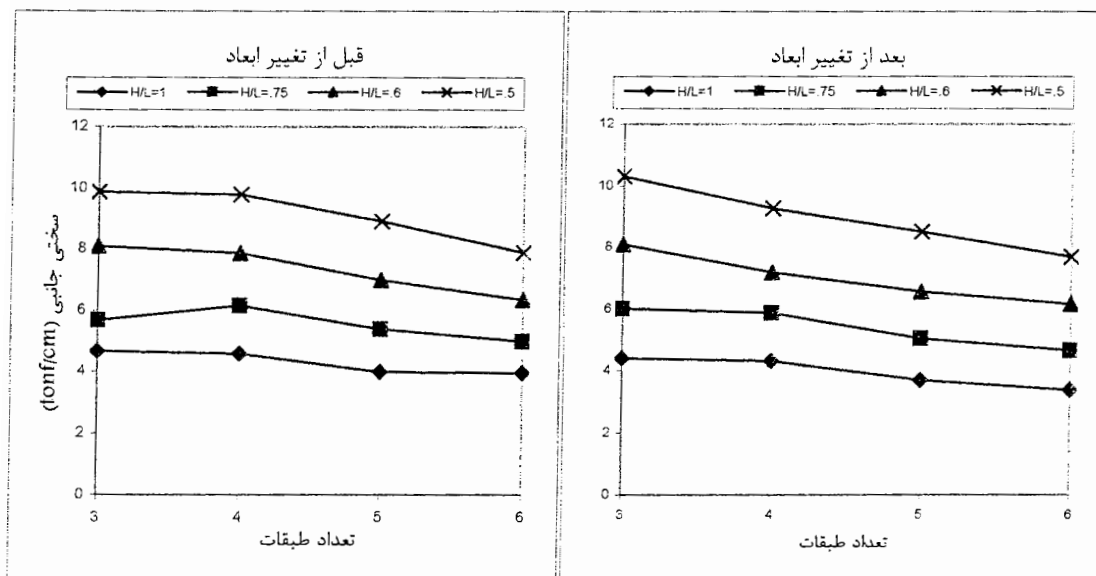
شکل ۳۵-۵- مقایسه سختی جانبی قابهای چهار دهانه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی معکوس



شکل ۳۶-۵- مقایسه سختی جانبی قابهای چهار دهانه بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت



شکل ۵-۳۷- مقایسه سختی جانبی قابهای پنج دهانه بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی معکوس



شکل ۵-۳۸- مقایسه سختی جانبی قابهای پنج دهانه بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت

فصل ششم

نتیجه گیری و پیشنهادات

۱-۶- نتیجه گیری

۱- بررسی روند تشکیل مفاصل پلاستیک در قابهای مورد مطالعه، که در آنها معیار کنترل طراحی، تغییرمکان نسبی طبقات براساس آیین نامه ۲۸۰۰ بود، نشان می دهد که توزیع مفاصل پلاستیک در طبقات قابها، بخصوص طبقات پایین، تا حدودی یک توزیع مشخصی دارند و مفاصل پلاستیک در تیرهای تشکیل شده است.

۲- نتایج تحلیل تمام قابها، بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی معکوس و یکنواخت نشان می دهد که به ترتیب در (۷۵٪ تا ۱۰۰٪) و (۷۰٪ تا ۱۰۰٪) کل مفاصل پلاستیک تعریف شده برای تمام تیرها، مفصل پلاستیک ایجاد شده است.

۳- در کلیه قابهای بررسی شده برای هر دو نوع توزیع بار جانبی، مفاصل پلاستیک ایجاد شده در اعضاء قائم فقط در ابتدای ستونهای طبقه اول مشاهده می شود. البته با این تفاوت که مفاصل ایجاد شده بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی فقط در ۶۵٪ قابهای سه طبقه و در ۲۵٪ قابهای چهار طبقه ایجاد می شود، در صورتیکه این امر بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت در تمام قابها مشاهده می شود. دلیل این تفاوت را می توان تغییر مکانهای نسبی بیشتر در طبقه اول بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت در مقایسه با توزیع بار جانبی مثلثی دانست، که باعث ایجاد نیروی برشی بیشتر در طبقه اول شده و در نتیجه، تشکیل مفاصل پلاستیک بیشتر و یا به عبارت دیگر، آسیب بیشتر در اعضاء طبقه اول را به دنبال خواهد داشت.

۴- مفاصل پلاستیک ایجاد شده در اعضاء قائم قابهای ۳ و ۴ طبقه، بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی و همچنین در تمام قابها، بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت، تقریباً بین ۲٪ تا ۱۷٪ کل مفاصل پلاستیک تعریف شده برای اعضاء قائم مدلهای می باشند. در کل می توان گفت که طبقات آسیب دیده اکثراً در تیرها مفصل شده اند و با جذب انرژی مناسب خود مانع از تشکیل مفصل در ستونها شده اند.

۵- بررسی بر روی نوع مفاصل پلاستیک ایجاد شده در تمام قابها، بر اثر توزیع بار جانبی مثلثی نشان می دهد که، تنها در ۳۰٪ قابها، مفاصل پلاستیک ایجاد شده از ناحیه (IO-LS) خارج شده و تا محدوده افت مقاومت پیش می روند (در موارد نادر حتی تا محدوده گسیختگی مقطع نیز پیش می روند). موقعیت این نوع مفاصل بیشتر در تیرهای طبقه آخر بوده و با افزایش تعداد طبقات، از

تعداد این نوع مفاصل کاسته می شود، بطوریکه در قابهای ۶ طبقه، هیچ یک از مفاصل از ناحیه (IO-LS) فراتر نمی روند.

۶- بررسی بر روی نوع مفاصل پلاستیک ایجاد شده در تمام قابها، بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت نشان می دهد که، تنها در ۹٪ قابها، مفاصل پلاستیک ایجاد شده از ناحیه (IO-LS) خارج شده و تا محدوده افت مقاومت پیش می روند. موقعیت این نوع مفاصل بیشتر در تیرهای طبقه آخر بوده و تنها در قابهای ۳ طبقه ایجاد می شوند.

۷- مقدار سختی جانبی قابهای اولیه بر اثر توزیع بار جانبی یکنواخت، در تمام قابها، در مقایسه با توزیع بار جانبی مثلثی (برای یک مقدار مشخص و برابر تغییر مکان جانبی) بیشتر می باشد. چرا که در اثر توزیع بار جانبی یکنواخت، تغییر مکانهای نسبی بیشتری در مقایسه با توزیع بار جانبی مثلثی در طبقات پایین ایجاد می شود. در نتیجه طبقات پایین بیشتر وارد ناحیه غیر خطی می شوند، که این امر میزان جذب انرژی توسط قابها را افزایش می دهد.

۸- مقایسه سختی جانبی قابهای اولیه و نهایی (برای هر دو نوع توزیع بار جانبی) نشان می دهد، که مقدار سختی جانبی قابهای نهایی، از مقدار سختی جانبی قابهای اولیه کمتر می باشد. علت اصلی، اصلاح سختی اعضاء تشکیل دهنده سیستم می باشد و چون سختی به صورت معقولی در ارتفاع قاب توزیع گردیده، سختی طبقات دارای آهنگ تغییر مناسبی می باشد. بنابراین می توان گفت که قابهای نهایی در مقایسه با قابهای اولیه، نرمتر می باشند.

۹- مقایسه بین تغییر مکانهای نسبی طبقات قابهای اولیه و نهایی، بر اثر هر دو نوع توزیع بار جانبی نشان می دهد، که مقدار تغییر مکان نسبی طبقات در قابهای نهایی (به جزء طبقه اول) تا حدودی به یکدیگر نزدیک می باشند. دلیل این امر را می توان تغییر ابعاد اعضاء و رسیدن به یک توزیع یکنواخت مفاصل پلاستیک در تیرهای تمام طبقات قابهای نهایی دانست که در نتیجه، بر توزیع مناسب جذب انرژی در طبقات قابها اثر مثبت خواهد داشت، چراکه تیرهای طبقات بالا تا یک مقدار مشخص وارد ناحیه غیر خطی می شوند. کم بودن تغییر مکان نسبی طبقه اول در تمام قابها در مقایسه با طبقات بالا را می توان به دلیل سختی بالای اعضاء تشکیل دهنده طبقه اول و همچنین گیرداری ابتدای ستونهای طبقه اول دانست.

۶-۲- پیشنهادات

از آنجاییکه کشور ایران جزء مناطق با پتانسیل لرزه خیزی بالا می باشد، و احتمال وقوع زلزله در کشورمان زیاد است لذا نیاز به انجام تحقیقات بیشتری در زمینه بررسی رفتار غیر خطی سازه می باشد و با کار پژوهشی محدود نمی توان بر همه مسائل آن اشراف پیدا کرد، لذا زمینه های زیر برای ادامه کار پروژه پیشنهاد می گردد:

۱- در قابهای که در این تحقیق بررسی شده اند ارتفاع ستون و بارگذاری یکسانی داشتند و فقط تعداد طبقات ، تعداد دهانه ها و طول دهانه ها متفاوت بودند. در نتیجه پیشنهاد می شود که برای قابهای با ارتفاع متغیر در طبقات و بارگذاری های مختلف آنالیزهای گسترده تری در این زمینه انجام شود تا نتیجه بهتر و قاطعتری بدست آید.

۲- مقاطع اعضاء قائم استفاده شده در این تحقیق از نوع مقاطع مربع شکل بودند، که می توان برای مطالعات جدید از مقاطع مستطیل شکل که در ساخت و ساز های کشورمان نیز رواج بیشتر دارند، استفاده نمود و به مطالعه و مقایسه رفتار قابهای جدید در محدوده رفتار غیر خطی آنها پرداخت.

۳- مطالعات انجام شده در این تحقیق بر روی سازه های بتنی با اهمیت متوسط صورت گرفته است. لذا پیشنهاد می گردد در ادامه این تحقیق، این مطالعات بر روی سازه های با اهمیت زیاد و سیستم های مختلف سازه ای انجام گیرد.

۴- مدلهای انتخاب شده در این تحقیق جزء سازه های کوتاه محسوب می شوند. لذا پیشنهاد می گردد که مطالعات از این نوع بر روی سازه های بلند نیز انجام شود. و به تبع آن اثرات در نظر گرفتن مدهای بالاتر در تحلیل غیر خطی نیز بررسی گردد.

فهرست منابع

- [1] FEMA 273, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA Publication 273), Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington, D.C., 1997.
- [2] ATC, “ Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building ”, ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, 1996.
- [3] Anil K. Chopra, Rakesh K. Goel, “a Model Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Building Theory and Preliminary Evaluation”, PEER Report 2001/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering University of California Berkeley , January 2001.
- [4] SEAOC, Vision 2000, “Performance Based Seismic Engineering of Building”, Structural Engineers Association of California, Sacramento, 1995.
- [5] Ashraf Habibullah et al., “SAP2000, Linear and Nonlinear Static and Dynamic finite Element Analysis of Structures : Base Program User Guide”, computers and Structures, Inc. University Avenue Berkeley, California, USA 94704, 1995.
- [6] Paulay T. and Priestly M.J.N. “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonary Buildings”. John Wiley & Sons, 1992.
- [7] Farzad Naeim, “The Seismic Design Handbook, 2nd Edition”, Los Angeles, California, 2000.
- [8] پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، “ دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود “ ، خرداد ۱۳۸۱.
- [9] پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، “ تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود “ ، مهر ماه ۱۳۸۱.
- [۱۰] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، “ آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله: استاندارد ۲۸۰۰ ، ویرایش سوم، “، ۱۳۸۴.
- [۱۱] راهنمای برنامه SAP2000, Ver.8.35
- [۱۲] دیوید کی، “ طراحی کاربردی ساختمان های مقاوم در برابر زمین لرزه “ ، مؤسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۷۶.
- [۱۳] عباسعلی تسنیمی، “ رفتار و طرح لرزه ای ساختمان های بتن مسلح، جلد اول “، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، وزارت مسکن و شهر سازی، تابستان ۱۳۸۰.

[۱۴] میلانچیان، رضا، "بهسازی لرزه ای سازه های بتنی با توجه به سطوح عملکردی مختلف مورد نظر و مقایسه آن با ضوابط آیین ۲۸۰۰"، پایان نامه کارشناسی ارشد، تهران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، ۱۳۸۲.

[۱۵] نماینده نیاسر، علیرضا، "روش طراحی بر اساس عملکرد برای طرح لرزه ای سازه ها"، سمینار کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ۱۳۸۱.

[۱۶] قوامی ماسوله، سید محمد مجید، "تحلیل غیر خطی ساختمان های فولادی به روش بار افزون (Pushover)"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، بهمن ۱۳۸۰.

[۱۷] صیادی، رضا، "ارزیابی عملکرد لرزه ای ساختمانهای بتنی نامتقارن"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ۱۳۸۴.

[18] ACI committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete" (ACI 318-99), 1999.

پیوست (الف)

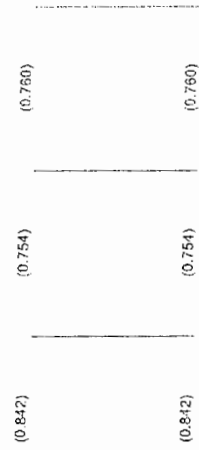
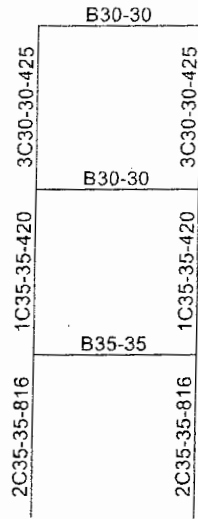
نمایش مفاصل پلاستیک ایجاد شده در
قابها

پیوست (الف) به منظور نمایش مفصل پلاستیک ایجاد شده در تغییر مکان هدف قبل و بعد از تغییر ابعاد قابها آورده شده. همانطور که در فصل چهارم بیان گردید برای نامگذاری قابها از روش ساده ای استفاده شده است. نام هر قاب با حرف F که نشانگر کلمه قاب است آغاز می شود ، سپس یک عدد تعداد طبقات را نشان می دهد. عدد بعدی تعداد دهانه ها را بیان می کند و عدد نهایی طول دهانه ها بر حسب متر است. برای مثال F313 معرف قاب ۳ طبقه با ۱ دهانه ۳ متری است.

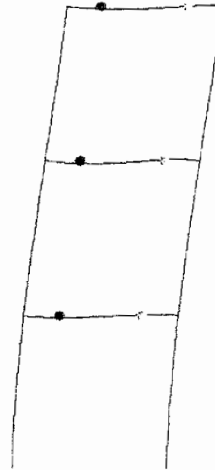
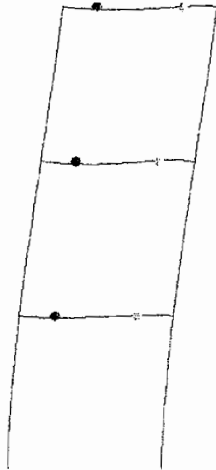
برای ارائه هر چه بهتر و دقیقتر نتایج کار ، هر صفحه مربوط به پیوست (الف) به یک قاب اختصاص داده شده است. اطلاعات ارائه شده برای هر قاب به ترتیب از بالا به پایین عبارتند از : نمایش ابعاد تیرها و ستون های قابهای طراحی شده بر اساس ACI ، نمایش نسبت تنش های بدست آمده برای اعضاء قائم ، نمایش مفصل پلاستیک ایجاد شده در قابها بر اساس توزیع بار جانبی مثلثی و توزیع بار جانبی یکنواخت به ترتیب از چپ به راست : قبل و بعد از تغییر ابعاد اعضاء در تغییر مکانی معادل با تغییر مکان هدف.

برای نامگذاری ستون ها و تیرها از روش ساده ای استفاده شده. نامگذاری ستونها و تیرها با حروف C و B که نشانگر کلمات ستون و تیر می باشد آغاز می شود . نامگذاری ستون ها بر اساس ارائه اطلاعات اولیه لازم برای طراحی یک ستون انجام شده است. به عنوان مثال ستون نامگذاری شده به صورت C35-35-816 بیانگر این است که ابعاد ستون مورد نظر 35×35 سانتی متر می باشد و آماتورهای طولی استفاده برای طراحی عبارتند از : ۸ آماتور با قطرهای ۱۶ میلی متر. (اعداد قبل از حرف C صرفاً به منظور طراحی قابها استفاده شده اند) و تیر نامگذاری شده به صورت B30-40 بیانگر این است که ابعاد پهنا و ارتفاع تیر مورد نظر به ترتیب 30 و 40 سانتی متر می باشد.

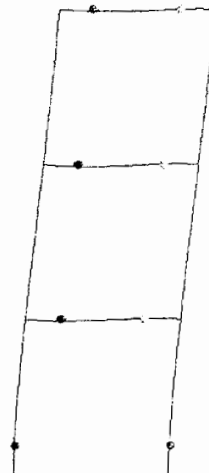
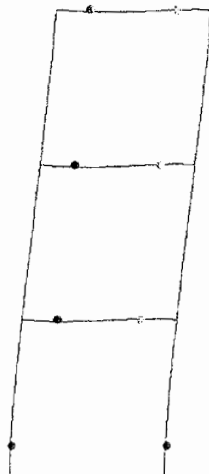
F313



الگوی بارگذاری مثلثی

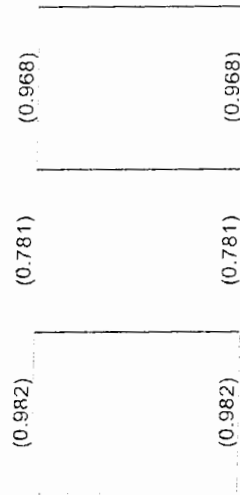
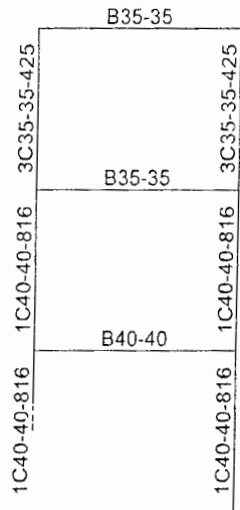


الگوی بارگذاری یکنواخت

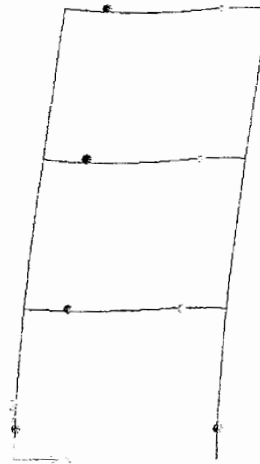
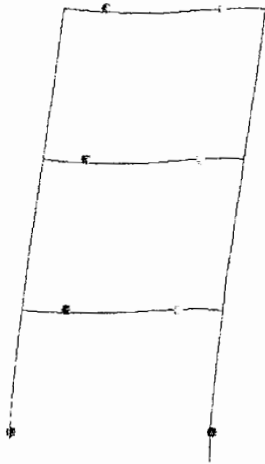


B LS CP C D F

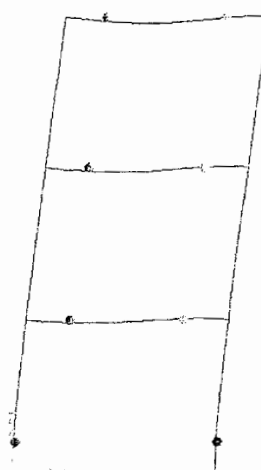
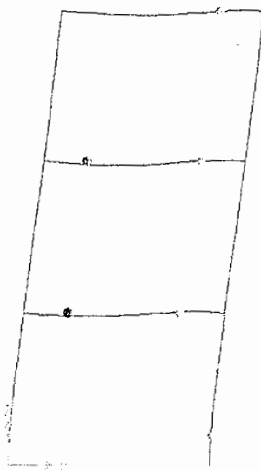
F314



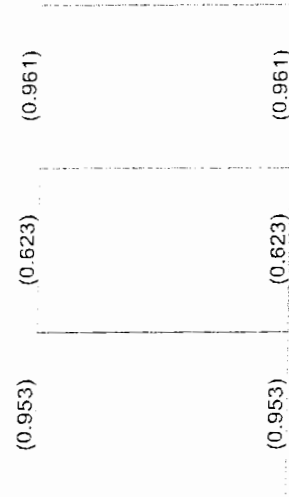
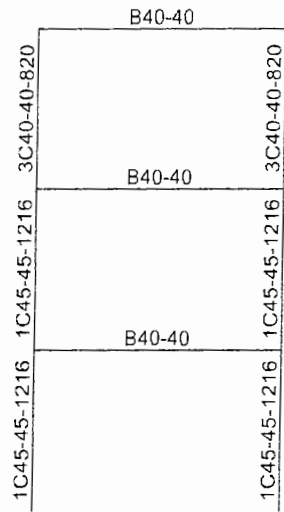
الگوی بارگذاری مثلثی



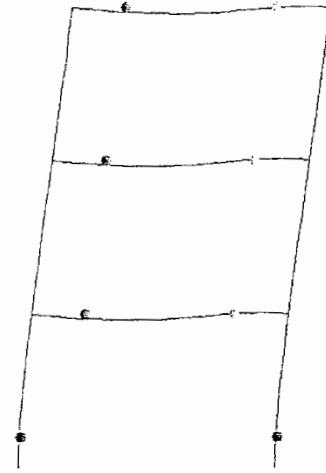
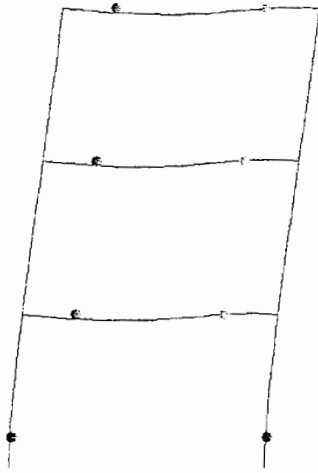
الگوی بارگذاری یکنواخت



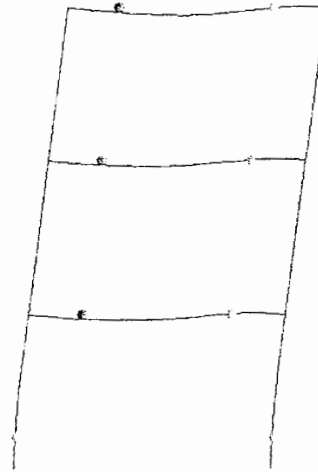
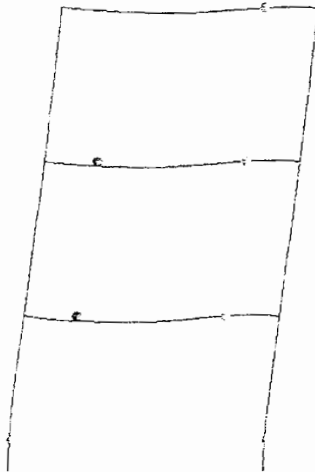
F315



الگوی بارگذاری مثلثی

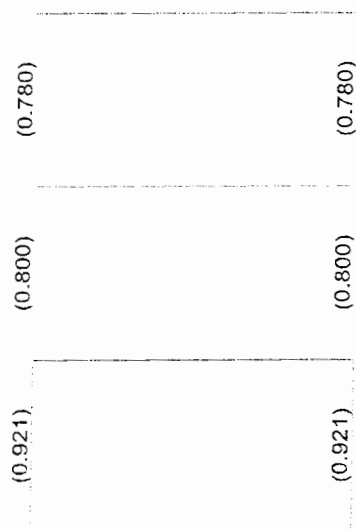
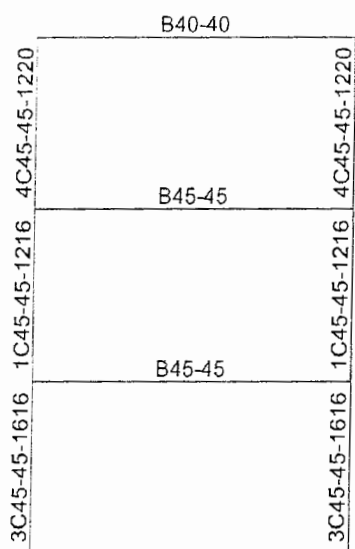


الگوی بارگذاری یکنواخت

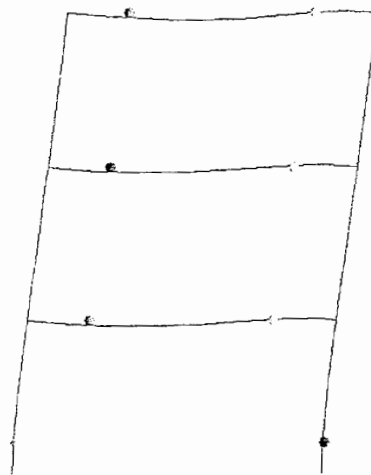
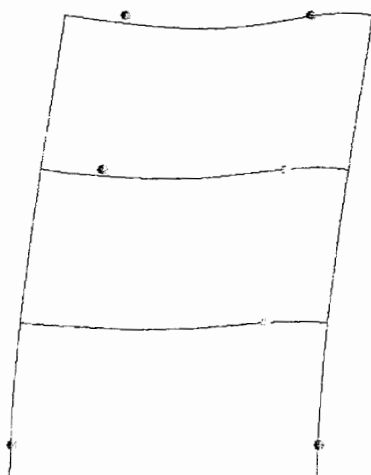


B SU LS CP C D E

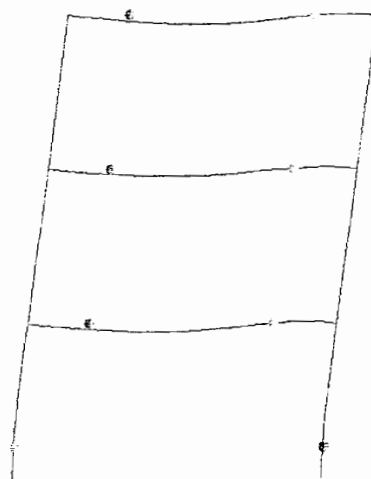
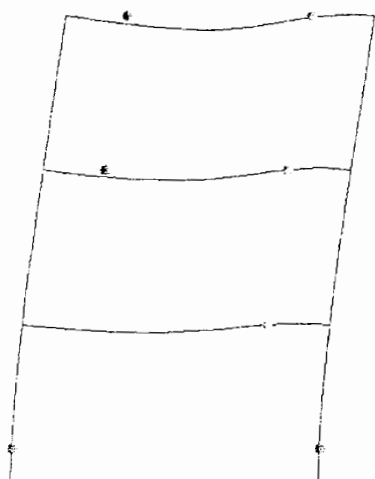
F316



الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



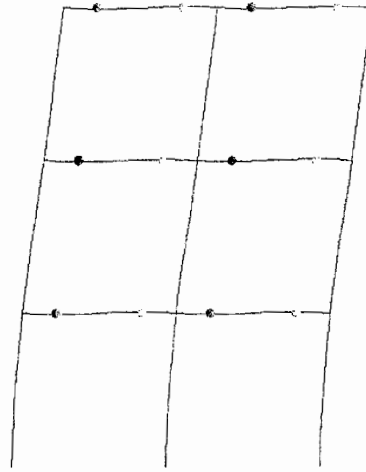
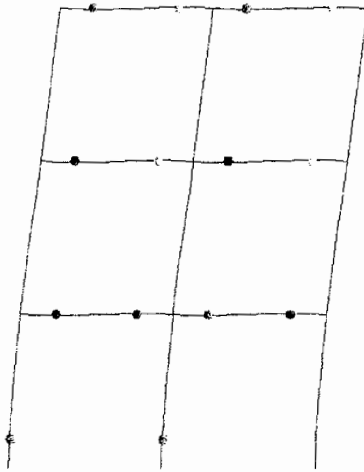
B C CP C D E

F323

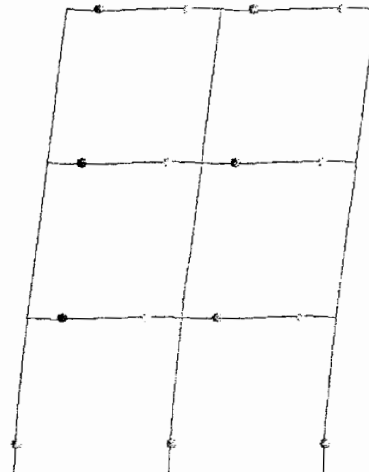
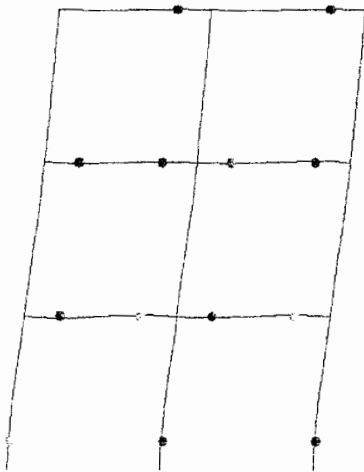
	B25-35	B25-35	
2C35-35-816	1C30-30-420	4C25-25-425	
	B30-40	B30-40	
2C35-35-816	2C30-30-816		3C25-25-816
	B35-40	B35-40	
2C35-35-816	1C30-30-420	4C25-25-425	

(0.884)	(0.850)	(0.771)
(0.986)	(0.997)	(0.921)
(0.884)	(0.850)	(0.771)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



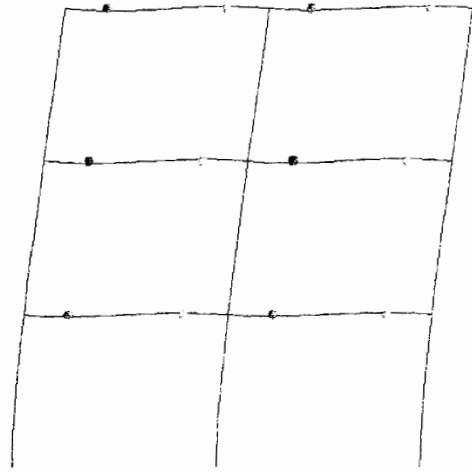
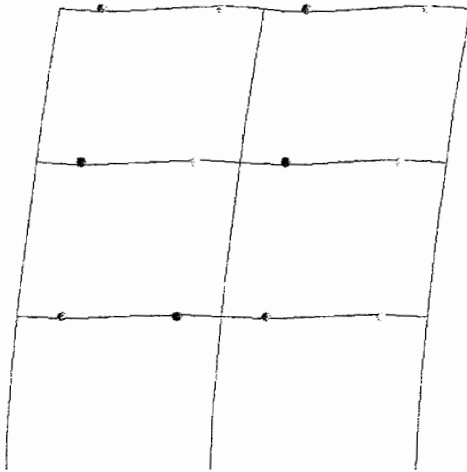
LS CP C D E

F324

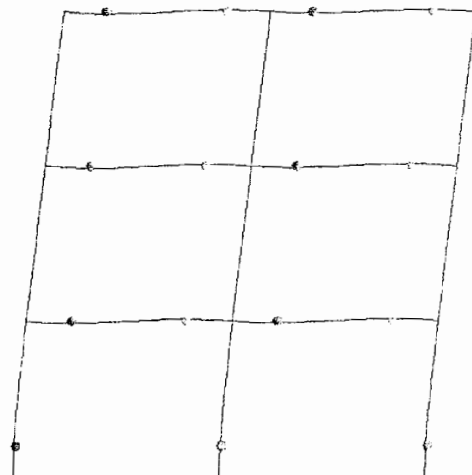
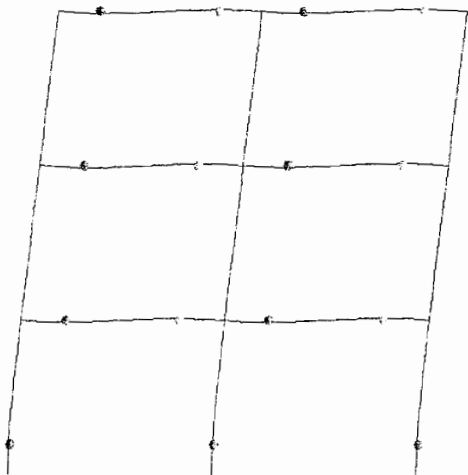
	B30-30	B30-30	
2C40-40-1216	1C40-40-816	1C35-35-420	2C35-35-816
	B40-40	B40-40	
2C40-40-1216	1C40-40-816	1C40-40-816	2C40-40-816
	B40-40	B40-40	
2C40-40-1216	1C40-40-816	1C40-40-816	2C40-40-1216

(0.992)	(0.812)	(0.992)
(0.648)	(0.837)	(0.648)
(0.878)	(0.898)	(0.878)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



B LS CP C D E

F325

	B35-35	B35-35	
3C45-45-1616	1C45-45-1216	1C40-40-816	2C40-40-1216
	B40-40	B40-40	
	B45-45	B45-45	
3C45-45-1616	1C45-45-1216	1C45-45-1216	3C45-45-1616

(0.909)

(0.763)

(0.909)

(0.681)

(0.728)

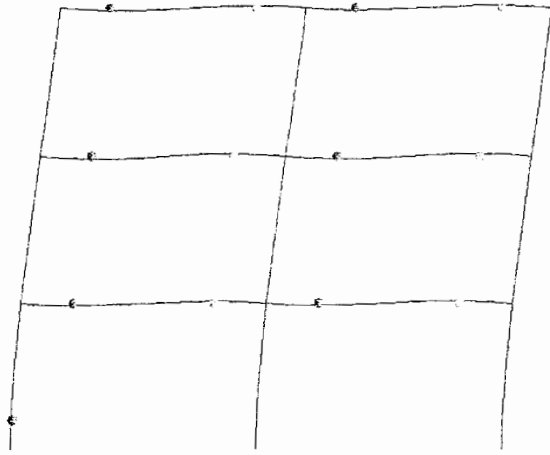
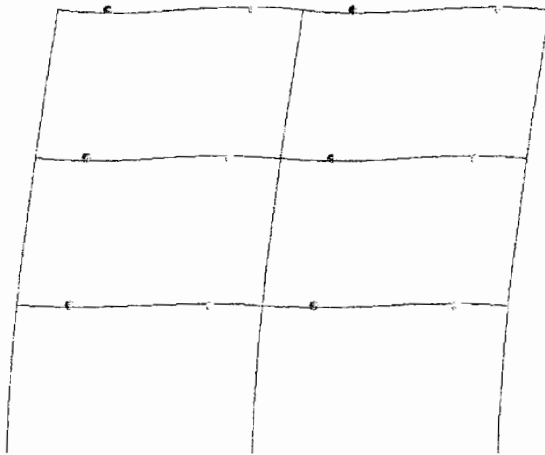
(0.681)

(0.826)

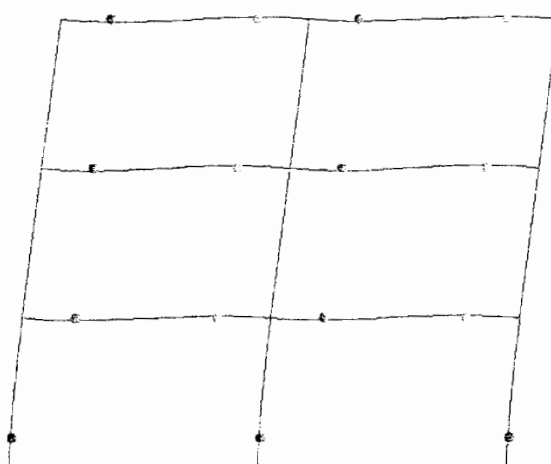
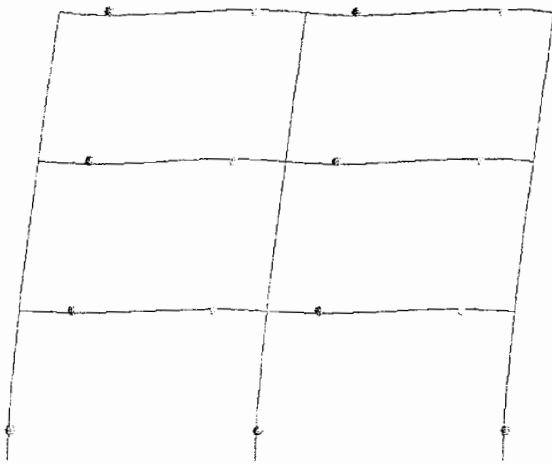
(0.830)

(0.826)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



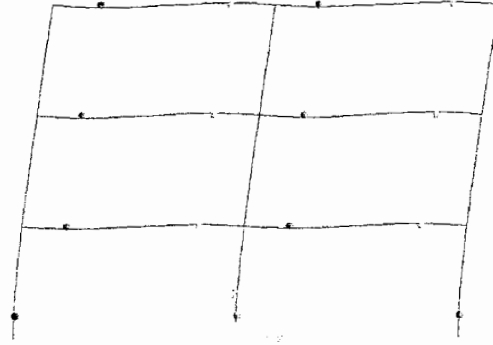
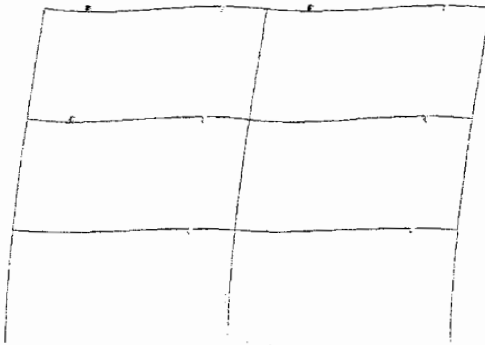
B C LS CP C D E

F326

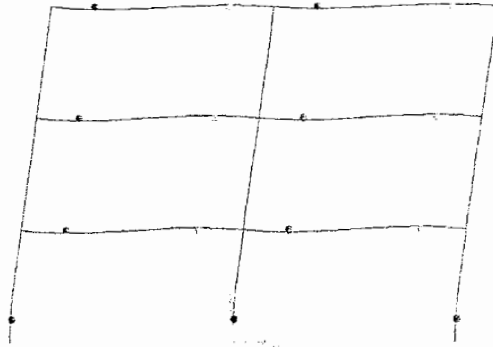
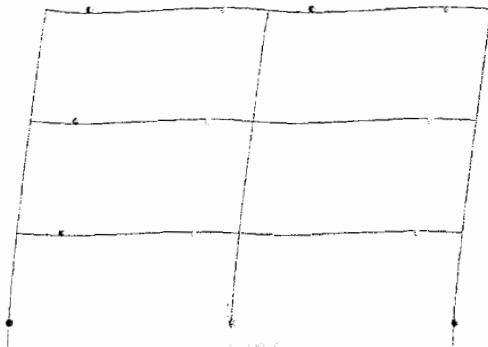
	B40-40	B40-40	
3C45-45-1616	1C45-45-1216	1C40-40-816	5C40-40-1220
	B45-45	B45-45	
	1C45-45-1216		1C45-45-1216
	B45-50	B45-50	
	1C45-45-1616		1C45-45-1616

(0.898)	(0.918)	(0.898)
(0.814)	(0.795)	(0.814)
(0.977)	(0.954)	(0.977)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت

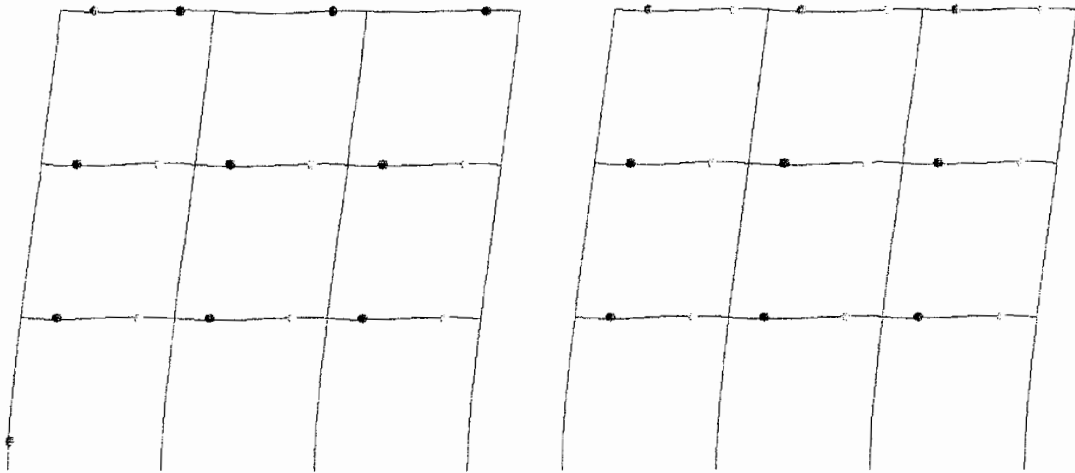


B CP D E

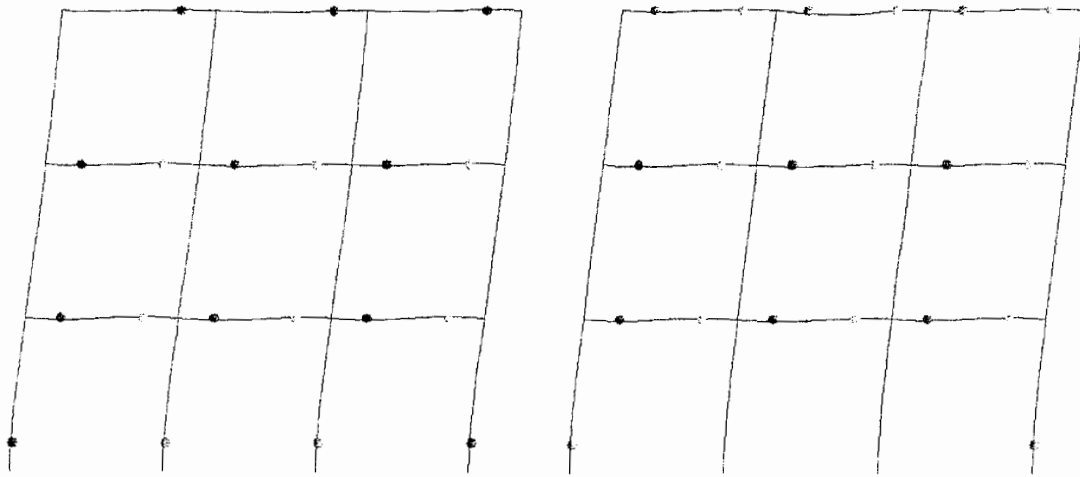
F333

	B30-30	B30-30	B30-30	
3C35-35-425	1C30-30-420	1C30-30-420	1C30-30-420	(0.943)
4C35-35-1216	B35-35	B35-35	B35-35	(0.893)
4C35-35-816	2C35-35-816	2C35-35-816	2C35-35-816	(0.865)
3C35-35-425	1C35-35-420	1C35-35-420	1C35-35-420	(0.973)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



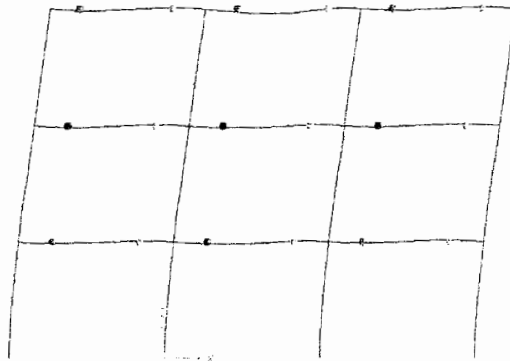
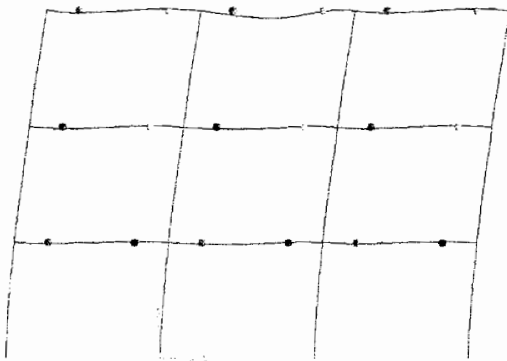
B A LS CP C D E

F334

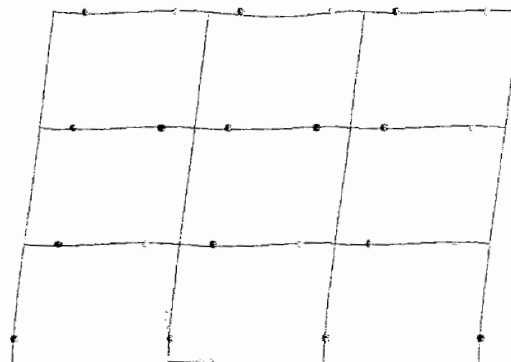
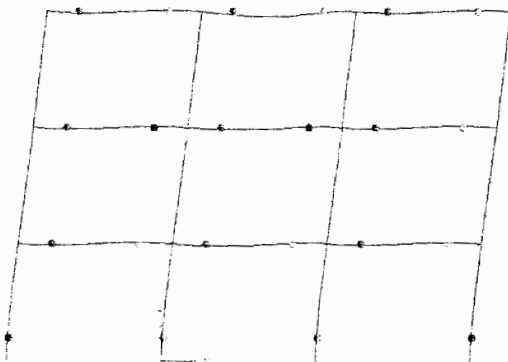
	B30-30	B30-30	B30-30
2C40-40-1216			
1C35-35-420	B35-45	B35-45	B35-45
3C35-35-425			
	B40-40	B40-40	B40-40

(0.833)	(0.882)	(0.882)	(0.833)
(0.947)	(0.857)	(0.857)	(0.947)
(0.942)	(0.932)	(0.932)	(0.942)

الگوی بارگذاری مثلی



الگوی بارگذاری یکنواخت

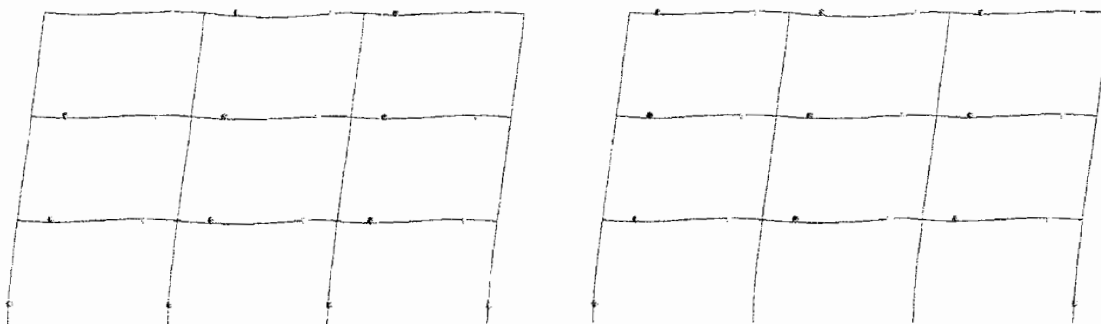


B CP D E

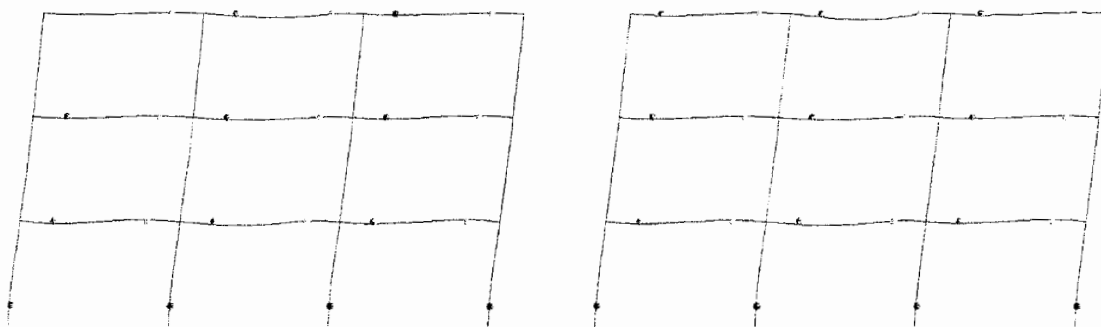
F335

	B35-40	B35-40	B35-40	
5C35-35-820		2C35-35-816		5C35-35-820
	B40-50	B40-50	B40-50	
1C40-40-816		2C40-40-1216		1C40-40-816
	B40-45	B40-45	B40-45	
4C40-40-1616		4C40-40-1616		4C40-40-1616
	(0.982)	(0.971)	(0.965)	
	(0.992)	(0.879)	(0.894)	
	(0.992)	(0.879)	(0.894)	
	(0.982)	(0.971)	(0.965)	

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت

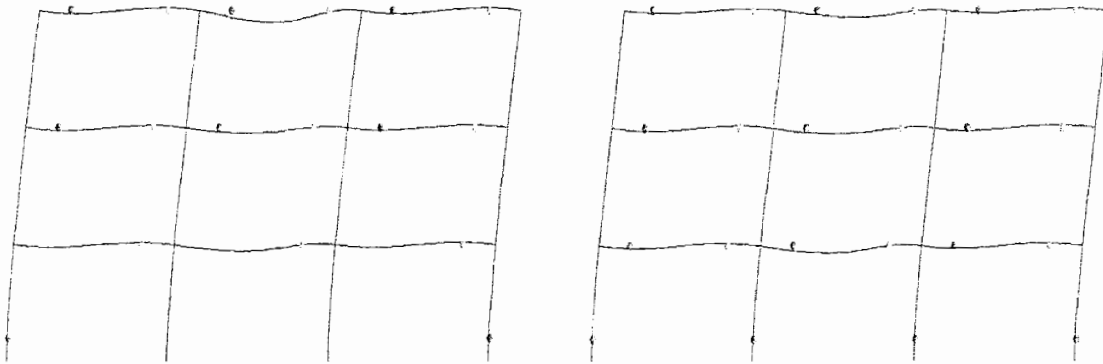


B 30 LS CP C D E

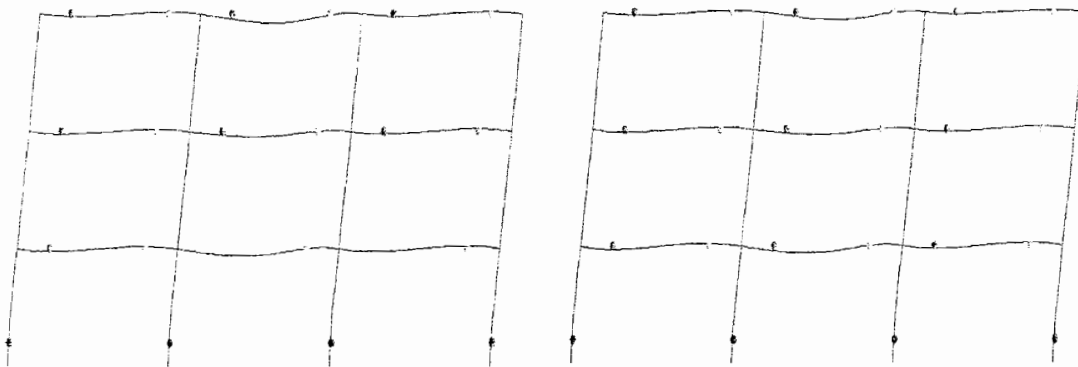
F336

4C45-45-1220	1C45-45-1216	5C40-40-1220	B40-40	B40-40	B40-40	(0.886)
4C45-45-1220	1C45-45-1216	1C40-40-816	B45-50	B45-50	B45-50	(0.899)
4C45-45-1220	1C45-45-1216	1C40-40-816	B45-45	B45-45	B45-45	(0.845)
4C45-45-1220	1C45-45-1216	5C40-40-1220	B45-45	B45-45	B45-45	(0.886)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت

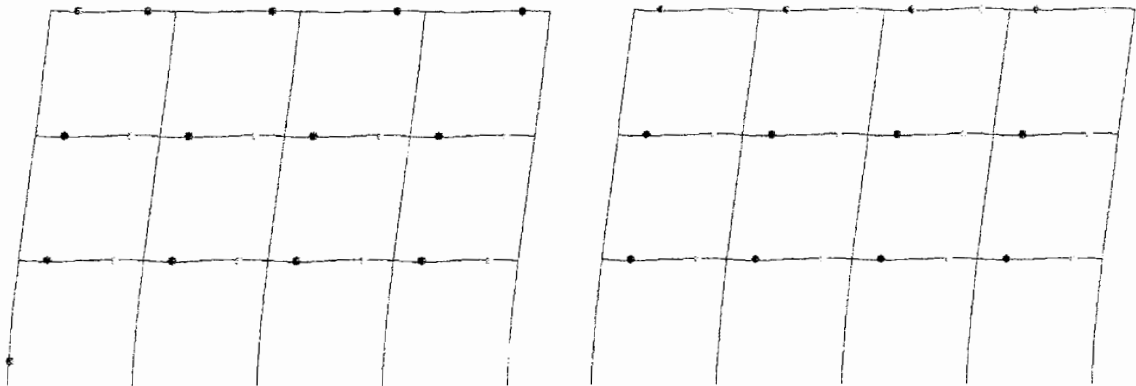


B 310 LS CP C D E

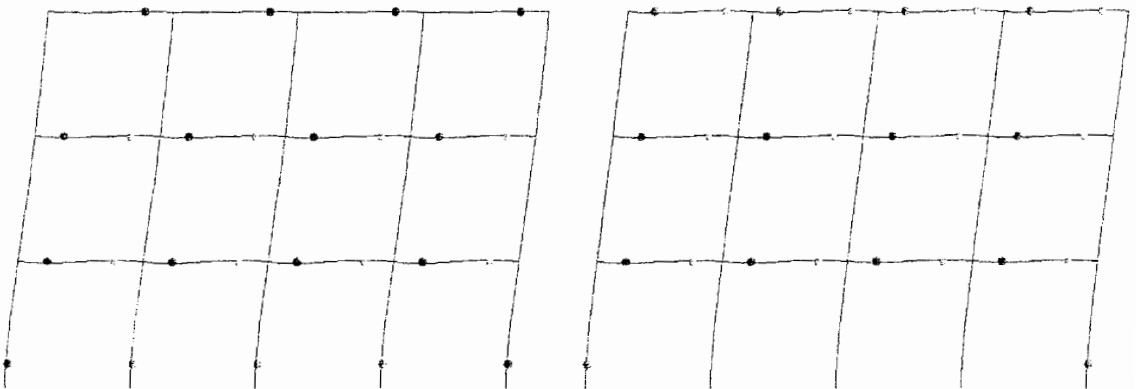
F343

	B30-30	B30-30	B30-30	B30-30					
3C35-35-425					1C30-30-420				
	B35-35	B35-35	B35-35	B35-35					
4C35-35-1216					1C30-30-420				
	B35-35	B35-35	B35-35	B35-35					
4C35-35-1216					1C30-30-420				
	B35-35	B35-35	B35-35	B35-35					
3C35-35-425					1C30-30-420				
	B35-35	B35-35	B35-35	B35-35					
							(0.985)	(0.630)	(0.979)
							(0.930)	(0.973)	(0.848)
							(0.921)	(0.933)	(0.797)
							(0.930)	(0.973)	(0.848)
							(0.985)	(0.630)	(0.979)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



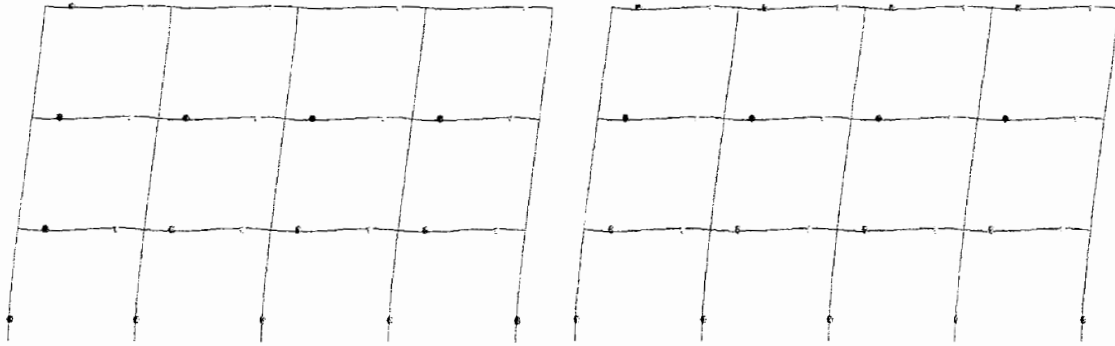
B CP C D E

F344

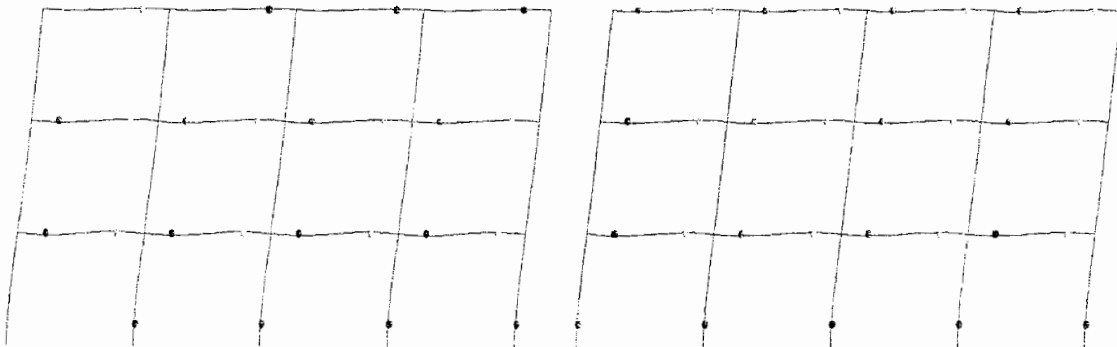
	B35-35	B35-35	B35-35	B35-35
2C40-40-1216	1C40-40-816	1C40-40-816	1C40-40-816	2C35-35-816
B35-40	B35-40	B35-40	B35-40	B35-40
2C40-40-1216	1C40-40-816	1C40-40-816	1C40-40-816	2C35-35-420
B35-40	B35-40	B35-40	B35-40	B35-40
2C40-40-1216	1C40-40-816	1C40-40-816	1C40-40-816	2C35-35-420
B35-40	B35-40	B35-40	B35-40	B35-40
2C40-40-1216	1C40-40-816	1C40-40-816	1C40-40-816	2C35-35-816

(0.978)	(0.685)	(1.014)
(1.008)	(0.875)	(0.974)
(1.003)	(0.851)	(0.907)
(1.008)	(0.875)	(0.974)
(0.978)	(0.685)	(1.014)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت

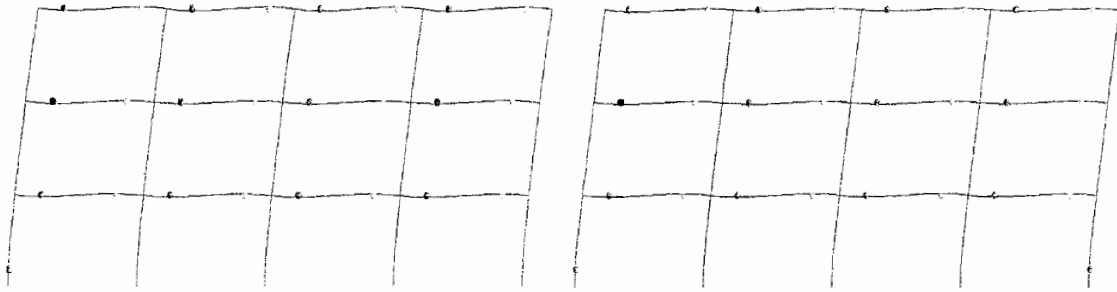


B C L5 CP C D E

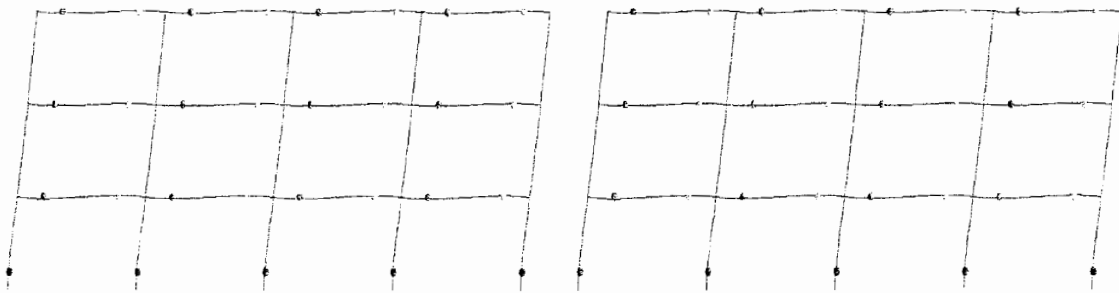
F345

	B35-35	B35-35	B35-35	B35-35	
4C40-40-1616	1C40-40-816	5C35-35-820			
	B40-50	1C35-35-420			(0.983)
	B40-45	2C40-40-1216			(0.950)
	B40-50	B40-50	B40-50	B40-50	(0.996)
	B40-45	B40-45	B40-45	B40-45	(1.010)
	B40-45	2C40-40-1216			(1.001)
	B40-50	1C35-35-420			(1.014)
	B40-45	B40-45	B40-45	B40-45	(0.943)
	B40-50	5C35-35-820			(0.983)
	B40-45	1C40-40-816			(0.950)
	B40-50	1C35-35-420			(0.983)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



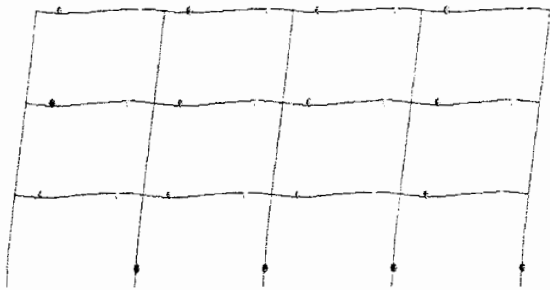
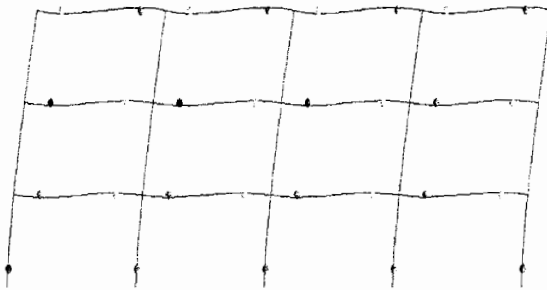
B 100 LS CP C D E

F346

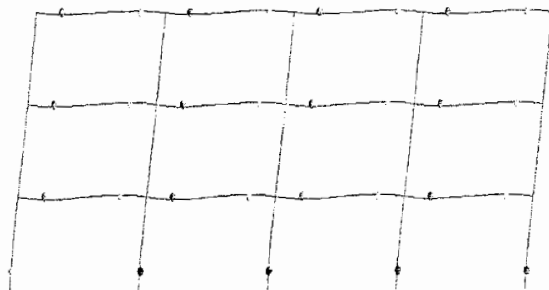
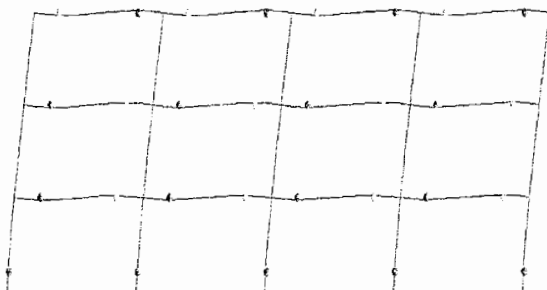
4648-45-1220	1048-45-1218	8040-40-1220	B15-50	B15-50	B15-50	B15-50
4648-45-1220	1048-45-1218	1040-40-1218	B15-50	B15-50	B15-50	B15-50
4648-45-1220	1048-45-1218	1040-40-1218	B15-50	B15-50	B15-50	B15-50
4648-45-1220	1048-45-1218	1040-40-1218	B15-50	B15-50	B15-50	B15-50

(0.954)	(0.737)	(0.872)	(0.817)
(0.940)	(0.771)	(0.847)	(0.847)
(0.922)	(0.747)	(0.817)	(0.817)
(0.940)	(0.771)	(0.847)	(0.847)
(0.954)	(0.737)	(0.872)	(0.817)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت

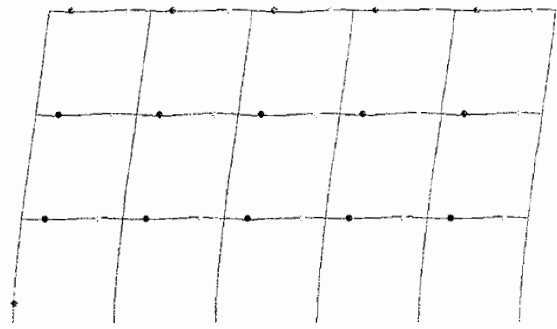
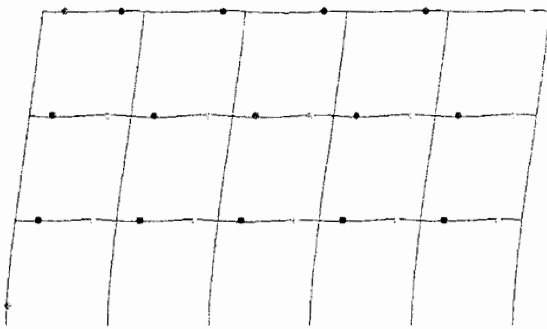


LS CP C D E

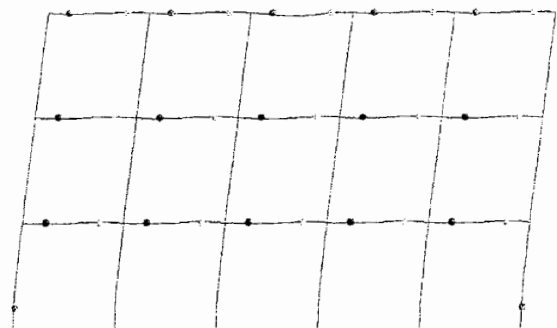
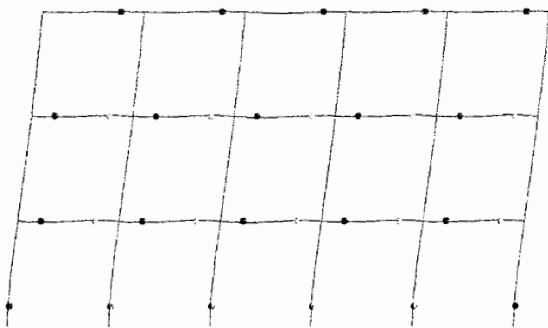
F353

	B30-30	B30-30	B30-30	B30-30	B30-30
3C35-35-425	1C35-35-420	1C35-35-420	1C35-35-420	1C35-35-420	1C35-35-420
4C35-35-1216	B30-35	B30-35	B30-35	B30-35	B30-35
4C35-35-1216	1C30-30-420	1C30-30-420	1C30-30-420	1C30-30-420	1C30-30-420
4C35-35-1216	B30-35	B30-35	B30-35	B30-35	B30-35
4C35-35-1216	1C35-35-420	1C35-35-420	1C35-35-420	1C35-35-420	1C35-35-420
3C35-35-425	B35-35	B35-35	B35-35	B35-35	B35-35
	(1.010)	(0.646)	(1.001)	(0.883)	(0.835)
	(0.955)	(1.005)	(0.966)	(0.966)	(0.835)
	(0.946)	(0.966)	(0.966)	(0.966)	(0.835)
	(0.946)	(0.966)	(0.966)	(0.966)	(0.835)
	(0.955)	(1.005)	(1.005)	(1.005)	(0.883)
	(1.010)	(0.646)	(1.001)	(0.883)	(0.835)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت

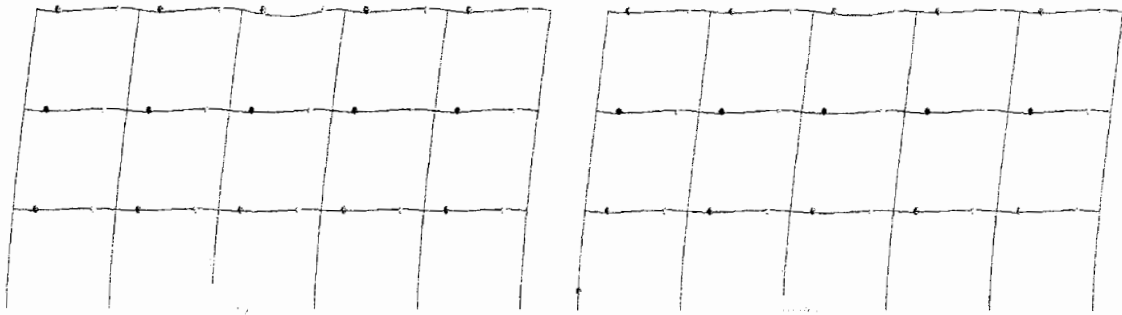


B LS CP C D E

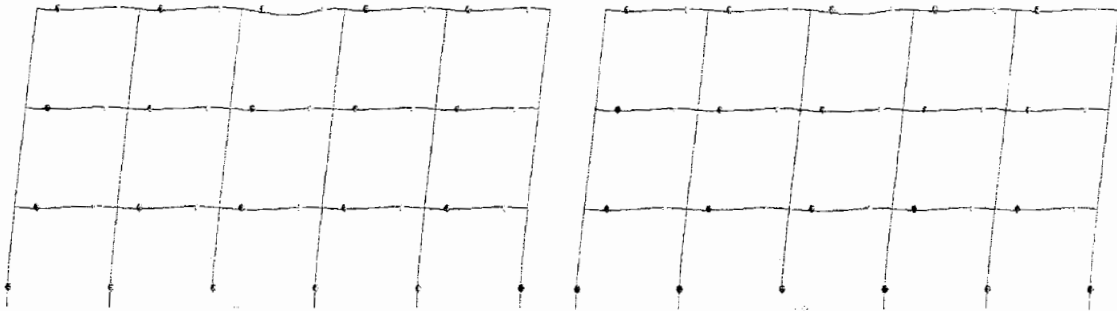
F354

	B30-30	B30-30	B30-30	B30-30	B30-30
3C40-40-820	1C40-40-816	3C35-35-425			
	B35-40				
3C40-40-820	1C40-40-816	1C35-35-420			
	B35-40				
3C40-40-820	1C40-40-816	1C35-35-420			
	B35-40				
3C40-40-820	1C40-40-816	1C35-35-420			
	B35-40				
3C40-40-820	1C40-40-816	3C35-35-425			
	B35-40				
(0.986)	(0.643)	(0.868)			
(1.015)	(0.872)	(0.853)			
(1.010)	(0.845)	(0.807)			
(1.010)	(0.845)	(0.807)			
(1.015)	(0.872)	(0.853)			
(0.986)	(0.643)	(0.868)			

الگوی بارگذاری مثلی



الگوی بارگذاری یکنواخت

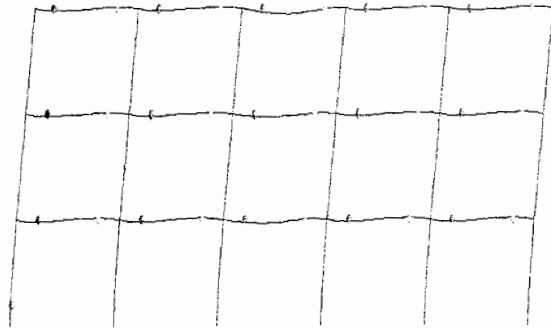
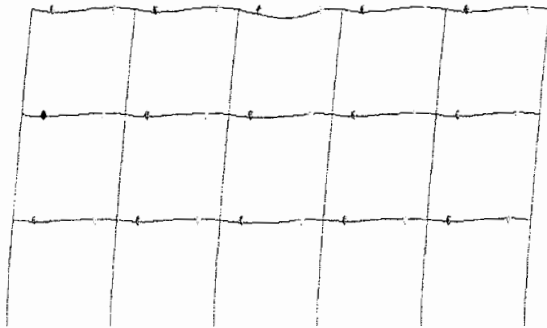


B CP D E

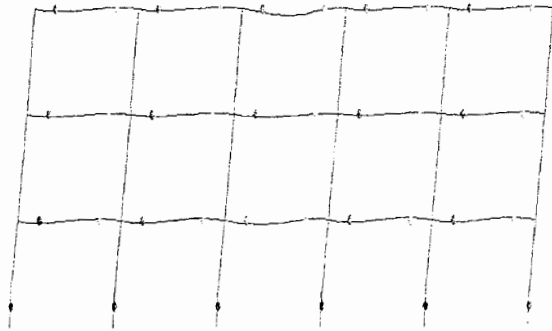
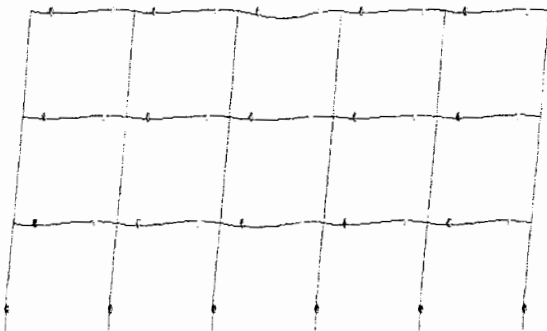
F355

SC40-40-1220	IC40-40-816	SC35-35-620	60-55	50-35	50-35	50-35	50-35	50-35
SC40-40-1220	IC40-40-816	SC35-35-620	60-55	50-35	50-35	50-35	50-35	50-35
SC40-40-1220	IC40-40-816	SC35-35-620	60-55	50-35	50-35	50-35	50-35	50-35
SC40-40-1220	IC40-40-816	SC35-35-620	60-55	50-35	50-35	50-35	50-35	50-35
SC40-40-1220	IC40-40-816	SC35-35-620	60-55	50-35	50-35	50-35	50-35	50-35
SC40-40-1220	IC40-40-816	SC35-35-620	60-55	50-35	50-35	50-35	50-35	50-35
(0.934)	(0.956)	(0.984)	(0.956)	(0.901)	(0.924)	(0.946)	(0.871)	(0.924)
(0.956)	(0.901)	(0.990)	(0.956)	(0.901)	(0.924)	(0.946)	(0.871)	(0.924)
(0.946)	(0.871)	(0.924)	(0.946)	(0.871)	(0.924)	(0.946)	(0.871)	(0.924)
(0.956)	(0.901)	(0.990)	(0.956)	(0.901)	(0.924)	(0.956)	(0.901)	(0.990)
(0.934)	(0.956)	(0.984)	(0.934)	(0.956)	(0.984)	(0.934)	(0.956)	(0.984)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



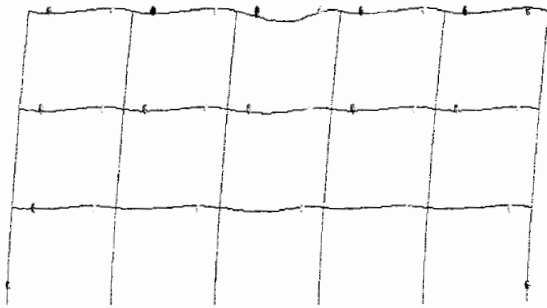
B 70 LS CP C D E

F356

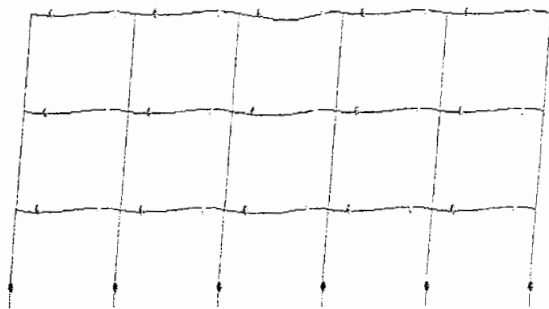
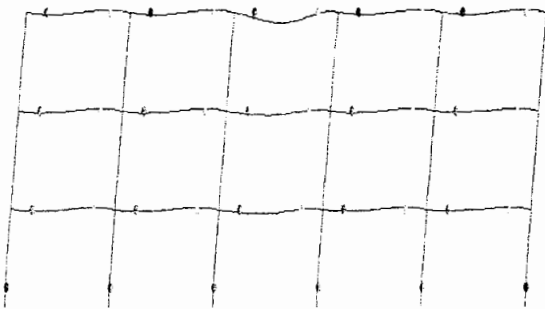
	B54	B55	B56	B57	B58
10240.40.1220.10240.40.1210.10240.40.1230	B55	B56	B57	B58	B59
10240.40.1220.10240.40.1210	B56	B57	B58	B59	B60
10240.40.1220.10240.40.1210	B57	B58	B59	B60	B61
10240.40.1220.10240.40.1210	B58	B59	B60	B61	B62
10240.40.1220.10240.40.1210	B59	B60	B61	B62	B63

(0.073)	(0.723)	(0.874)
(0.062)	(0.782)	(0.812)
(0.064)	(0.762)	(0.779)
(0.064)	(0.762)	(0.779)
(0.062)	(0.782)	(0.812)
(0.073)	(0.723)	(0.874)

الگوی بارگذاری مثلی



الگوی بارگذاری یکنواخت



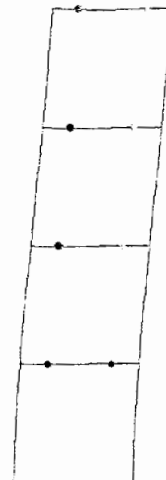
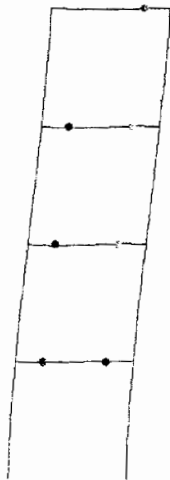
B LS CP C D E

F413

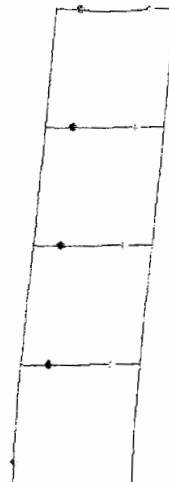
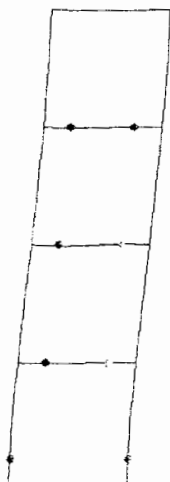
2C35-35-816	1C35-35-420	1C35-35-420	1C35-35-420	4C25-25-425
				B25-35
				B35-35
				B35-35
				B35-40
2C35-35-816	1C35-35-420	1C35-35-420	1C35-35-420	4C25-25-425

(1,022)	(0,755)	(0,740)	(0,824)
(1,022)	(0,755)	(0,740)	(0,824)

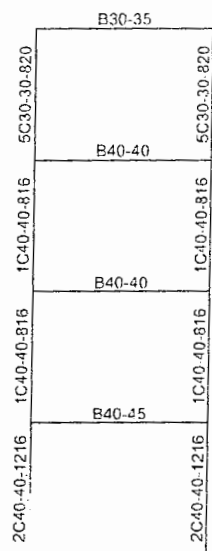
الگوی بارگذاری مثلثی



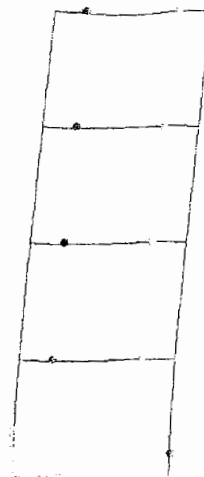
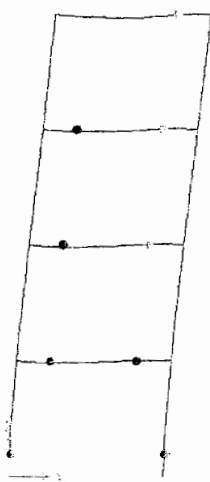
الگوی بارگذاری یکنواخت



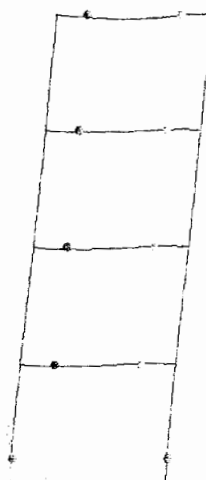
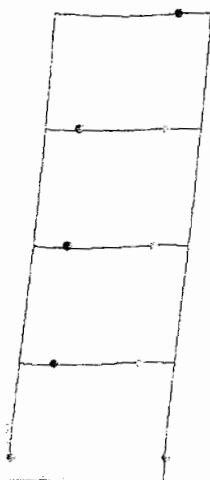
F414



الگوی بارگذاری مثلثی

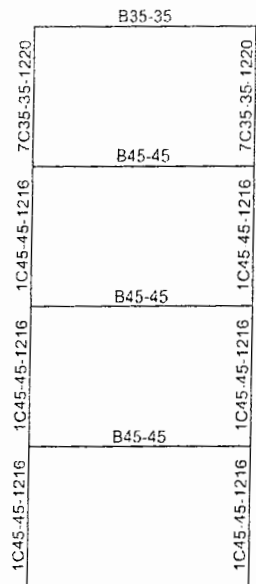


الگوی بارگذاری یکنواخت

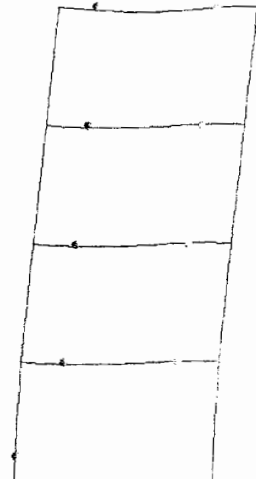
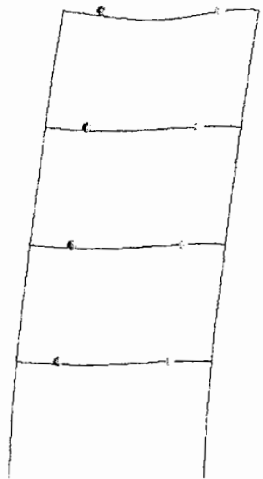


B LS EP C D E

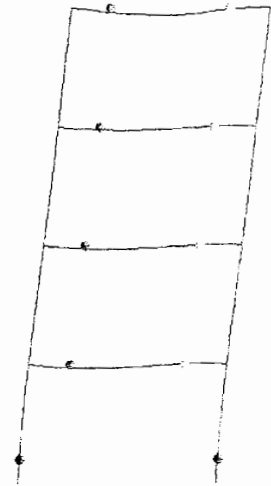
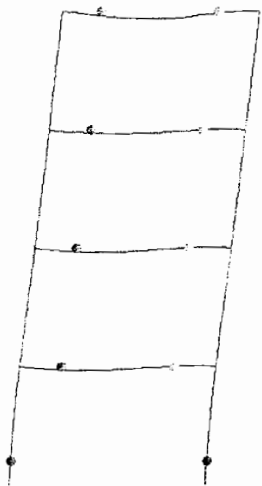
F415



الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



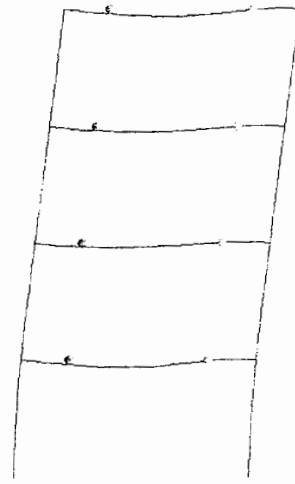
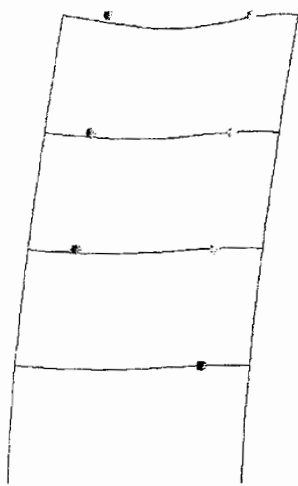
B CP C D E

F416

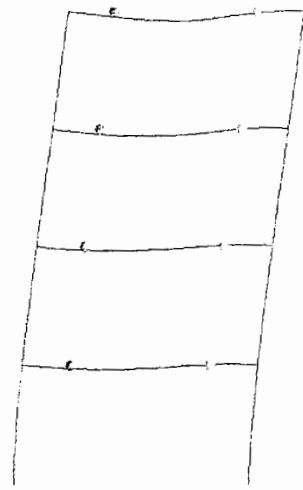
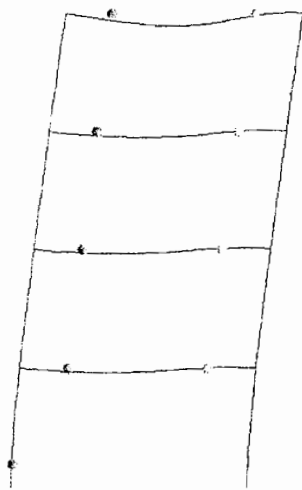
3C45-45-1616	1C45-45-1216	1C40-40-816	6C40-40-825
			B35-40
			B40-50
			B45-55
			B45-55
3C45-45-1616	1C45-45-1216	1C40-40-816	6C40-40-825

(0.919)	(0.877)	(0.993)	(0.868)
(0.919)	(0.877)	(0.993)	(0.868)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



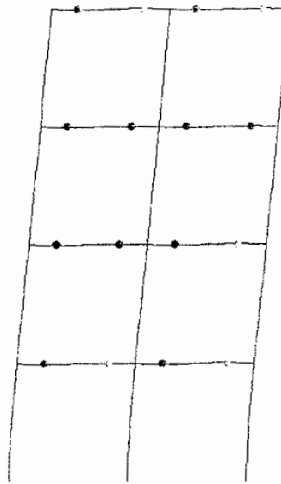
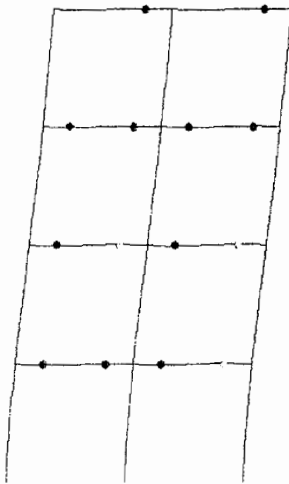
B LS CP C D E

F423

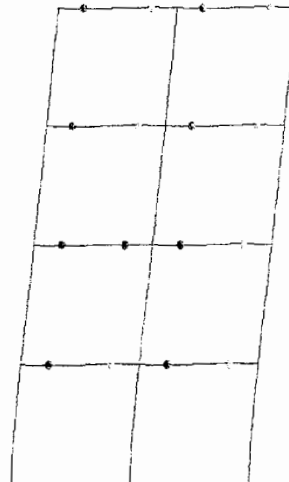
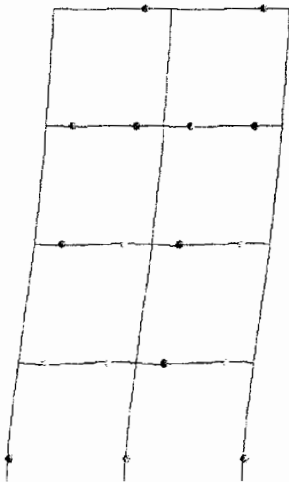
	B30-30	B30-30	
4C35-35-1216	1C35-35-420	1C30-30-420	1C30-30-420
	B35-40	2C35-35-816	B30-40
	B35-40	B35-40	1C30-30-420
	B35-40	2C35-35-816	1C30-30-420
	B35-40	B35-40	1C30-30-420
	B35-40	B35-40	1C30-30-420
	B35-40	B35-40	1C30-30-420

(0.893)	(0.775)	(0.744)	(0.941)
(0.995)	(1.016)	(0.964)	(0.737)
(0.893)	(0.775)	(0.744)	(0.941)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت

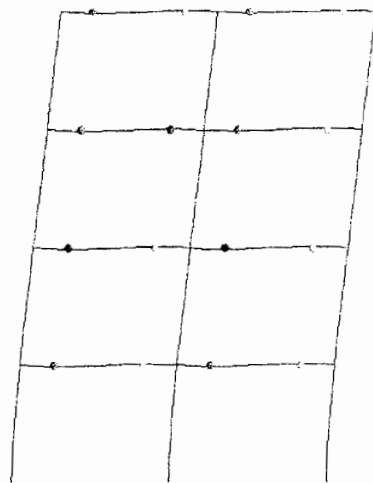
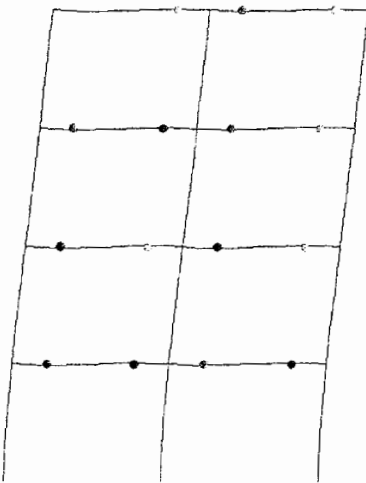


F424

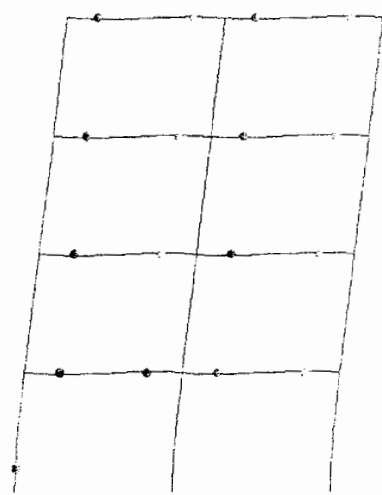
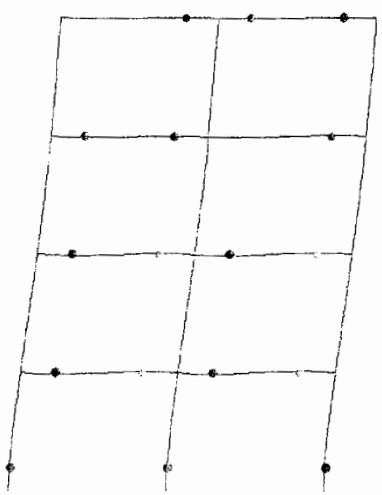
	B30-35	B30-35	
3C40-40-820	1C40-40-816	1C35-35-420	3C30-30-425
	B40-45	B40-45	
	2C40-40-1216	3C35-35-425	1C30-30-420
	B40-45	B40-45	
	1C40-40-816	1C35-35-420	3C30-30-425
	B40-45	B40-45	
	4C40-40-1616	1C30-30-420	

(0.931)	(0.749)	(0.991)	(0.976)
(0.909)	(0.840)	(0.889)	(0.974)
(0.931)	(0.749)	(0.991)	(0.976)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



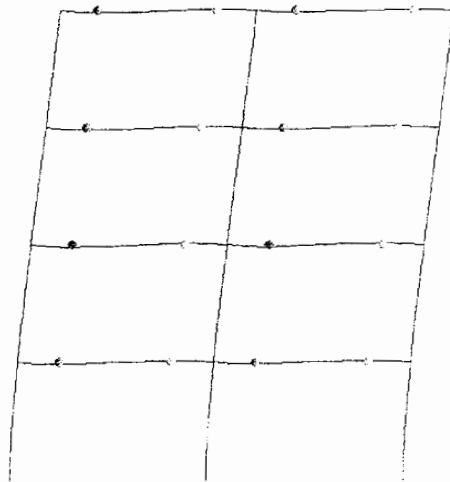
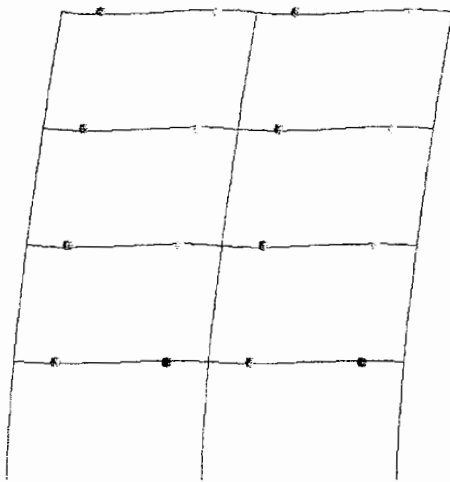
B LS CP C D E

F425

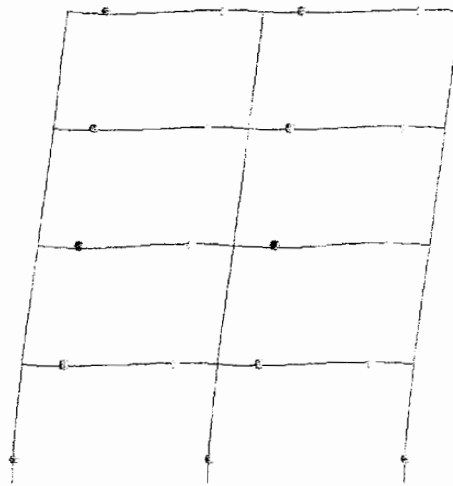
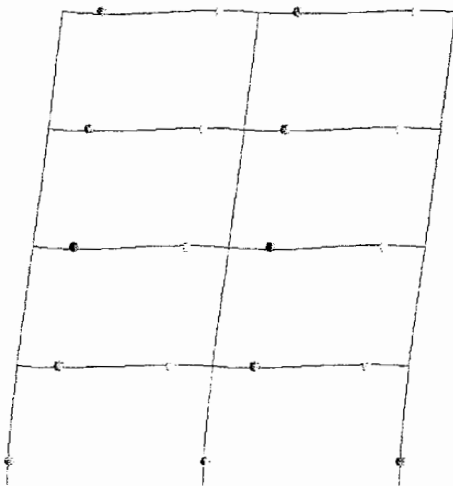
	B35-35	B35-35	
3C45-45-1616	B40-45	B40-45	8C35-35-825
1C40-40-816	B40-50	B40-50	1C40-40-816
1C40-40-816	B45-50	B45-50	1C40-40-816
3C45-45-1616			3C45-45-1616

(0.930)	(0.930)	(0.930)	(0.930)
(0.908)	(0.945)	(0.851)	(0.701)
(0.930)	(0.903)	(0.808)	(0.903)
(0.930)	(0.930)	(0.701)	(0.701)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



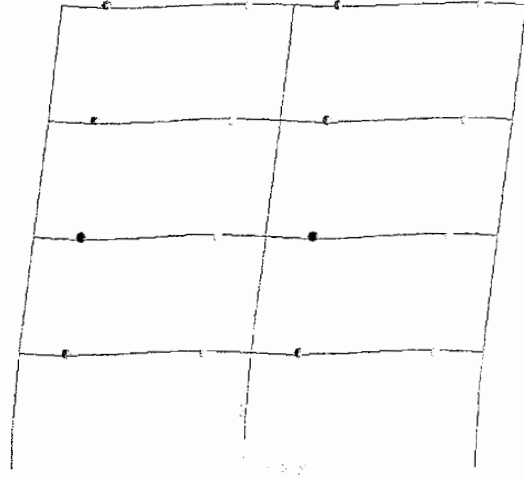
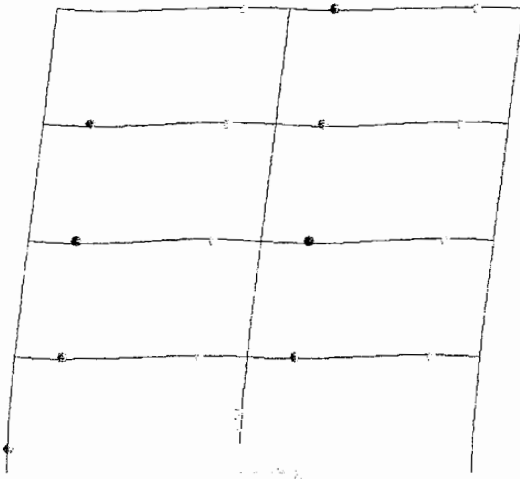
B LS CP C D E

F426

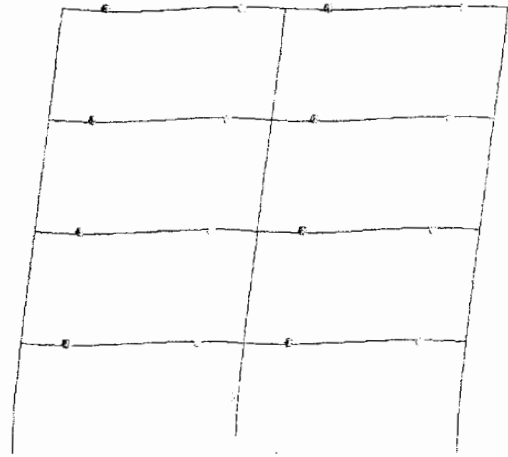
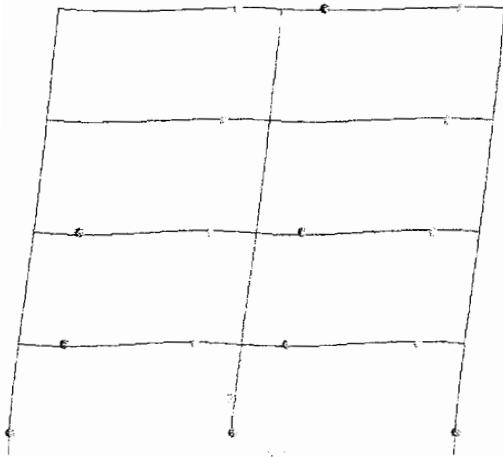
6C45-45-2016	B35-45	B35-45	7C35-35-1220
1C45-45-1216	B45-50	2C35-35-816	7C35-35-1220
1C45-45-1216	B45-55	1C45-45-1216	7C35-35-1220
1C45-45-1216	B45-55	1C45-45-1216	7C35-35-1220
6C45-45-2016	B45-55	B45-55	7C35-35-1220

(0.947)	(1.013)	(0.947)
(0.772)	(0.821)	(0.772)
(0.823)	(0.938)	(0.823)
(0.957)	(1.011)	(0.957)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



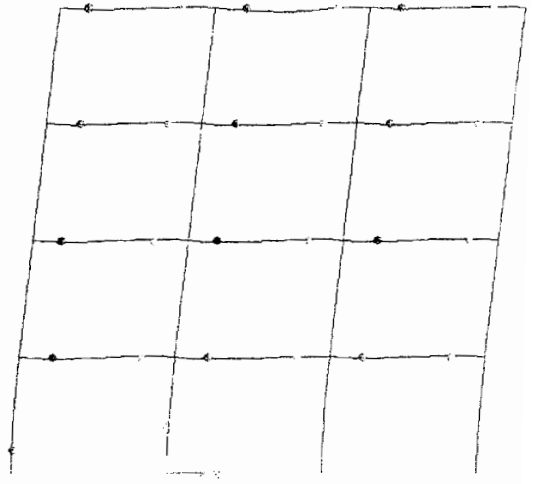
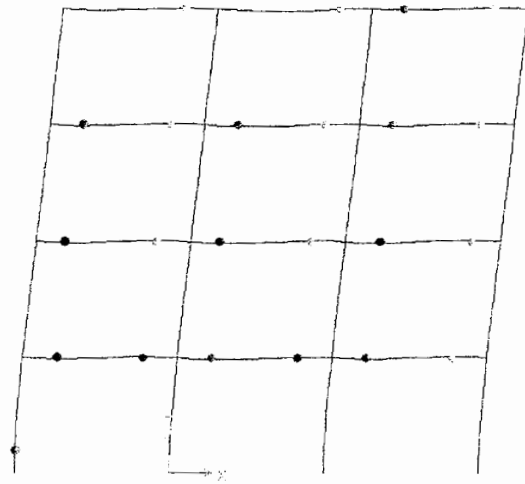
B CP C D E

F434

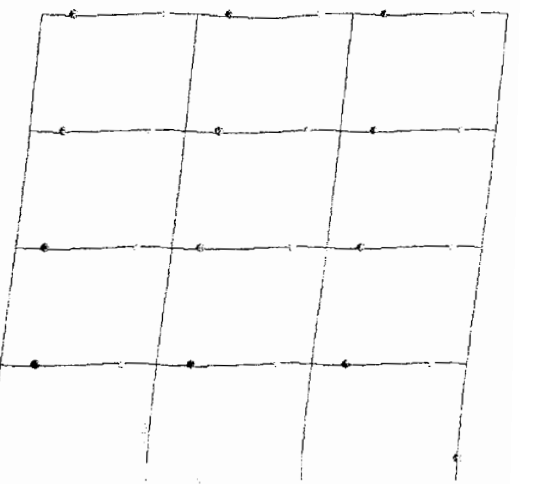
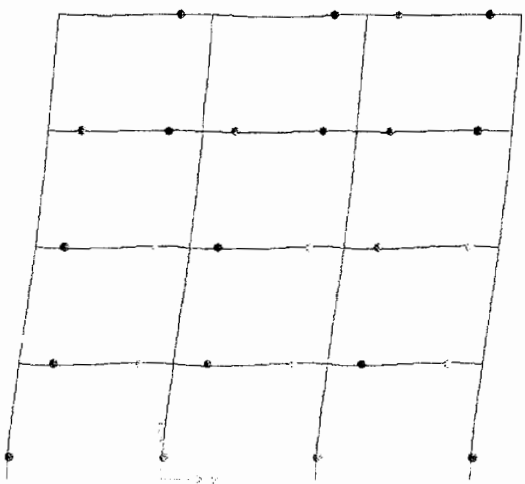
	B30-35	B30-35	B30-35	
3C40-40-820	1C40-40-816	1C40-40-816	1C40-40-816	3C40-40-820
	B40-45	B40-45	B40-45	
1C35-35-420	1C40-40-816	1C40-40-816	1C40-40-816	1C35-35-420
	B35-45	B35-45	B35-45	
3C30-30-425	1C30-30-420	1C30-30-420	1C30-30-420	3C30-30-425

(0.997)	(0.968)	(0.968)	(0.997)
(0.855)	(1.014)	(1.014)	(0.855)
(0.843)	(0.993)	(0.993)	(0.843)
(1.004)	(1.011)	(1.011)	(1.004)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



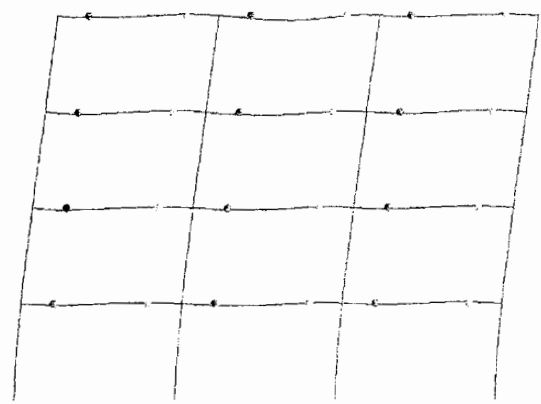
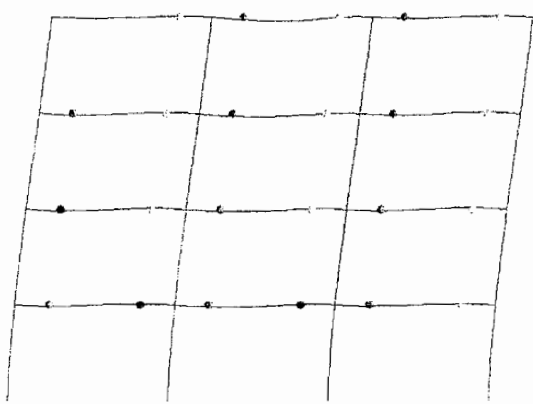
B CP C D E

F435

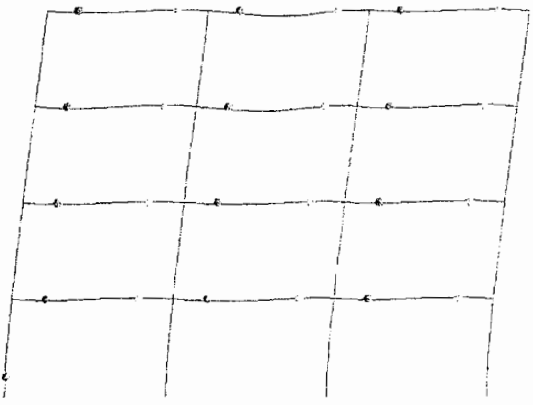
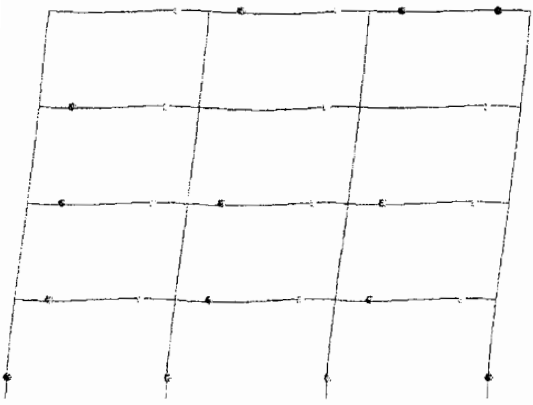
	B35-40	B35-40	B35-40
3C45-45-1616			
1C45-45-1216	B40-45	B40-45	B40-45
1C40-40-816			
5C35-35-820			
	B45-50	B45-50	B45-50
	B45-50	B45-50	B45-50
4C45-45-1220			
1C45-45-1216			
2C40-40-1216			
2C35-35-816			
4C45-45-1220			
1C45-45-1216			
2C40-40-1216			
2C35-35-816			
3C45-45-1616			
1C40-40-816			
5C35-35-820			

(0,0,0)	(0,0,0)	(0,0,0)	(0,0,0)
(0,0,0)	(0,0,0)	(0,0,0)	(0,0,0)
(0,0,0)	(0,0,0)	(0,0,0)	(0,0,0)
(0,0,0)	(0,0,0)	(0,0,0)	(0,0,0)
(0,0,0)	(0,0,0)	(0,0,0)	(0,0,0)
(0,0,0)	(0,0,0)	(0,0,0)	(0,0,0)
(0,0,0)	(0,0,0)	(0,0,0)	(0,0,0)
(0,0,0)	(0,0,0)	(0,0,0)	(0,0,0)
(0,0,0)	(0,0,0)	(0,0,0)	(0,0,0)
(0,0,0)	(0,0,0)	(0,0,0)	(0,0,0)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت

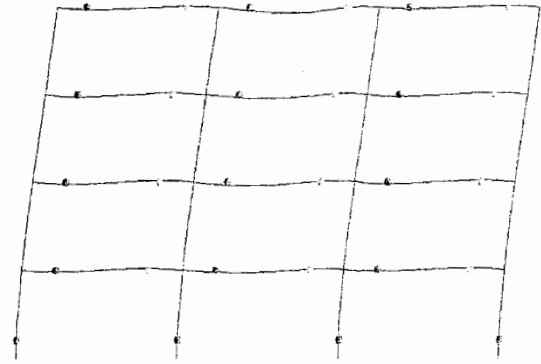
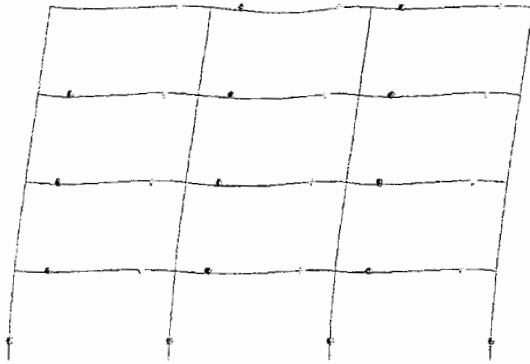


F436

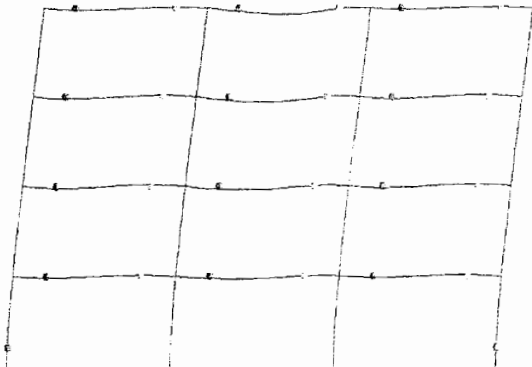
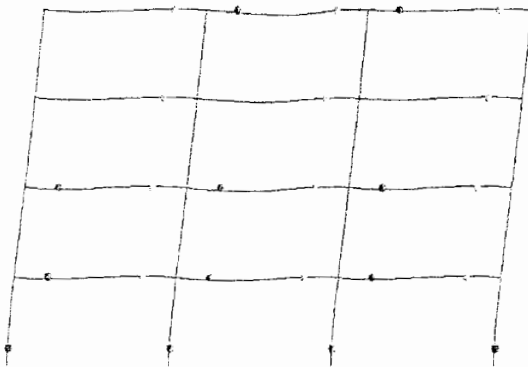
B35-45	B35-45	B35-45
B45-50	B45-50	B45-50
B50-50	B50-50	B50-50
B50-55	B50-55	B50-55

(0.972)	(0.912)	(0.912)	(0.972)
(0.791)	(0.857)	(0.857)	(0.791)
(0.746)	(0.821)	(0.821)	(0.746)
(0.938)	(0.941)	(0.941)	(0.938)

الگوی بارگذاری مثلی



الگوی بارگذاری یکنواخت



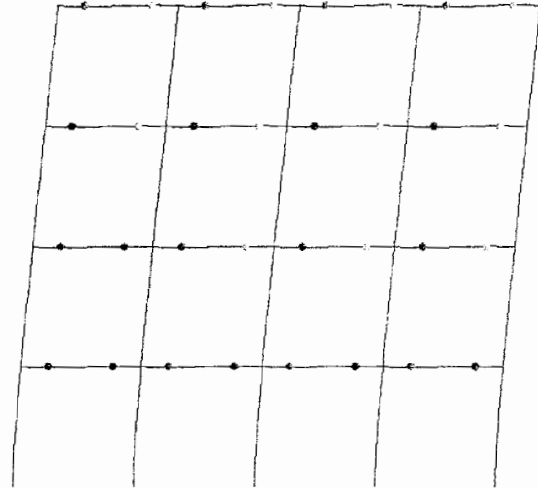
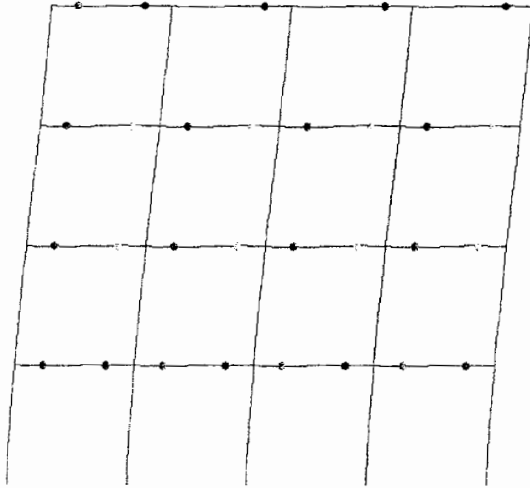
LS CP C D E

F443

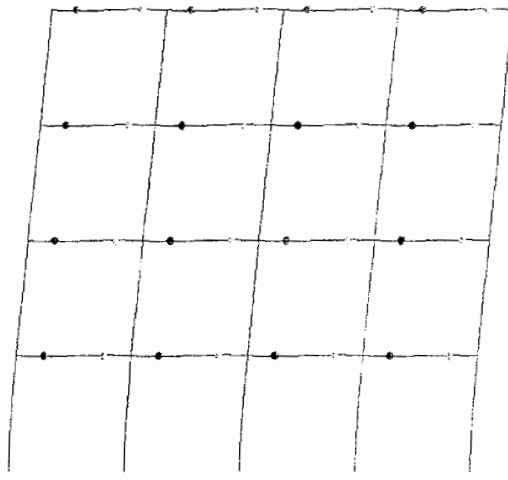
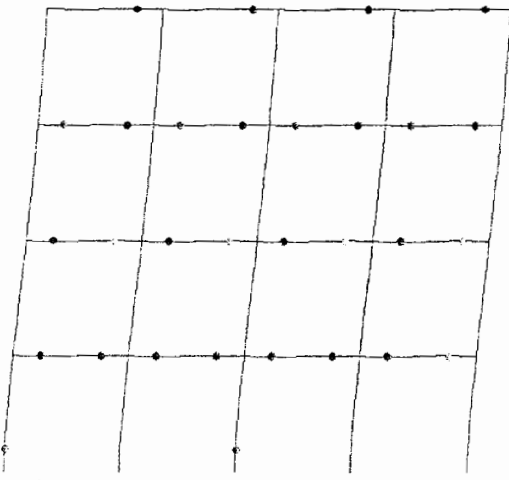
	B30-30	B30-30	B30-30	B30-30
5C35-35-820	B30-35	B35-35	B35-35	B30-35
1C30-30-420	B35-40	B35-40	B35-40	B35-40
1C30-30-420	B35-45	B35-45	B35-45	B35-45
1C35-35-420	4C35-35-1216	4C35-35-1216	4C35-35-1216	4C35-35-1216
1C30-30-420	2C35-35-816	2C35-35-816	2C35-35-816	2C35-35-816
1C30-30-420	1C30-30-420	1C30-30-420	1C30-30-420	1C30-30-420

(0.886)	(0.912)	(1.024)	(0.912)	(0.886)
(0.780)	(0.856)	(0.812)	(0.856)	(0.780)
(0.655)	(0.922)	(0.945)	(0.922)	(0.655)
(1.001)	(0.836)	(0.807)	(0.836)	(1.001)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت

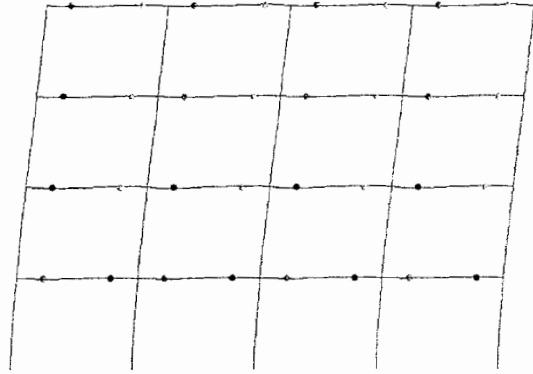
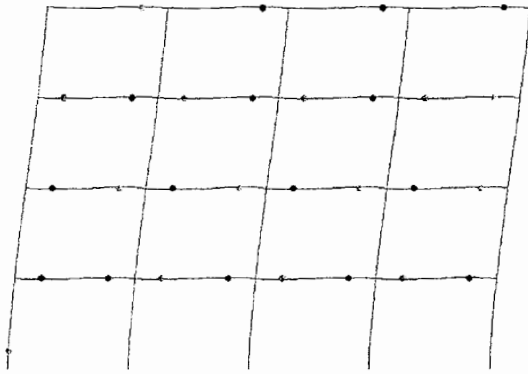


LS CP C D

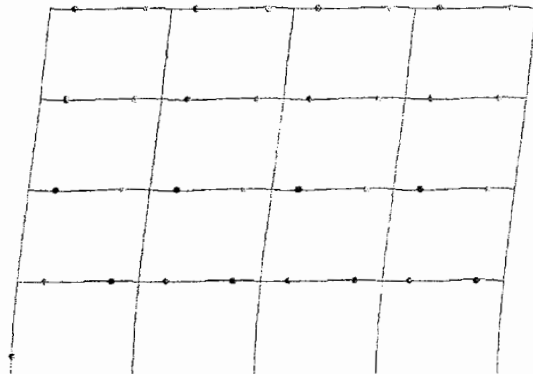
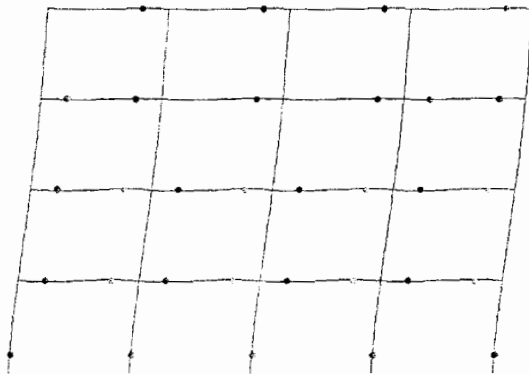
F444

3C40-40-820	1C40-40-816	2C35-35-816	2C35-35-816	3C40-40-1616	4C40-40-1616	2C40-40-1216	B40-50	(0.971)
B35-35	B35-35	B35-35	B35-35	B40-45	B40-45	B40-45	B40-50	(0.952)
1C35-35-420	3C35-35-425	1C35-35-420	3C35-35-425	3C35-35-425	3C35-35-425	1C35-35-420	B40-45	(0.937)
B35-45	B35-45	B35-45	B35-45	B40-45	B40-45	B40-45	B40-45	(0.886)
(1.014)	(0.910)	(0.895)	(0.868)	(0.848)	(0.848)	(0.848)	B40-45	(0.775)
(0.895)	(0.902)	(0.895)	(0.868)	(0.848)	(0.848)	(0.848)	B40-45	(0.775)
(0.854)	(0.902)	(0.895)	(0.868)	(0.848)	(0.848)	(0.848)	B40-45	(0.775)
(0.895)	(0.910)	(0.895)	(0.868)	(0.848)	(0.848)	(0.848)	B40-45	(0.775)
(1.014)	(0.910)	(0.895)	(0.868)	(0.848)	(0.848)	(0.848)	B40-45	(0.775)
(1.014)	(0.910)	(0.895)	(0.868)	(0.848)	(0.848)	(0.848)	B40-45	(0.775)

الگوی بارگذاری مثلث



الگوی بارگذاری یکنواخت

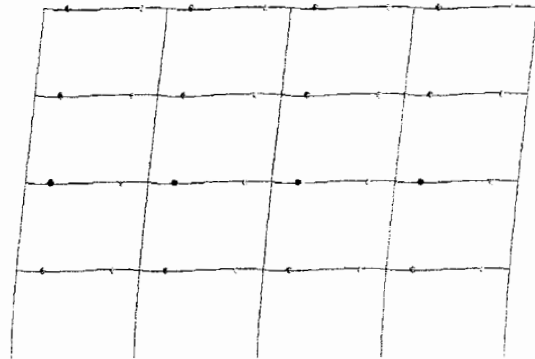
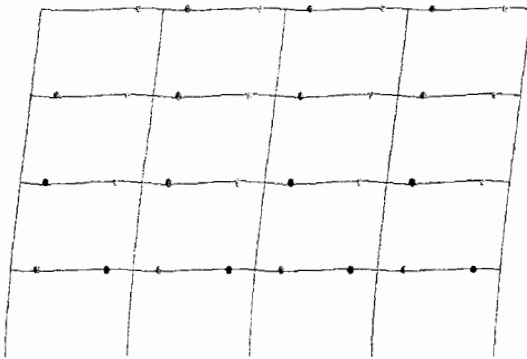


B LS C D E

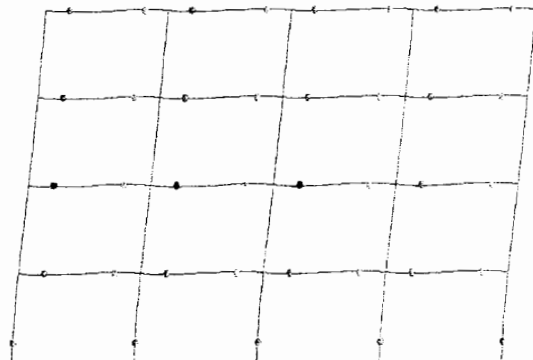
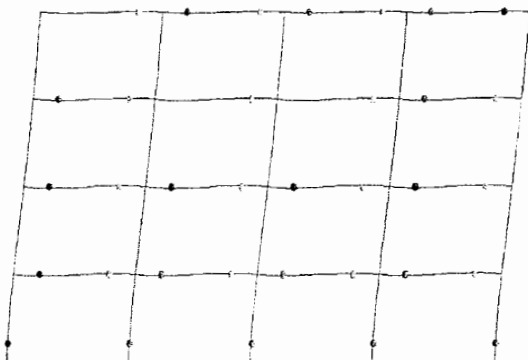
F445

4C45-45-1220	1C40-40-816	1C40-40-816	1C40-40-816	5C35-35-820				
	B45-50	B45-50	B45-50	B40-45	B35-40	B35-40	B35-40	B35-40
4C45-45-1220	1C45-45-1216	1C45-45-1216	1C45-45-1216	2C35-35-816				
	B45-50	B45-50	B45-50	B40-45	B40-45	B40-45	B40-45	B40-45
4C45-45-1220	1C45-45-1216	1C45-45-1216	1C45-45-1216	2C35-35-816				
	B45-50	B45-50	B45-50	B40-45	B40-45	B40-45	B40-45	B40-45
4C45-45-1220	1C40-40-816	1C40-40-816	1C40-40-816	5C35-35-820				
	B45-50	B45-50	B45-50	B40-45	(0.929)	(0.840)	(0.936)	(0.954)
					(0.922)	(0.889)	(0.822)	(0.960)
					(0.911)	(0.880)	(0.807)	(0.882)
					(0.922)	(0.889)	(0.822)	(0.960)
					(0.929)	(0.840)	(0.936)	(0.954)

الگوی بارگذاری مثلی



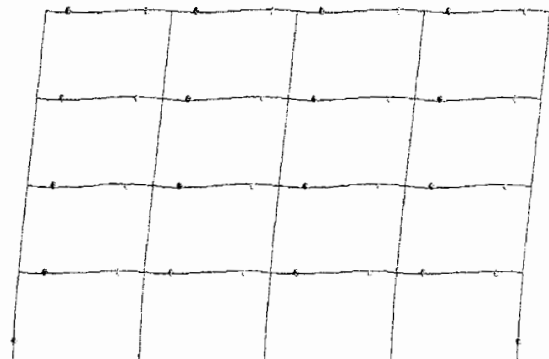
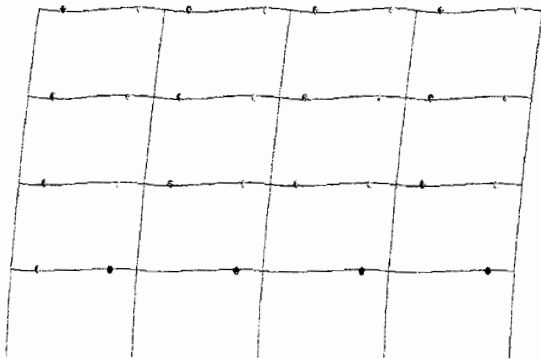
الگوی بارگذاری یکنواخت



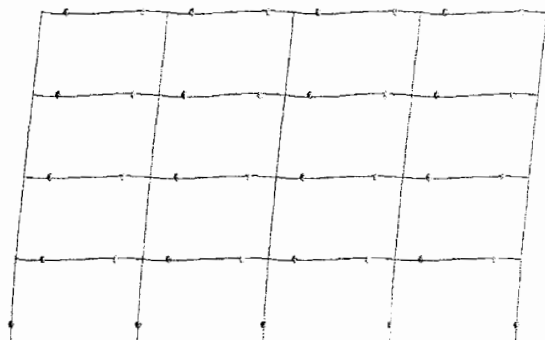
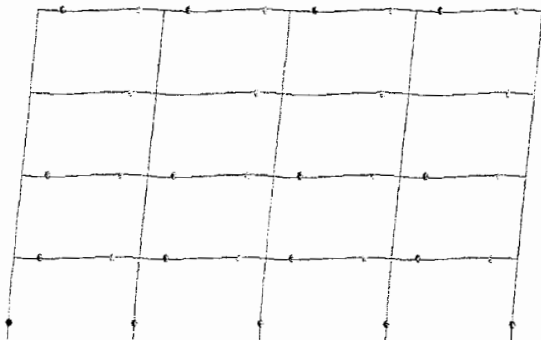
F446

	B40-40	B40-40	B40-40	B40-40	
3C50-50-1220	B40-50	B45-50	B50-50	B45-50	(0.904)
1C45-45-1216	B45-55	B50-55	B50-55	B45-55	(0.767)
1C40-40-816	B40-50	B45-50	B45-50	B40-50	(0.961)
6C40-40-825	B40-50	B45-50	B45-50	B40-50	(0.837)
3C50-50-1220	B40-50	B45-50	B45-50	B40-50	(0.949)
1C45-45-1216	B45-55	B50-55	B50-55	B45-55	(0.793)
1C40-40-816	B40-50	B45-50	B45-50	B40-50	(0.778)
6C40-40-825	B40-50	B45-50	B45-50	B40-50	(0.820)
3C50-50-1220	B40-50	B45-50	B45-50	B40-50	(0.949)
1C45-45-1216	B45-55	B50-55	B50-55	B45-55	(0.787)
1C40-40-816	B40-50	B45-50	B45-50	B40-50	(0.961)
6C40-40-825	B40-50	B45-50	B45-50	B40-50	(0.837)
3C50-50-1220	B40-50	B45-50	B45-50	B40-50	(0.994)
1C45-45-1216	B45-55	B50-55	B50-55	B45-55	(0.767)
1C40-40-816	B40-50	B45-50	B45-50	B40-50	(0.961)
6C40-40-825	B40-50	B45-50	B45-50	B40-50	(0.837)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



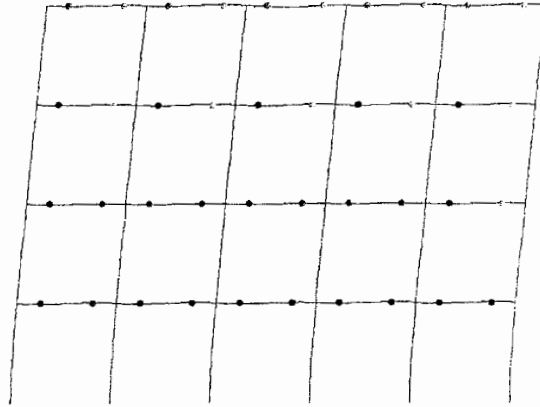
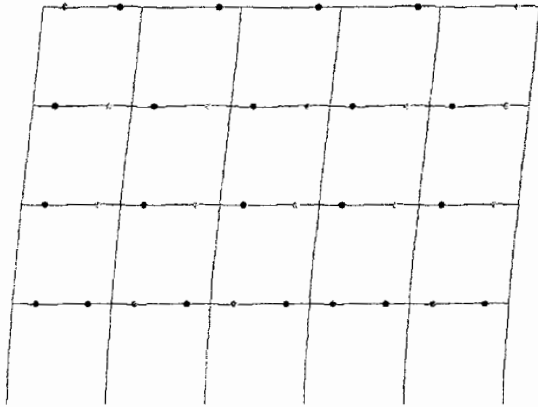
B L5 CP C D E

F453

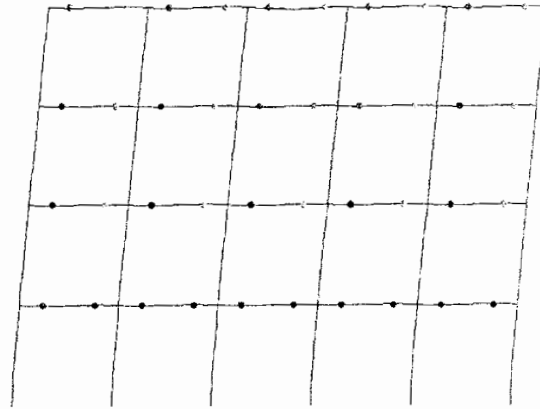
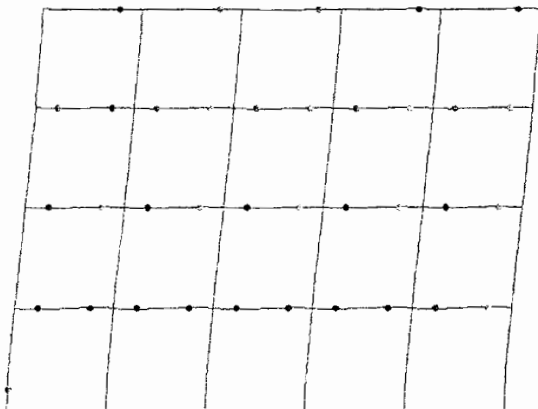
5C35-35-820	1C35-35-420	1C30-30-420	3C30-30-425
B35-45	B35-45	B35-40	B30-35
4C35-35-1216	4C35-35-1216	2C35-35-816	1C30-30-420
B35-45	B35-45	B35-40	B30-35
6C35-35-1616	6C35-35-1616	2C35-35-816	1C30-30-420
B35-45	B35-45	B35-40	B30-35
1C35-35-420	1C35-35-420	1C30-30-420	3C30-30-425
B35-45	B35-45	B30-35	B30-35

(0.905)	(0.780)	(0.663)	(0.713)
(0.928)	(0.862)	(0.925)	(0.851)
(0.906)	(0.826)	(0.927)	(0.817)
(0.906)	(0.826)	(0.927)	(0.817)
(0.928)	(0.862)	(0.925)	(0.851)
(0.905)	(0.780)	(0.663)	(0.713)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت

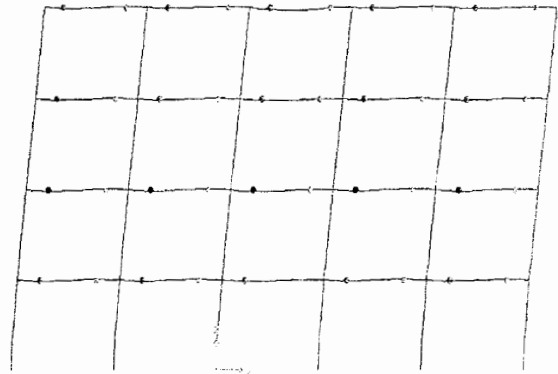
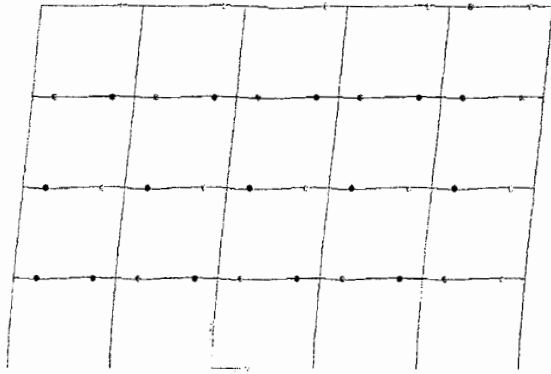


B LS CP C D E

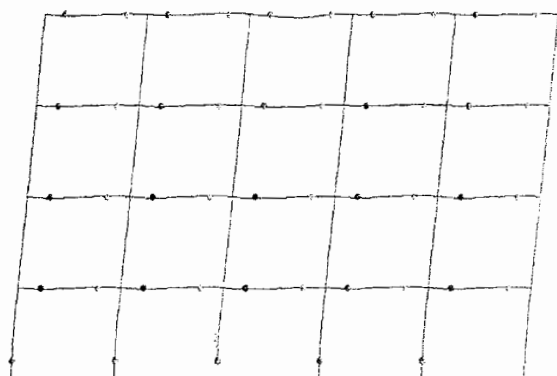
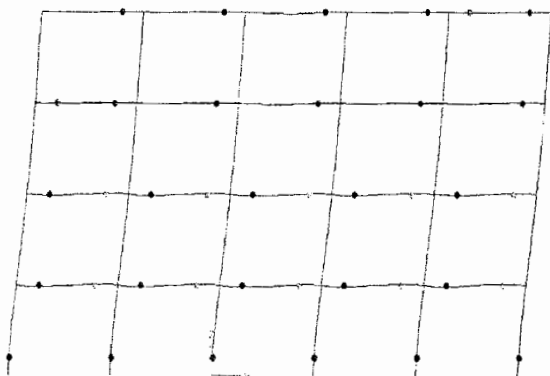
F454

4C40-40-1616	1C40-40-816	2C35-35-816	5C30-30-820
4C40-40-1616	B40-45	B40-45	B30-45
4C40-40-1616	B40-45	B40-45	B30-45
4C40-40-1616	B40-45	B40-45	B30-45
4C40-40-1616	B40-45	B40-45	B30-45
4C40-40-1616	B40-45	B40-45	B30-45
4C40-40-1616	B40-45	B40-45	B30-45
4C40-40-1616	B40-45	B40-45	B30-45
4C40-40-1616	B40-45	B40-45	B30-45
(0.837)	(0.770)	(0.021)	(0.862)
(1.012)	(0.861)	(0.006)	(0.020)
(1.002)	(0.835)	(0.871)	(0.866)
(1.002)	(0.836)	(0.671)	(0.893)
(1.012)	(0.861)	(0.905)	(0.826)
(0.837)	(0.770)	(0.021)	(0.862)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت

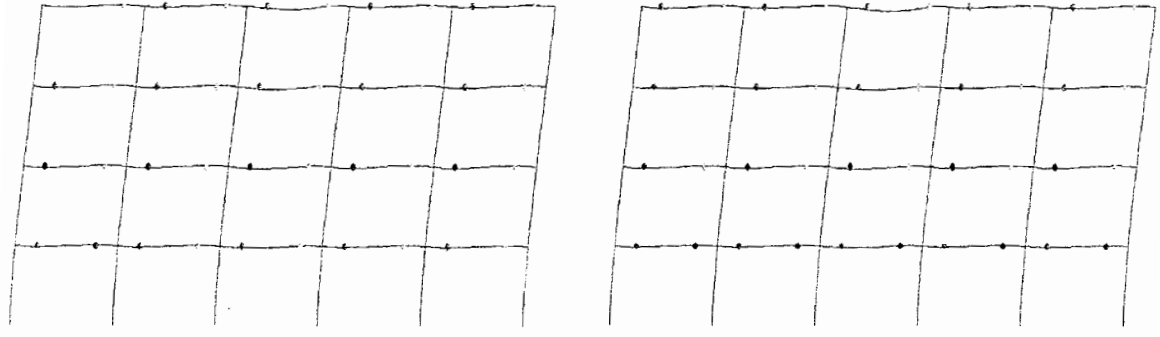


B LS CP C D E

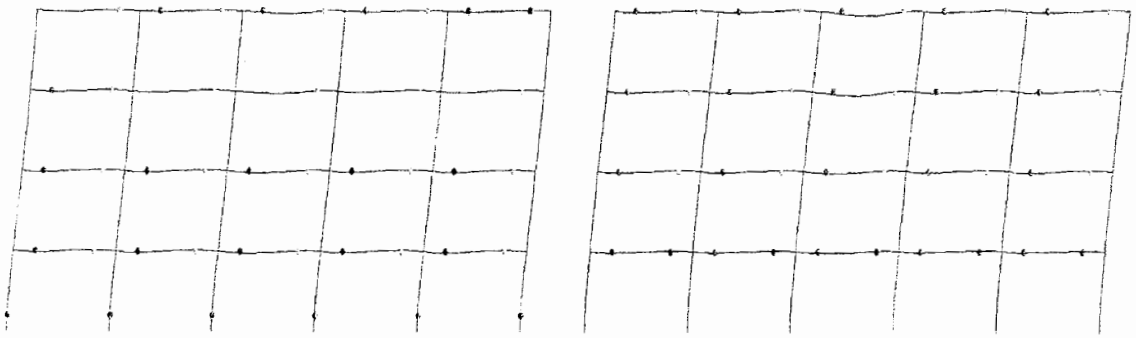
F455

10.940	10.940	10.940	10.940	10.940	10.940	10.940	10.940	10.940	10.940
10.942	10.942	10.942	10.942	10.942	10.942	10.942	10.942	10.942	10.942
10.944	10.944	10.944	10.944	10.944	10.944	10.944	10.944	10.944	10.944
10.946	10.946	10.946	10.946	10.946	10.946	10.946	10.946	10.946	10.946
10.948	10.948	10.948	10.948	10.948	10.948	10.948	10.948	10.948	10.948
10.950	10.950	10.950	10.950	10.950	10.950	10.950	10.950	10.950	10.950
10.952	10.952	10.952	10.952	10.952	10.952	10.952	10.952	10.952	10.952
10.954	10.954	10.954	10.954	10.954	10.954	10.954	10.954	10.954	10.954
10.956	10.956	10.956	10.956	10.956	10.956	10.956	10.956	10.956	10.956
10.958	10.958	10.958	10.958	10.958	10.958	10.958	10.958	10.958	10.958
10.960	10.960	10.960	10.960	10.960	10.960	10.960	10.960	10.960	10.960

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



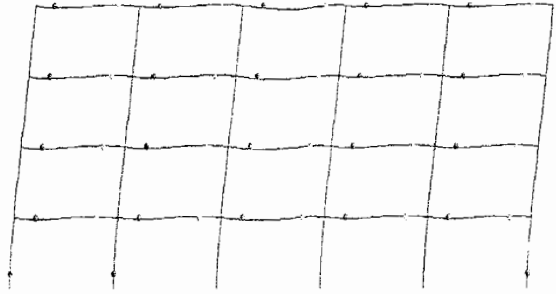
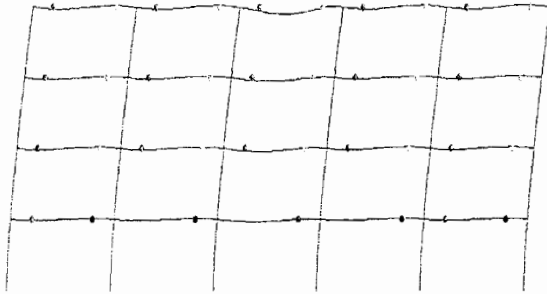
B LS CP C D

F456

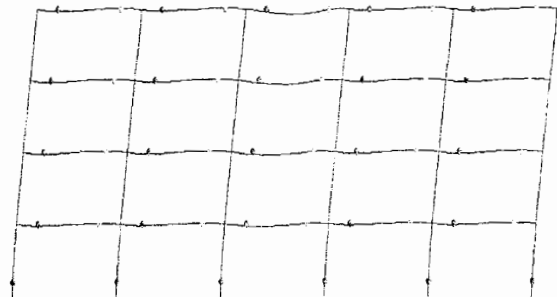
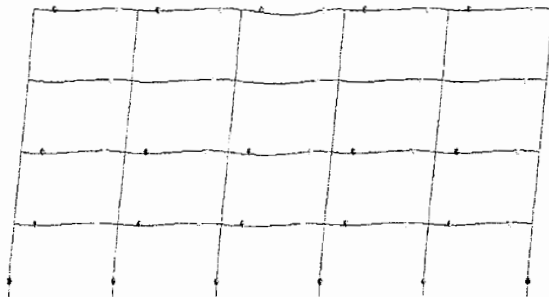
BS4	BS4	BS4	BS4	BS4
BS5	BS5	BS5	BS5	BS5
BS6	BS6	BS6	BS6	BS6
BS7	BS7	BS7	BS7	BS7
BS8	BS8	BS8	BS8	BS8
BS9	BS9	BS9	BS9	BS9

(0.8000)	(0.8000)	(0.8000)	(0.8000)	(0.8000)
(0.7950)	(0.7950)	(0.7950)	(0.7950)	(0.7950)
(0.7900)	(0.7900)	(0.7900)	(0.7900)	(0.7900)
(0.7850)	(0.7850)	(0.7850)	(0.7850)	(0.7850)
(0.7800)	(0.7800)	(0.7800)	(0.7800)	(0.7800)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



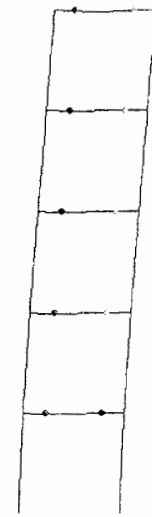
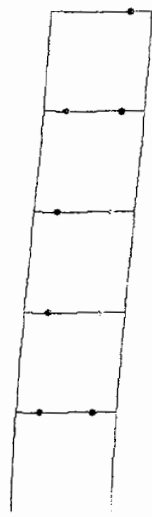
LS CP C D E

F513

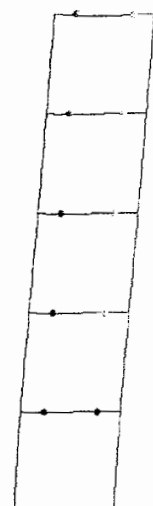
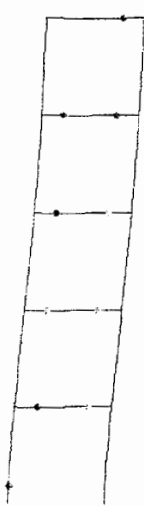
3C35-35-425		1C35-35-420	1C35-35-420	1C35-35-420	4C25-25-425
3C35-35-425		1C35-35-420	1C35-35-420	1C30-30-420	4C25-25-425
3C35-35-425		1C35-35-420	1C35-35-420	1C30-30-420	4C25-25-425
3C35-35-425		1C35-35-420	1C35-35-420	1C30-30-420	4C25-25-425
3C35-35-425		1C35-35-420	1C35-35-420	1C30-30-420	4C25-25-425
3C35-35-425		1C35-35-420	1C35-35-420	1C30-30-420	4C25-25-425

(0.984)	(0.831)	(0.701)	(0.809)	(0.824)
(0.994)	(0.831)	(0.701)	(0.809)	(0.824)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت

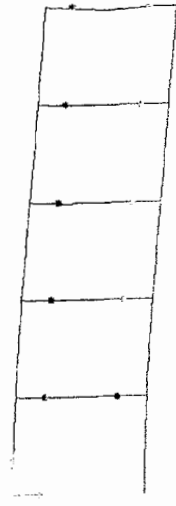
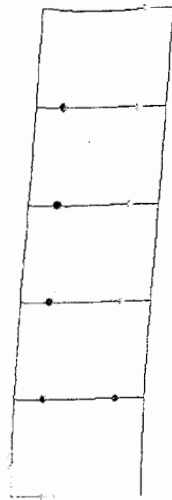


F514

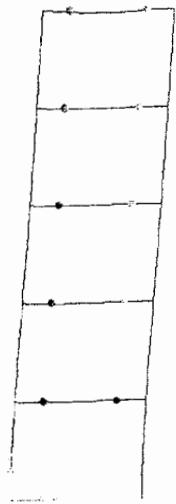
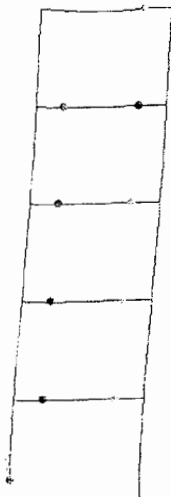
2C40-40-1216	1C40-40-816	1C40-40-816	1C35-35-420	3C30-30-425
B40-50		B30-35		
B40-45		B35-45		
B40-40-816		B35-45		
1C40-40-816		1C35-35-420		
1C40-40-816		3C30-30-425		

(0.888)	(0.863)	(0.750)	(0.901)	(0.882)
(0.888)	(0.863)	(0.750)	(0.901)	(0.882)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



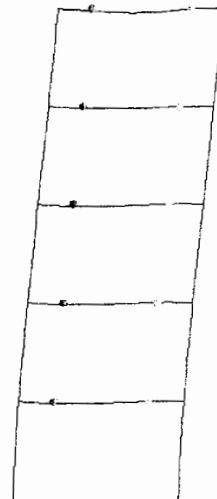
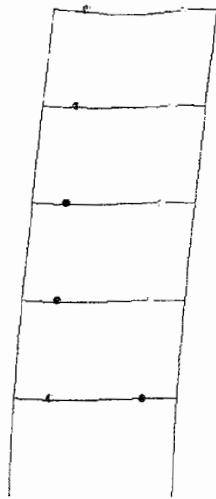
B LS CP C D

F515

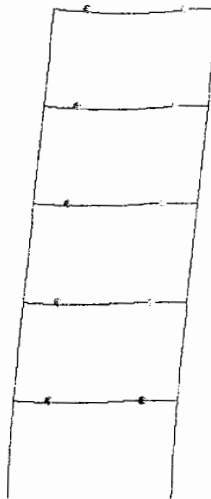
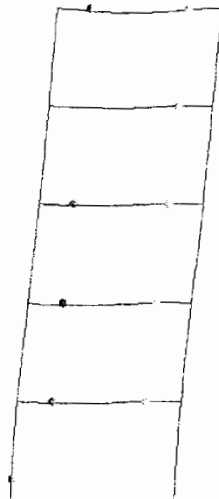
3C45-45-1616	1C45-45-1216	2C40-40-1216	1C40-40-816	RC35-35-825
				B35-35
				B40-45
				B40-50
				B45-50
				B45-50

(0.869)	(0.755)	(0.800)	(0.841)	(0.730)
(0.869)	(0.755)	(0.800)	(0.841)	(0.730)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



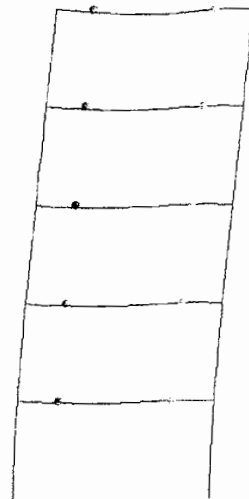
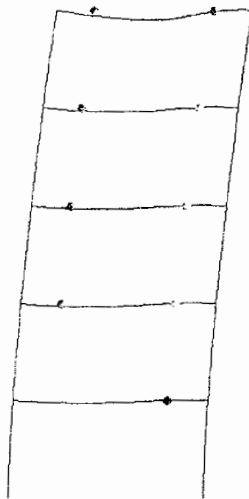
LS CP C D E

F516

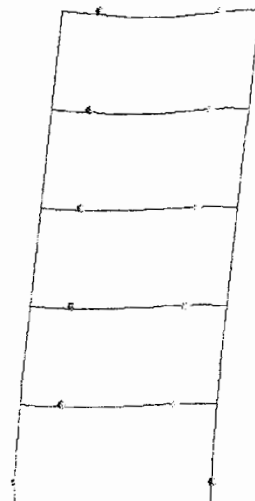
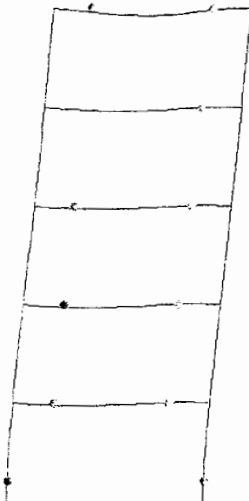
2C50-50-1616	1C45-45-1216	2C45-45-820	1C40-40-816	8C35-35-925
B50-55		B45-55		B35-40
1C45-45-1216		2C45-45-820		8C35-35-925
B50-55		B45-55		B40-56
1C40-40-816		1C40-40-816		8C35-35-925

(0.910)	(0.927)	(0.838)	(0.956)
B50-55		B40-56	
(0.910)	(0.927)	(0.838)	(0.956)
B50-55		B40-56	
(0.910)	(0.927)	(0.838)	(0.956)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت

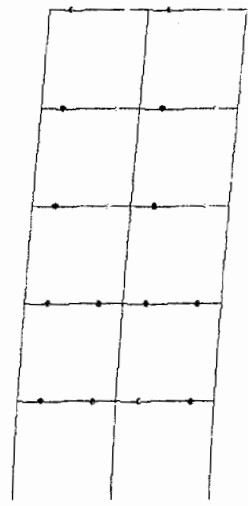
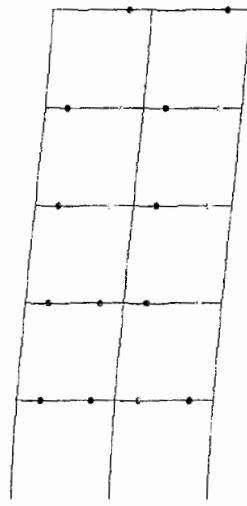


IB CP C D

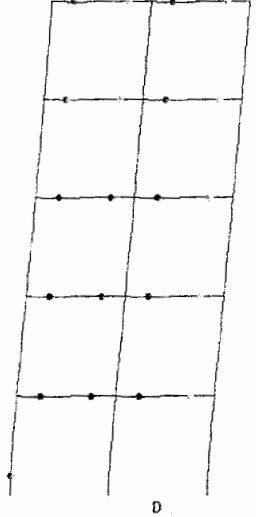
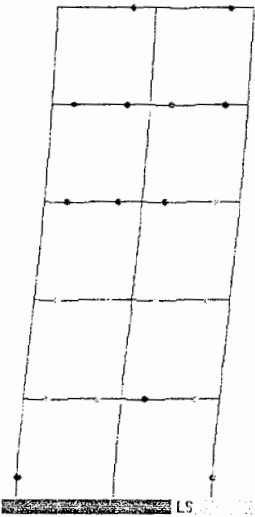
	E30-30	B30-30	
4C35-35-1216			1C30-30-420
1C35-35-420	B30-35	B30-35	1C30-30-420
1C35-35-420	B35-40	B35-40	1C30-30-420
1C35-35-420	B35-45	B35-45	1C35-35-420
1C35-35-420	B35-45	B35-45	1C35-35-420
4C35-35-1216	4C35-35-1216	4C35-35-1216	4C35-35-1216

(0.970)	(0.865)	(0.750)	(0.706)	(0.976)
(0.977)	(0.956)	(1.007)	(0.934)	(0.759)
(0.970)	(0.865)	(0.750)	(0.706)	(0.976)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



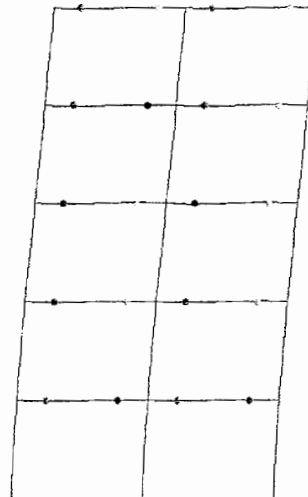
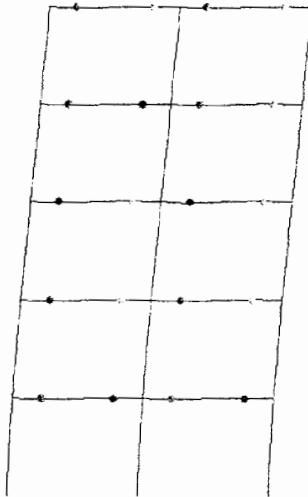
B LS CP C D E

F524

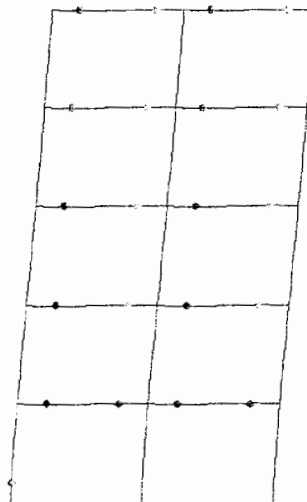
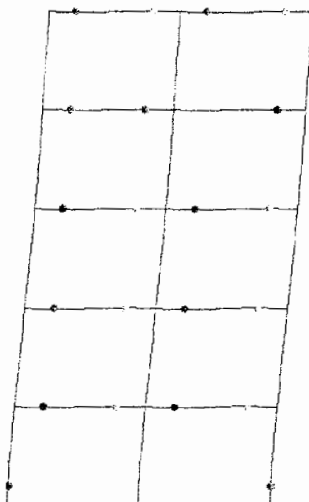
3C40-40-820	1C40-40-816	2C35-35-816	2C35-35-816	3C30-30-425
B40-50	B40-50	B40-50	B35-15	B30-30
5C40-40-1220	2C40-40-1716	2C40-40-1216	3C35-35-425	1C30-30-420
B40-50	B40-50	B40-50	B35-15	B30-30
3C40-40-820	1C40-40-816	2C35-35-816	2C35-35-816	3C30-30-425
B40-50	B40-50	B40-50	B35-15	B30-30

(0.973)	(0.830)	(0.867)	(0.900)	(0.983)
(0.952)	(0.918)	(0.946)	(0.857)	(0.928)
(0.973)	(0.830)	(0.867)	(0.900)	(0.983)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



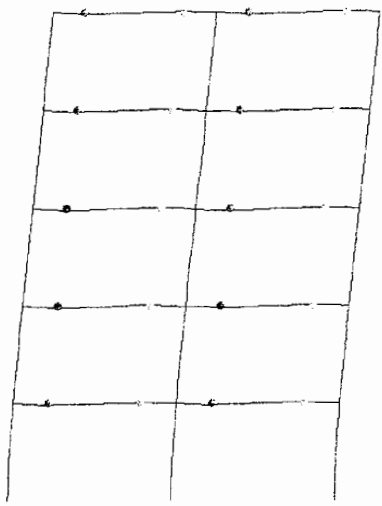
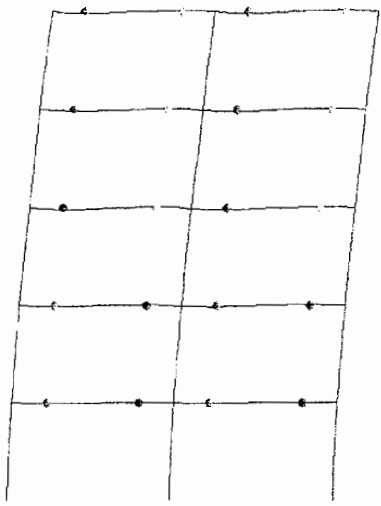
LS CP C D E

F525

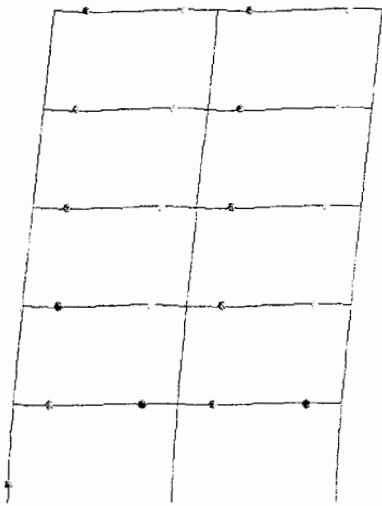
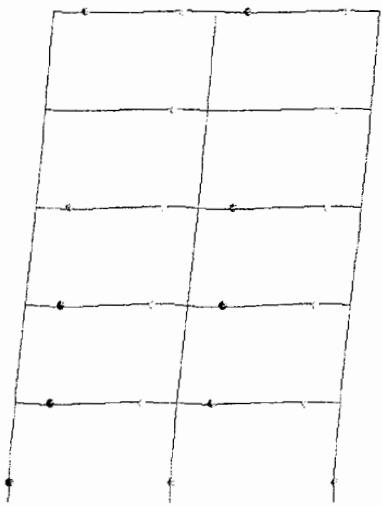
3C45-45-1616	3C45-45-1616	3C45-45-1616	3C45-45-1616
1C15-45-1216	1C15-45-1216	1C15-45-1216	1C15-45-1216
1C40-40-816	1C40-40-816	1C40-40-816	1C40-40-816
5C35-35-820	5C35-35-820	5C35-35-820	5C35-35-820
B45-55	B45-55	B45-55	B45-55
B40-50	B40-50	B40-50	B40-50
B40-45	B40-45	B40-45	B40-45
B35-35	B35-35	B35-35	B35-35

(0.924)	(0.969)	(0.924)
(0.712)	(0.806)	(0.712)
(0.853)	(0.917)	(0.853)
(0.895)	(0.990)	(0.895)
(0.939)	(0.944)	(0.939)

الگوی بارگذاری مثلی



الگوی بارگذاری یکنواخت



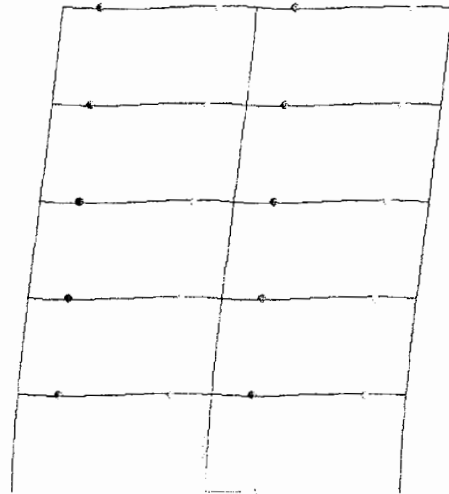
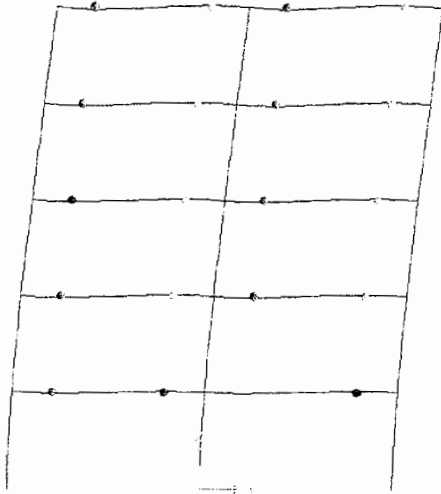
B CP C D E

F526

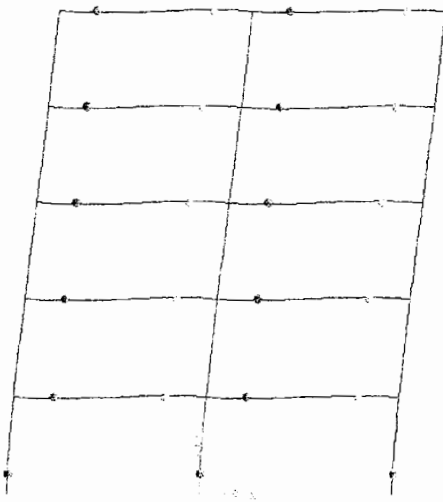
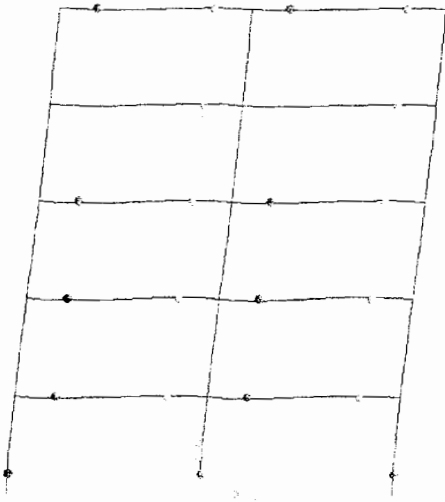
	B40-46	B40-48	
3C50-50-1220	1C50-50-820	2C45-45-820	1C40-40-816
	B40-50	B40-55	
	B45-55	B45-55	
	B50-55	B50-55	
	B50-55	B50-55	
	B50-55	B50-55	
	B50-55	B50-55	

(0.956)	(0.723)	(0.851)	(0.878)
(0.989)	(0.855)	(0.846)	(0.799)
(0.956)	(0.723)	(0.861)	(0.925)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



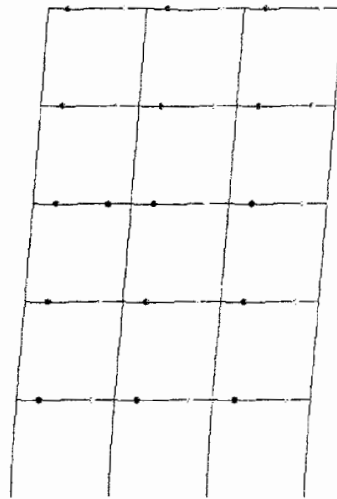
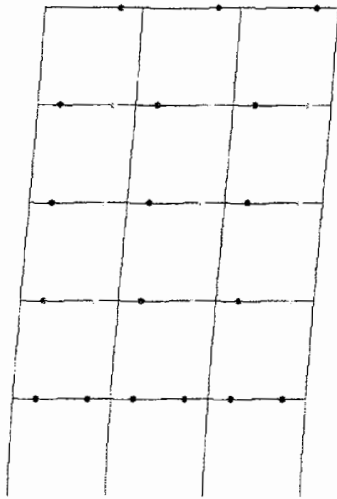
B CP C D E

F533

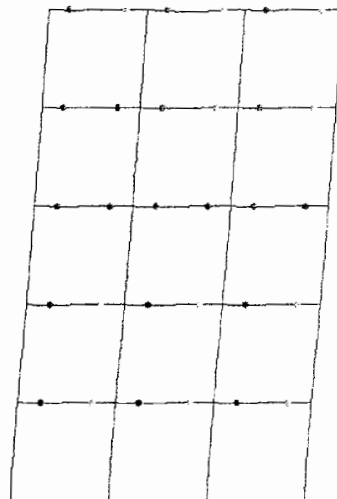
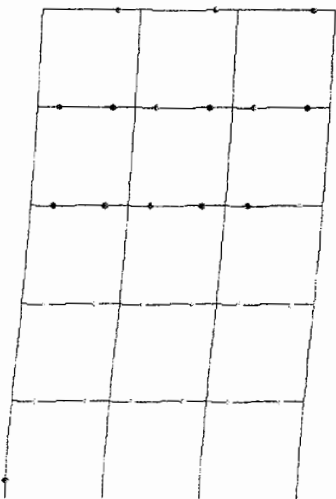
	B30-30	B30-30	B30-30
6C35-35-1616	B30-35	B30-35	B30-35
1C35-35-420	B35-40	B35-40	B35-40
1C30-30-420	B35-45	B35-45	B35-45
1C30-30-420	7C35-35-1220	7C35-35-1216	7C35-35-816
1C35-35-420	4C35-35-1216	4C35-35-1216	4C35-35-816
1C30-30-420	1C35-35-420	1C30-30-420	1C30-30-420

(0.924)	(0.760)	(0.674)	(0.987)
(0.955)	(0.824)	(0.929)	(0.778)
(0.955)	(0.824)	(0.929)	(0.778)
(0.924)	(0.760)	(0.674)	(0.987)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



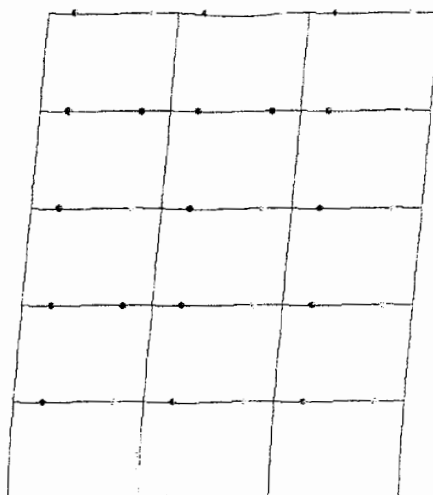
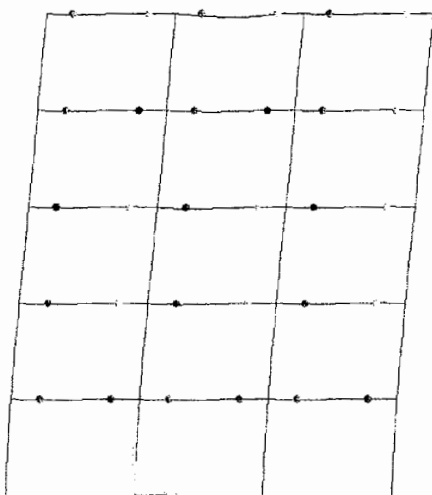
LS CP C D E

F534

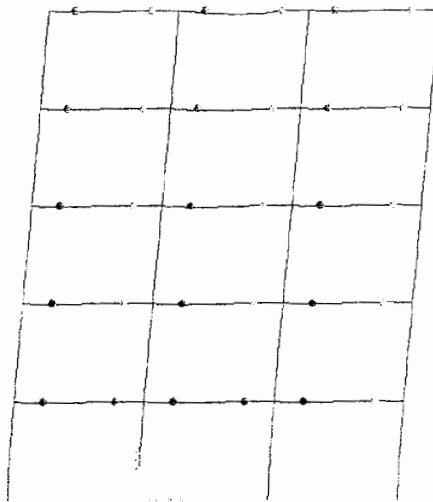
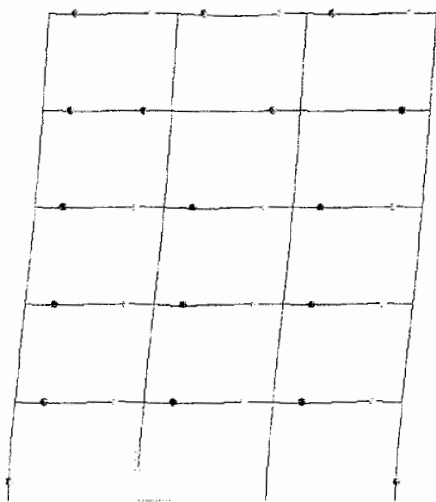
	B30-30	B30-30	B30-30
4C40-40-1616	B40-50	B40-50	B40-50
1C40-40-816	B40-50	B40-50	B40-50
1C35-35-420	B35-45	B35-45	B35-45
3C30-30-425	B35-45	B35-45	B35-45

(0.938)	(0.997)	(0.937)	(0.937)	(0.938)
(0.862)	(0.815)	(0.887)	(0.867)	(0.815)
(0.916)	(0.929)	(0.916)	(0.979)	(0.862)
(0.938)	(0.997)	(0.937)	(0.937)	(0.938)

الگوی بارگذاری مثلی



الگوی بارگذاری یکنواخت



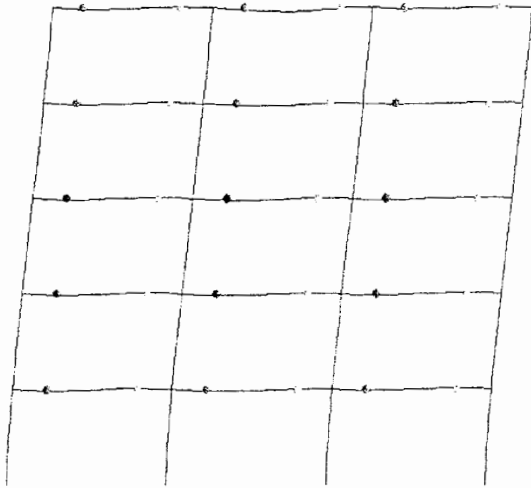
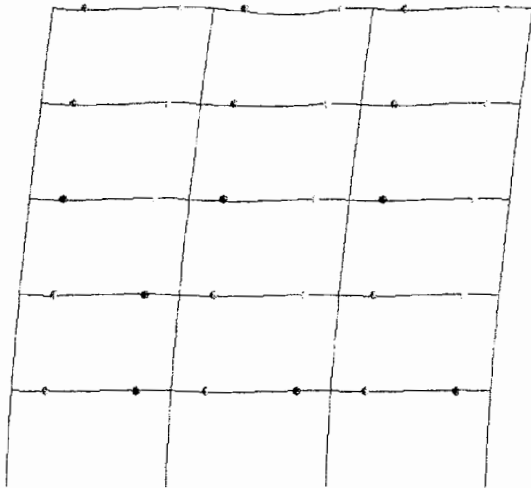
LS CP C D E

F535

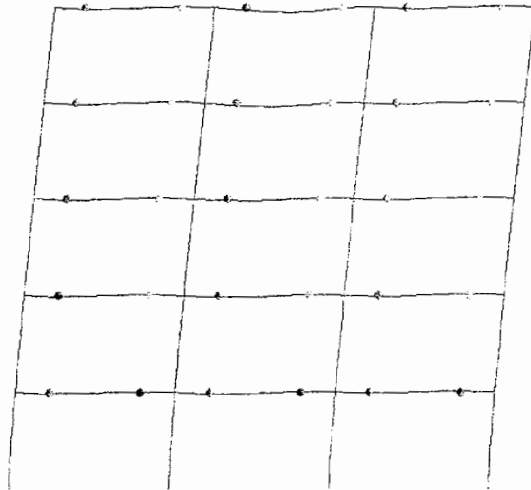
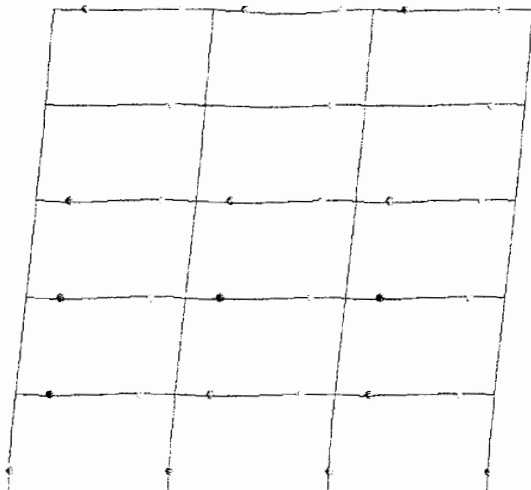
	B35-35	B35-35	B35-55
4C45-45-1220	B40-45	B40-45	B40-45
1C40-40-816	B40-50	B40-50	B40-50
1C45-45-1216	B45-55	B45-55	B45-55
1C45-45-1220	B45-55	B45-55	B45-55

(0.803)	(0.727)	(0.830)	(0.924)	(0.992)
(1.010)	(0.805)	(0.897)	(1.007)	(1.075)
(1.010)	(0.805)	(0.897)	(1.007)	(1.075)
(0.803)	(0.727)	(0.830)	(0.924)	(0.992)

الگوی بارگذاری مثلی



الگوی بارگذاری یکنواخت



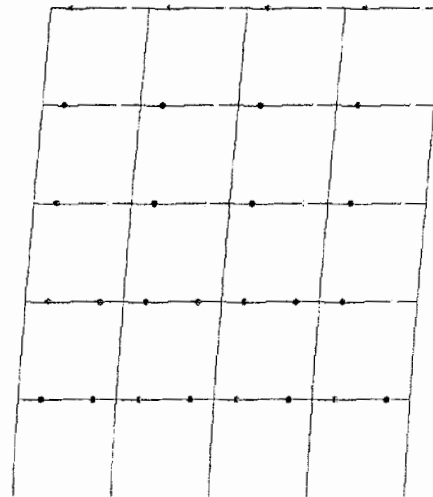
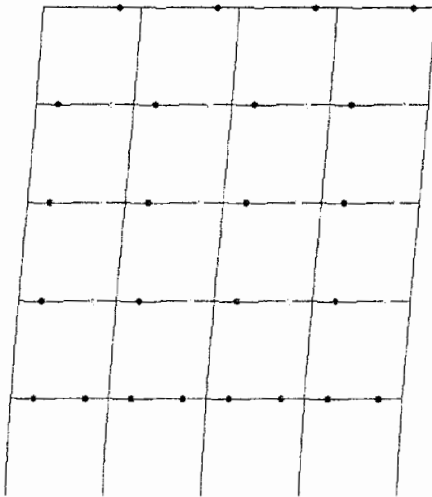
B CP C D E

F543

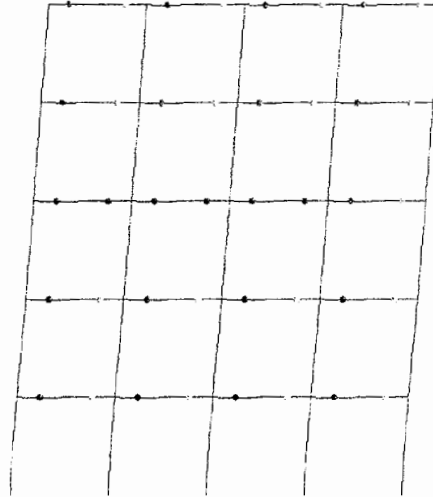
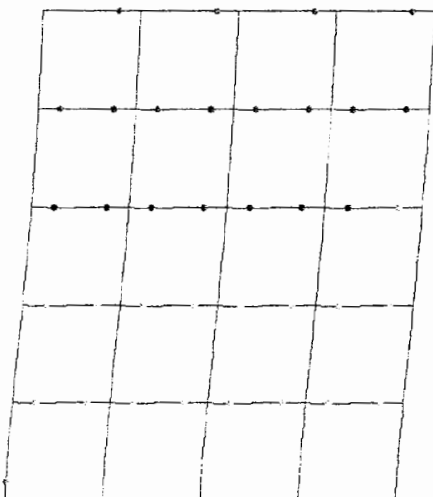
B30-30	B30-30	B30-30	B30-30
B30-35	B30-35	B30-35	B30-35
B35-40	B35-40	B35-40	B35-40
B35-45	B35-45	B35-45	B35-45
B35-45	B35-45	B35-45	B35-45

(0.980)	(0.783)	(0.771)	(0.783)	(0.980)
(0.658)	(0.901)	(0.908)	(0.901)	(0.658)
(0.800)	(0.833)	(1.023)	(0.833)	(0.800)
(0.833)	(0.989)	(0.833)	(0.989)	(0.833)
(0.951)	(0.981)	(0.961)	(0.981)	(0.951)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



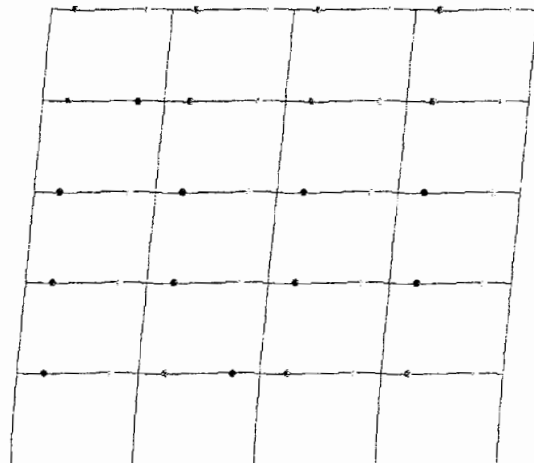
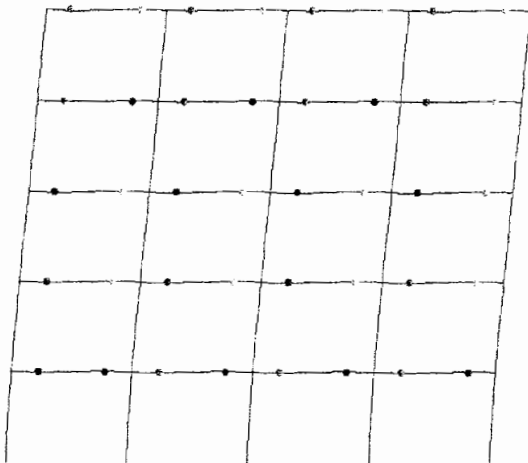
B LS CP C D E

F544

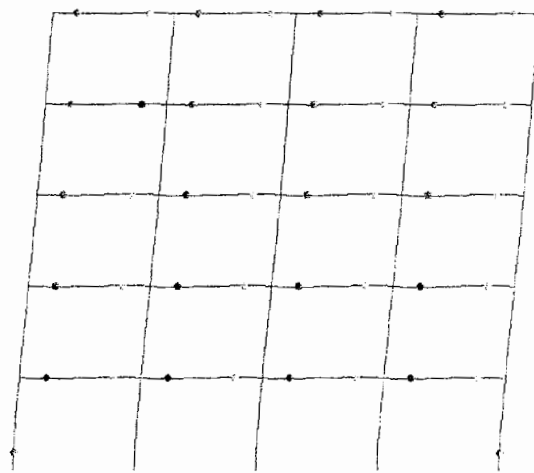
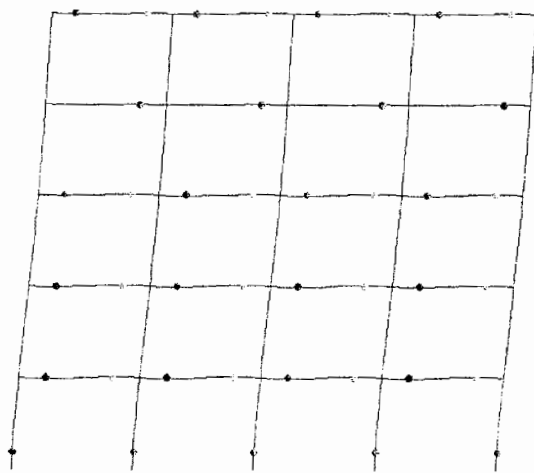
4C40-40-1616	1C40-40-816	1C35-35-420	1C30-30-425
B40-50	B40-50	B35-45	B30-30
5C40-40-1220	2C40-40-1216	3C35-35-425	1C30-30-420
B40-50	B40-50	B40-45	B35-45
5C40-40-1220	2C40-40-1216	3C35-35-425	1C30-30-420
B40-50	B40-50	B40-45	B35-45
4C40-40-1616	1C40-40-816	1C35-35-420	1C30-30-425
B40-50	B40-50	B35-45	B30-30

(0.936)	(0.855)	(0.772)	(0.689)
(0.992)	(0.885)	(0.853)	(0.811)
(0.974)	(0.851)	(0.865)	(0.659)
(0.982)	(0.885)	(0.846)	(0.811)
(0.936)	(0.855)	(0.772)	(0.689)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت

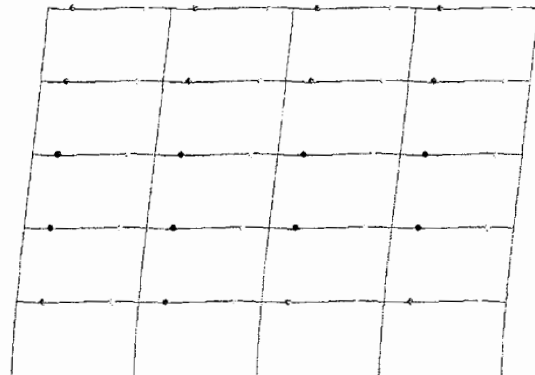
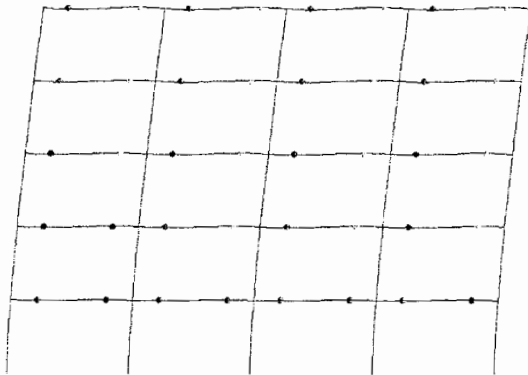


LS CP C D

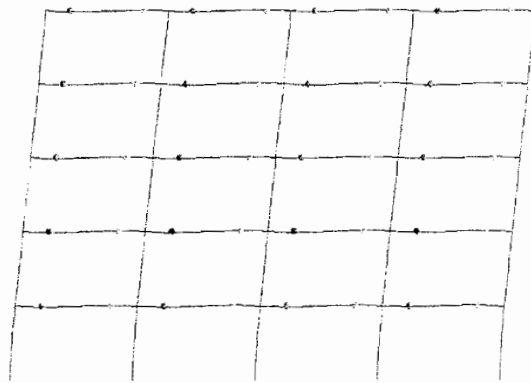
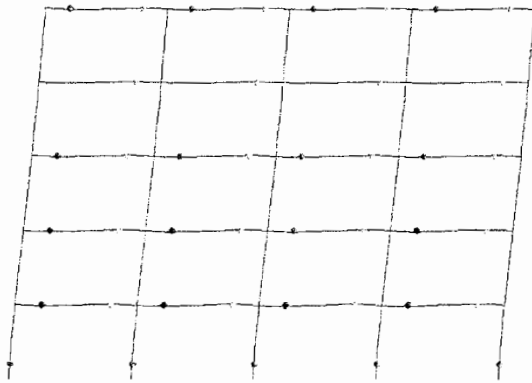
F545

4C45-45-1220	B35-35	B35-55	B35-35	B35-35		
1C40-40-816	B40-45	B40-45	B40-45	B40-45	(0.993)	(0.993)
5C35-35-920	1C35-35-420		1C35-35-420	1C35-35-420	(1.007)	(1.007)
					(0.941)	(0.941)
	B40-50	B40-50	B40-50	B40-50	(0.905)	(0.905)
	1C40-40-816	1C40-40-816	1C40-40-816	1C40-40-816	(1.021)	(1.021)
					(0.815)	(0.815)
	B45-55	B45-55	B45-55	B45-55	(0.883)	(0.883)
	1C45-45-1216	1C45-45-1216	1C45-45-1216	1C45-45-1216	(0.979)	(0.979)
					(0.741)	(0.741)
	B45-55	B45-55	B45-55	B45-55	(0.996)	(0.996)
	1C45-45-2016	1C45-45-2016	1C45-45-2016	1C45-45-2016	(1.019)	(1.019)
					(0.933)	(0.933)
	4C15-15-1220	4C15-15-1220	4C15-15-1220	4C15-15-1220	(0.933)	(0.933)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت

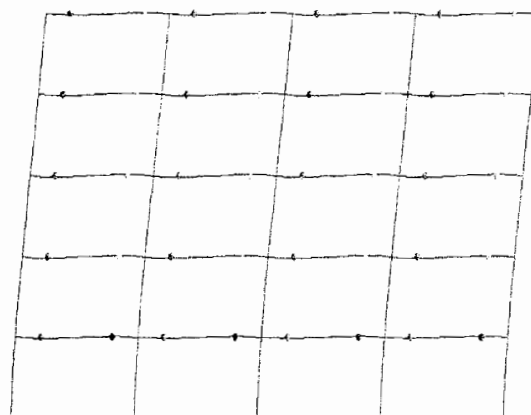
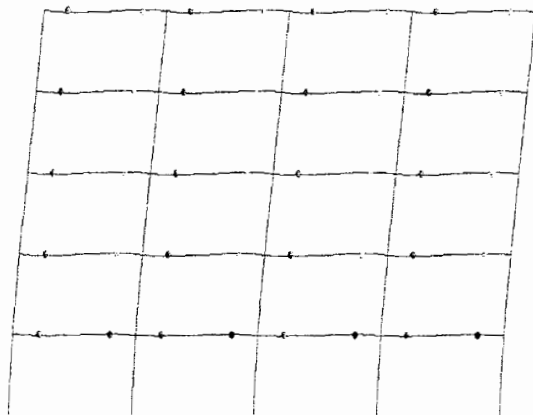


F546

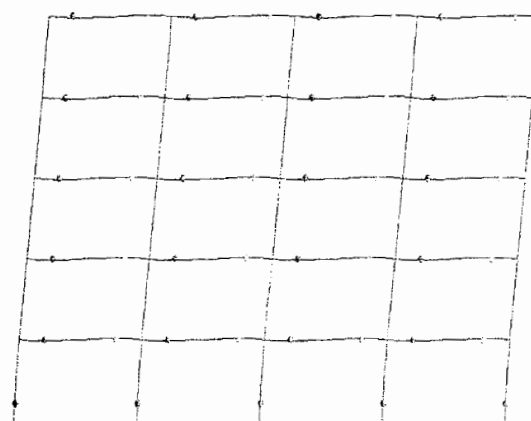
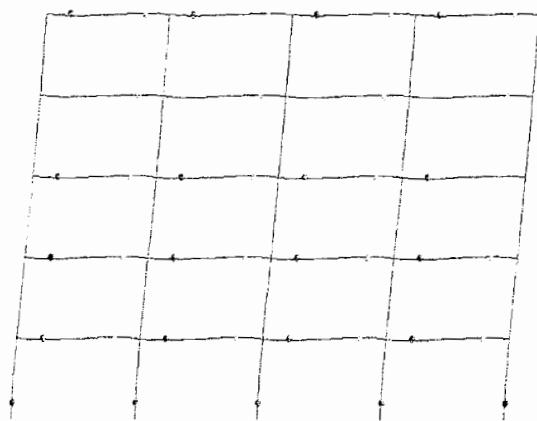
B40-40	B40-40	B40-40	B40-40
B45-50	B45-50	B45-50	B45-50
B45-55	B45-55	B45-55	B45-55
B50-55	B50-55	B50-55	B50-55
B50-60	B50-60	B50-60	B50-60

(0.8433)	(0.8433)	(0.8433)	(0.8433)
(0.9471)	(0.9471)	(0.9471)	(0.9471)
(0.9900)	(0.9900)	(0.9900)	(0.9900)
(0.7571)	(0.7571)	(0.7571)	(0.7571)
(0.8952)	(0.8952)	(0.8952)	(0.8952)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



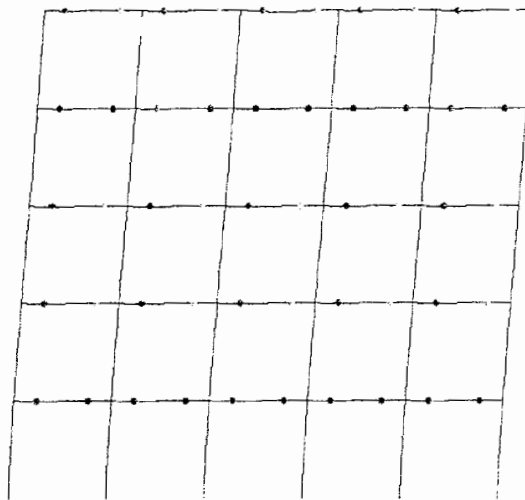
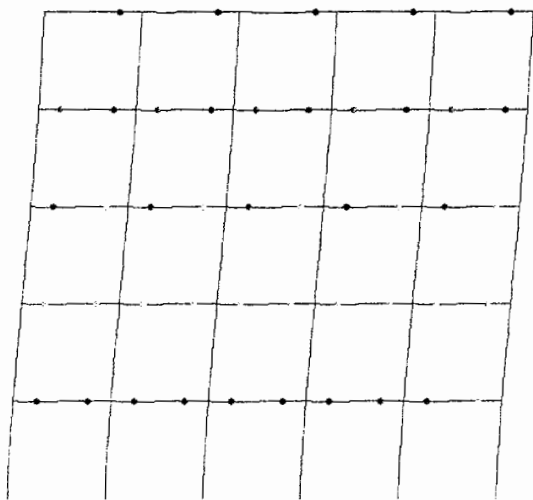
L5 EP C D E

F553

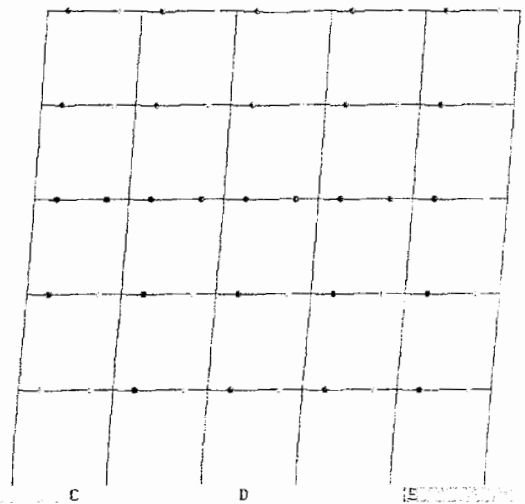
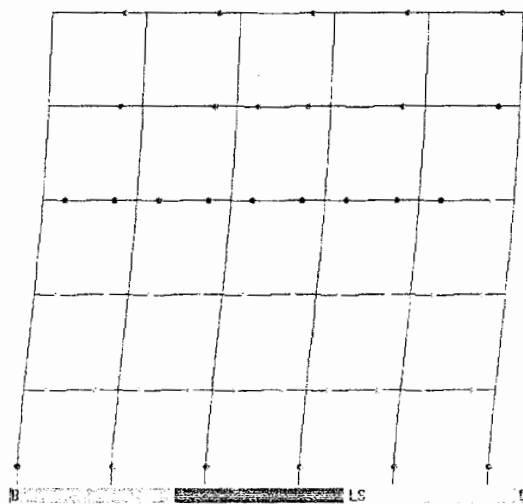
B30-30	B30-30	B30-30	B30-30	B30-30
B30-10	B30-40	B30-40	B30-40	B30-40
B35-40	B35-40	B35-40	B35-40	B35-40
B35-15	B35-15	B35-15	B35-15	B35-15
B35-15	B35-15	B35-15	B35-15	B35-15

(0.954)	(0.759)	(0.702)	(0.702)	(0.750)	(0.954)
(0.769)	(0.743)	(0.855)	(0.855)	(0.743)	(0.769)
(0.755)	(0.985)	(0.802)	(0.802)	(0.865)	(0.755)
(0.959)	(0.939)	(0.950)	(0.950)	(0.939)	(0.959)
(0.959)	(0.989)	(0.983)	(0.983)	(0.989)	(0.959)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت

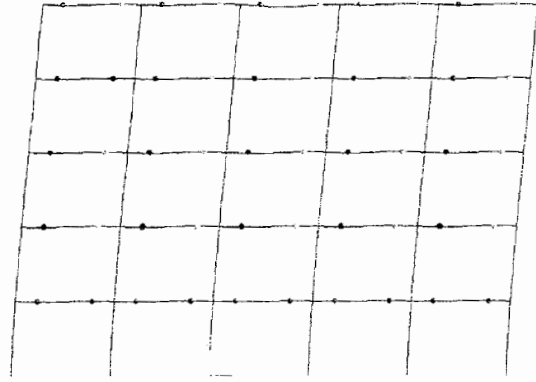
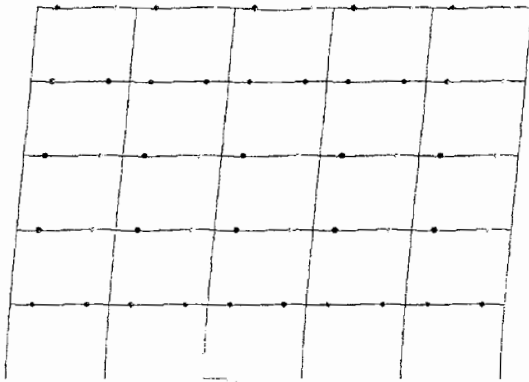


F554

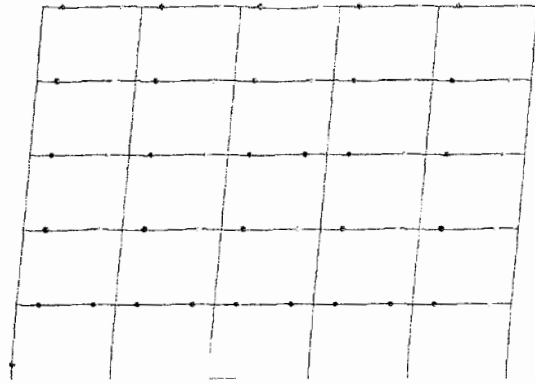
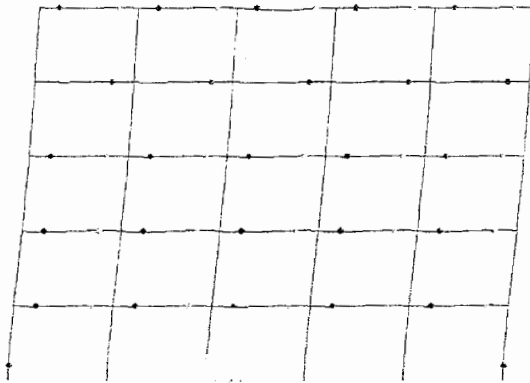
4C:10-40-1620	1C:10-40-816	1C:35-35-420	1C:30-30-425	B30-30	B30-30	B30-30	B30-30	B30-30
7C:10-40-1620	2C:10-40-1216	3C:35-35-425	1C:30-30-420	B35-45	B35-45	B35-45	B35-45	B35-45
7C:10-40-1620	2C:10-40-1216	3C:35-35-425	1C:30-30-420	B40-45	B40-45	B40-45	B40-45	B40-45
7C:10-40-1620	2C:10-40-1216	3C:35-35-425	1C:30-30-420	B40-50	B40-50	B40-50	B40-50	B40-50
7C:10-40-1620	2C:10-40-1216	3C:35-35-425	1C:30-30-420	B40-55	B40-55	B40-55	B40-55	B40-55

(0.995)	(0.993)	(0.993)	(1.005)
(0.824)	(0.898)	(0.873)	(0.950)
(0.908)	(0.897)	(0.873)	(0.919)
(0.908)	(0.887)	(0.873)	(0.919)
(0.824)	(0.886)	(0.899)	(0.950)
(0.995)	(0.993)	(0.993)	(1.005)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



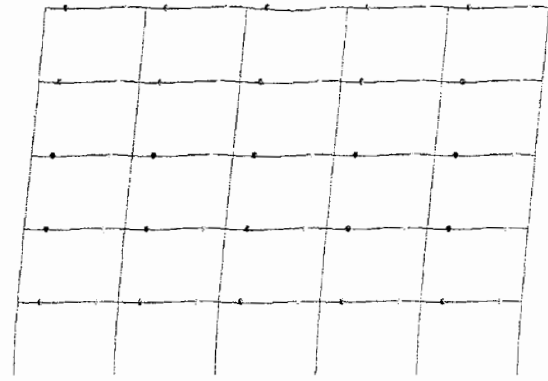
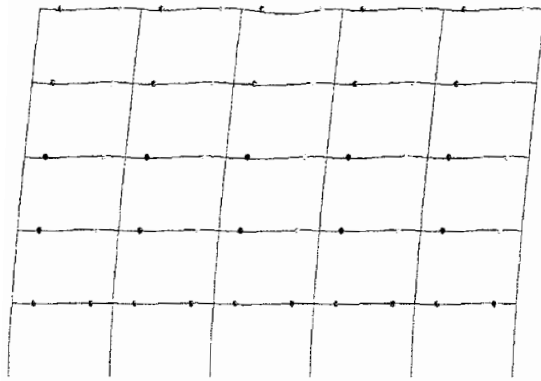
B LS CP C D E

F555

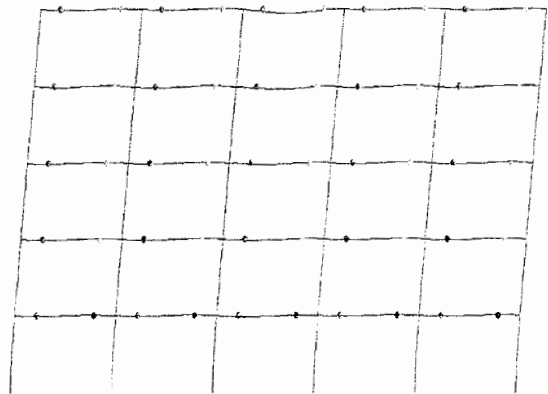
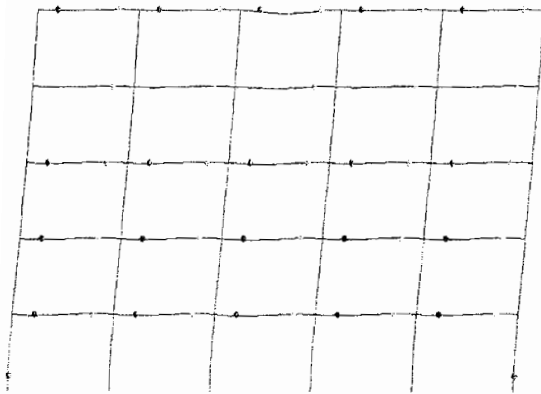
B15.35	B15.35	B15.35	B15.35	B15.35
B15.35	B15.35	B15.35	B15.35	B15.35
B15.35	B15.35	B15.35	B15.35	B15.35
B15.35	B15.35	B15.35	B15.35	B15.35
B15.35	B15.35	B15.35	B15.35	B15.35
B15.35	B15.35	B15.35	B15.35	B15.35

(0.905)	(0.905)	(0.905)	(0.905)	(0.905)
(0.905)	(0.905)	(0.905)	(0.905)	(0.905)
(0.905)	(0.905)	(0.905)	(0.905)	(0.905)
(0.905)	(0.905)	(0.905)	(0.905)	(0.905)
(0.905)	(0.905)	(0.905)	(0.905)	(0.905)
(0.905)	(0.905)	(0.905)	(0.905)	(0.905)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



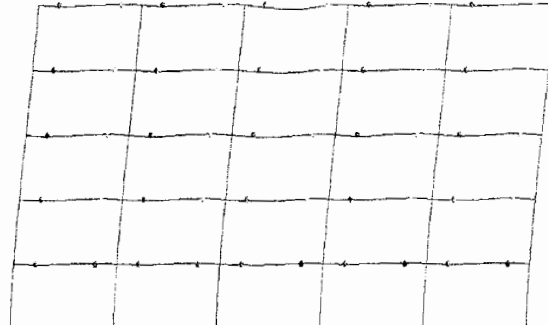
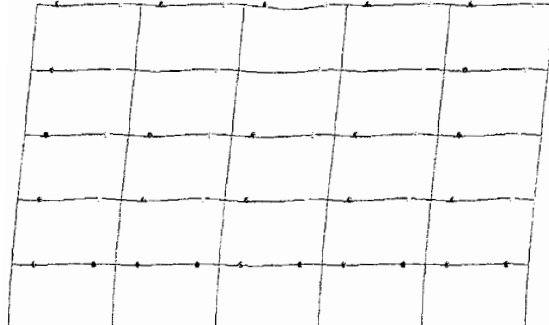
LS CP C D

F556

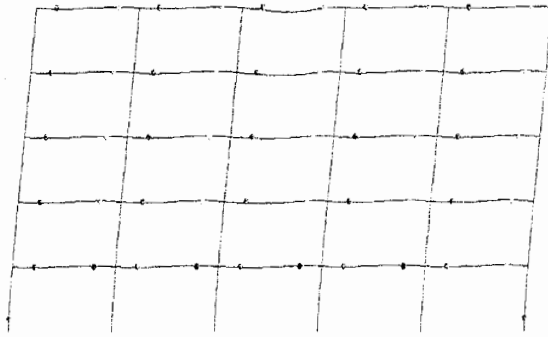
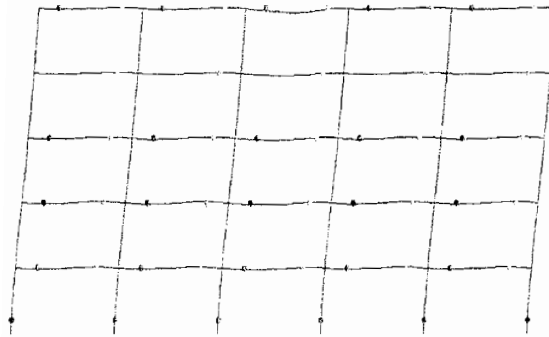
B13.47	B13.47	B13.47	B13.47	B13.47
B13.47	B13.47	B13.47	B13.47	B13.47
B13.47	B13.47	B13.47	B13.47	B13.47
B13.47	B13.47	B13.47	B13.47	B13.47
B13.47	B13.47	B13.47	B13.47	B13.47

B13.47	B13.47	B13.47	B13.47	B13.47
B13.47	B13.47	B13.47	B13.47	B13.47
B13.47	B13.47	B13.47	B13.47	B13.47
B13.47	B13.47	B13.47	B13.47	B13.47
B13.47	B13.47	B13.47	B13.47	B13.47

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



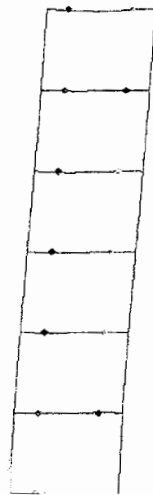
LS CP C D

F614

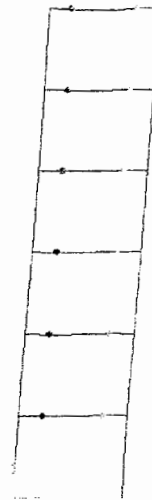
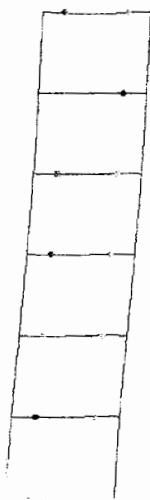
B30-30	2C30 30 425
B35-45	1C30 35 420
B40-40	1C40 40 816
B40-50	1C40 40 816
B40-50	1C40 40 816
B40-50	1C40 40 816
B40-50	1C40 40 816

(0.926)	(0.926)
(0.896)	(0.896)
(0.750)	(0.750)
(0.765)	(0.765)
(0.921)	(0.921)
(1.017)	(1.017)

الگوی بارگذاری مثلثی

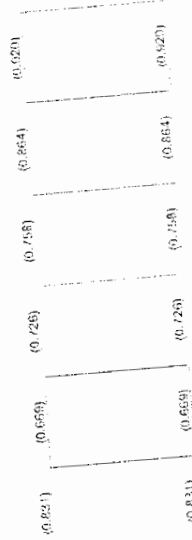
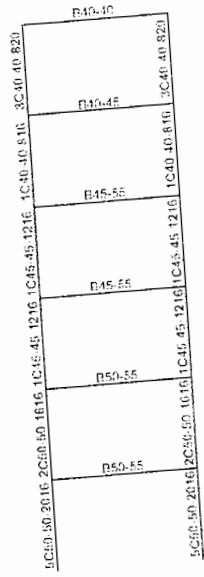


الگوی بارگذاری یکنواخت

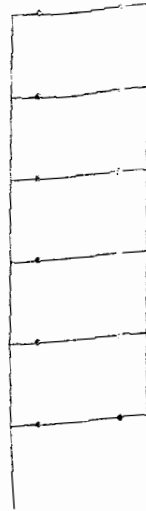
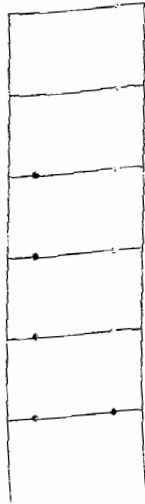


U LS EP C D E

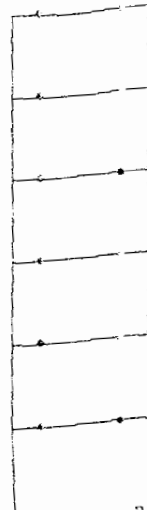
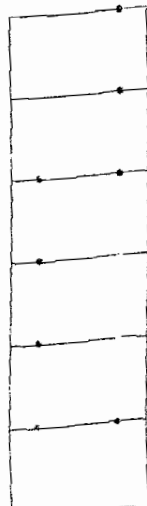
F616



الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت

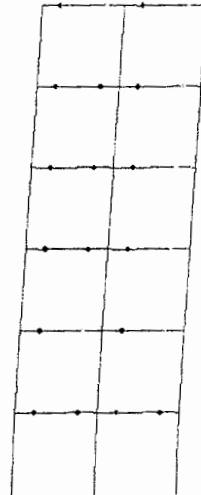
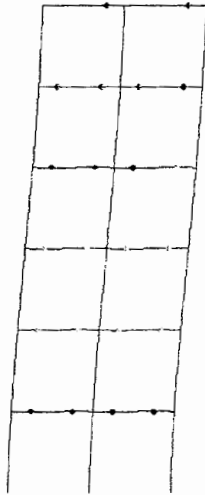


F623

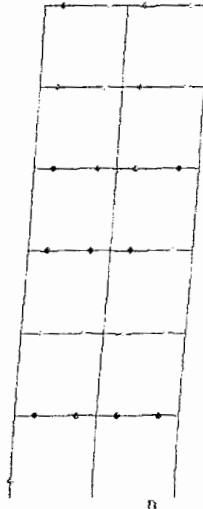
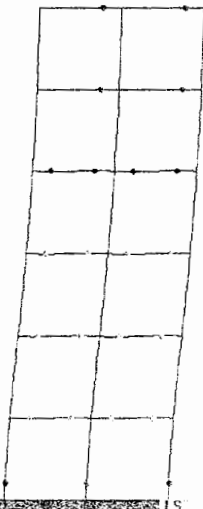
	B30-35	D30-35
2C40-40-1216	B30-40	B30-40
1C40-40-816	B35-40	B35-40
1C35-35-420	B35-45	B35-45
1C30-30-420	B40-40	B40-40
1C30-30-420	B40-45	B40-45

(0.947)	(0.760)	(0.842)	(0.751)	(0.860)	(0.923)
(0.958)	(0.856)	(0.870)	(0.985)	(1.000)	(0.679)
(0.947)	(0.760)	(0.842)	(0.751)	(0.860)	(0.923)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت

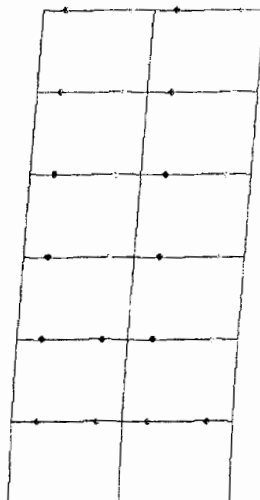
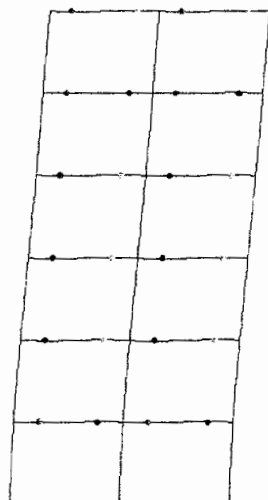


B LS CP C B E

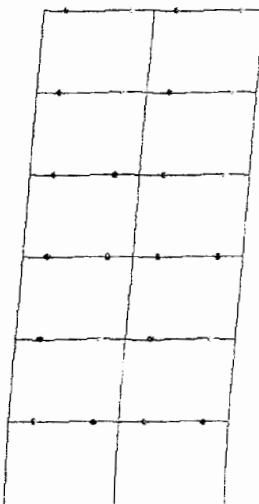
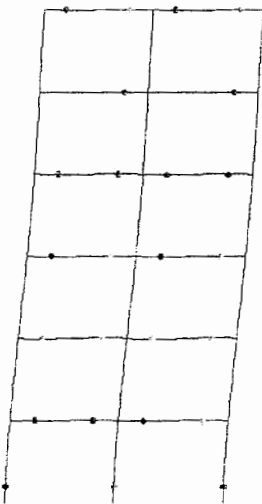
	B39-36	B39-36	
3C35 45 16 16	B35-45	B35-45	3C30 30 425
1C40 40 8 16	B40-45	B40-45	1C30 30 420
1C40 40 8 16	B40-50	B40-50	1C35 35 420
1C40 40 8 16	B40-50	B40-50	1C35 35 420
1C45 45 12 16	B45-50	B45-50	1C40 40 8 16
1C45 45 12 16	B45-50	B45-50	1C40 40 8 16
3C45 45 16 16			3C30 30 425

(0.843)	(0.884)	(0.739)	(0.749)	(0.927)	(0.967)
(0.991)	(0.913)	(0.823)	(0.775)	(1.002)	(0.845)
(0.843)	(0.884)	(0.725)	(0.749)	(0.927)	(0.967)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



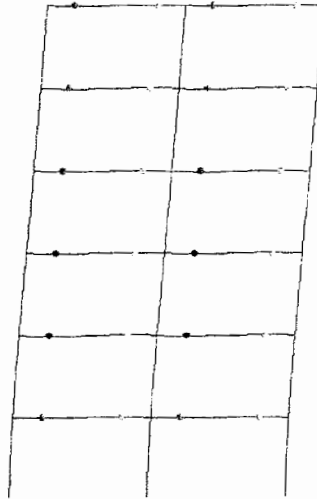
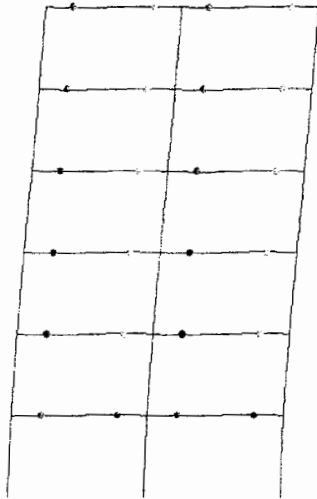
LS CP C D E

F625

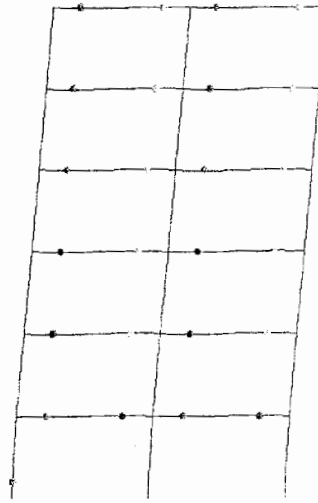
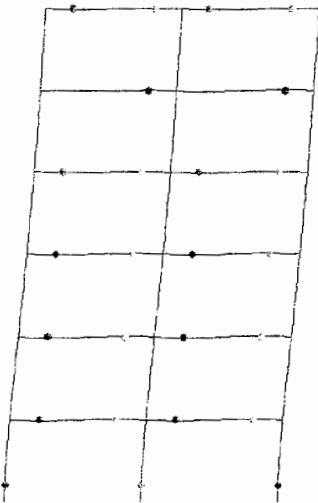
	B35-25	B35-35	
2C40 50 10 16	B40-45	B40-45	2C30 35 420
1C45 45 1216	B40-50	B40-50	1C40 40 816
1C40 40 816	B45-55	B45-55	1C40 40 816
1C45 45 1216	B45-55	B45-55	1C45 45 1216
1C40 40 816	B50-50	B50-50	1C40 40 816
1C45 45 1216			1C45 45 1216
2C50 50 10 16			2C50 50 10 16

	(0.972)	(0.877)	(0.972)
	(0.873)	(0.938)	(0.873)
	(0.860)	(0.860)	(0.860)
	(0.756)	(0.868)	(0.756)
	(0.782)	(0.984)	(0.782)
(1.015)			(1.015)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



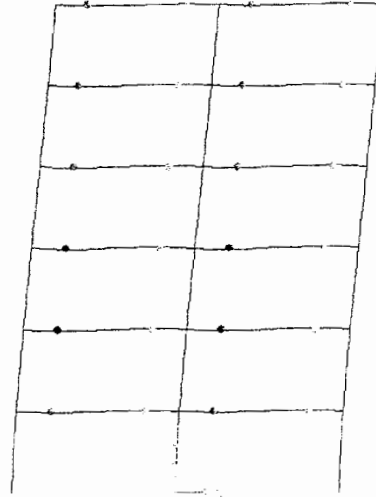
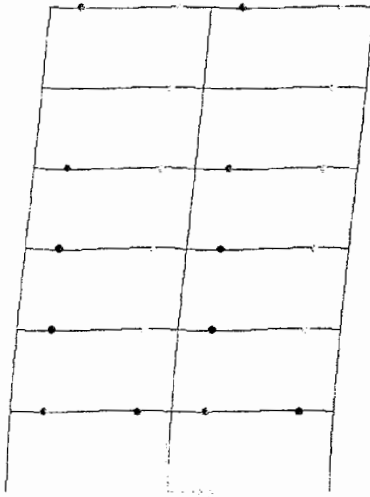
B LS CP C D E

F626

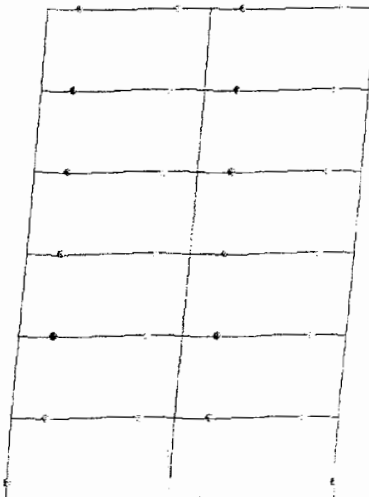
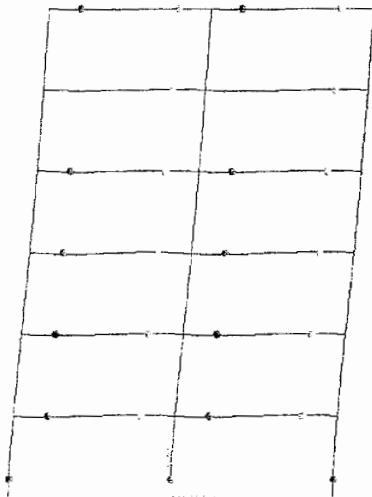
B43-43	B45-46
B43-55	B46-57
B45-55	B45-55
B50-55	B50-55
B53-60	B55-60
B54-60	B55-60

(0.819)	(0.753)	(0.819)
(0.974)	(0.713)	(0.974)
(0.822)	(0.700)	(0.822)
(0.665)	(0.825)	(0.665)
(0.757)	(0.967)	(0.757)
(0.984)	(1.001)	(0.984)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



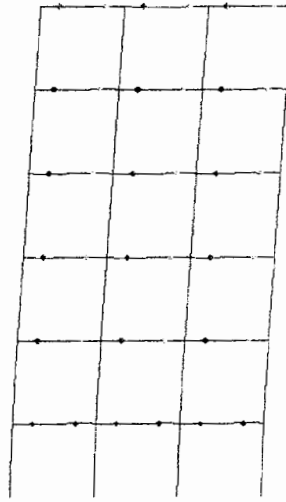
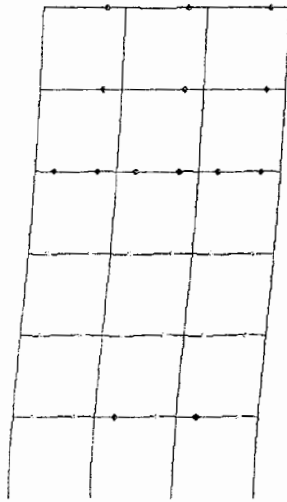
D CP D E

F633

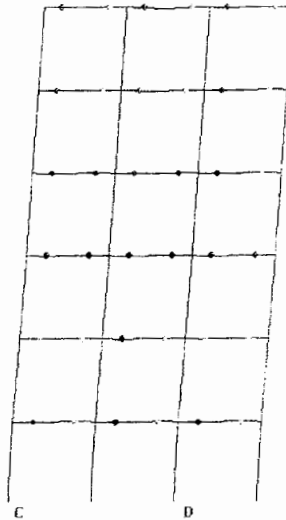
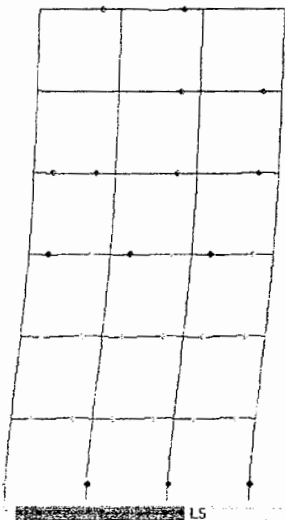
B30-3C	B30-3C	B30-3C
B30-4C	B30-4C	B30-4C
B35-4E	B35-4E	B35-4E
B35-4E	B35-4E	B35-4E
B40-4C	B40-4C	B40-4C
B40-4C	B40-4C	B40-4C
4C40 40 1616	4C40 40 1616	4C40 40 1616

(0.918)	(0.918)	(0.918)
(0.832)	(0.832)	(0.832)
(0.756)	(0.756)	(0.756)
(0.819)	(0.819)	(0.819)
(0.742)	(0.742)	(0.742)
(0.859)	(0.859)	(0.859)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت

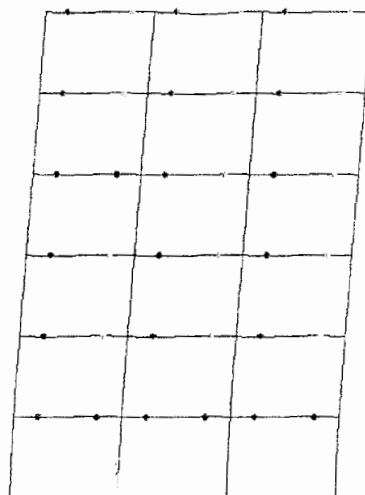
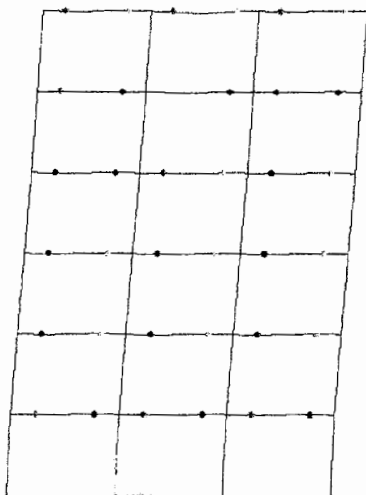


B EP C D E

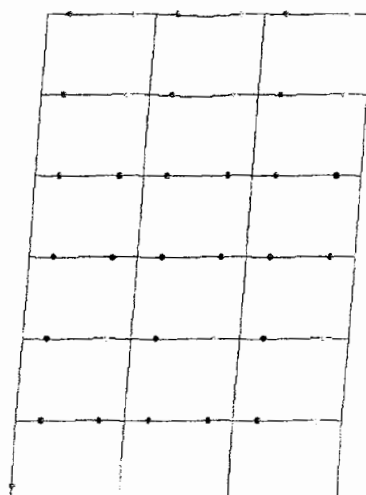
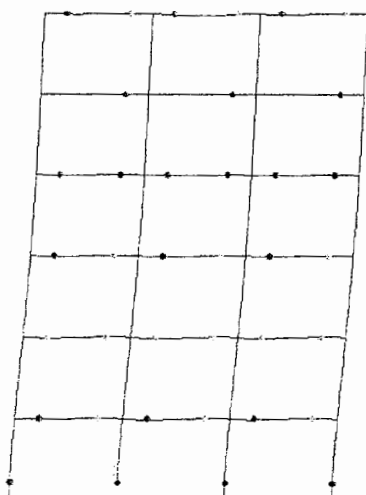
B30-30	B30-30	F30-30
B35-45	B35-45	F35-45
B40-45	B40-45	F40-45
B40-50	B40-50	F40-50
B40-50	B45-50	F40-50
B45-45	B45-45	F45-45

(0.9804)	(0.9804)	(0.9804)
(0.9994)	(0.9994)	(0.9994)
(0.7771)	(0.7771)	(0.7771)
(0.7071)	(0.825)	(0.825)
(0.862)	(0.857)	(0.857)
(0.965)	(0.984)	(0.984)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



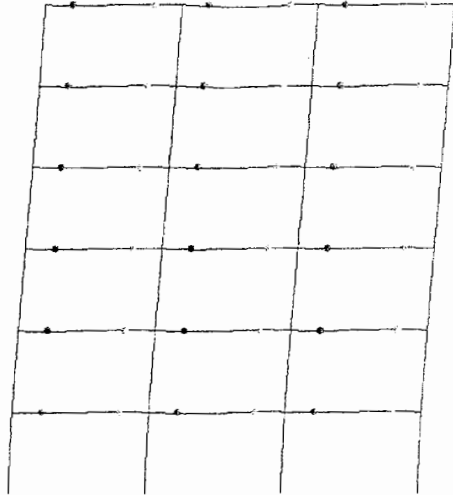
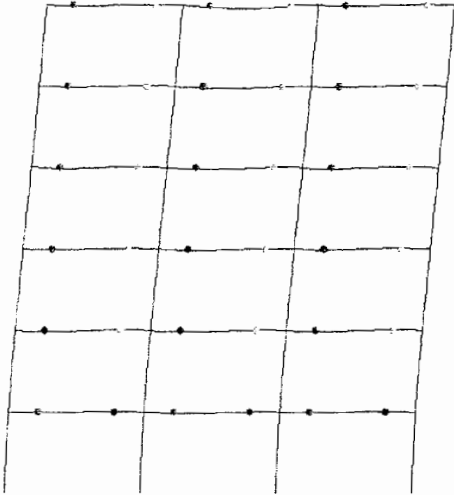
B C D E

F635

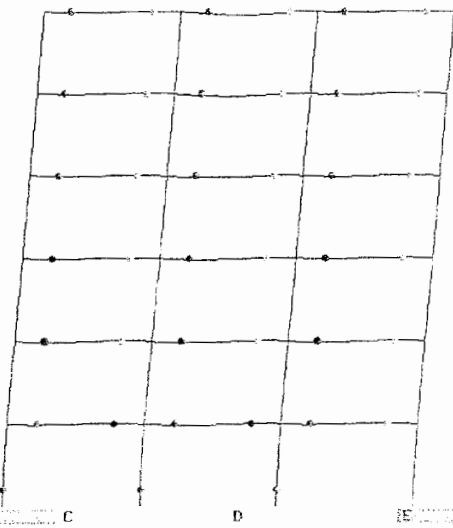
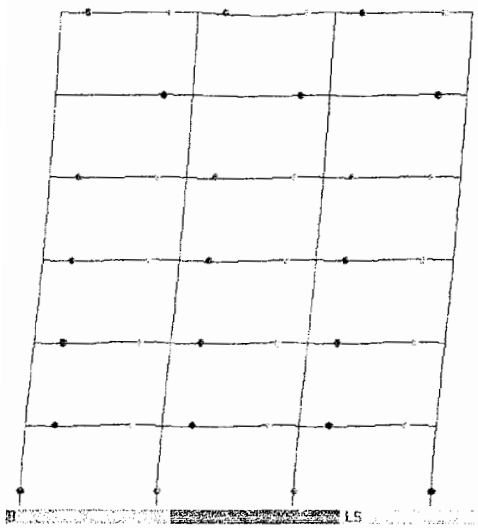
1C20:0.50:20:16	1C45:45:12:16	1C45:45:12:16	1C40:40:8:16	1C40:40:8:16	1C35:35:4:20
2C20:0.50:16:16	2C45:0.50:16:16	2C45:0.50:16:16	2C40:40:8:16	2C40:40:8:16	2C35:35:4:20
3C20:0.50:16:16	3C45:0.50:16:16	3C45:0.50:16:16	3C40:40:8:16	3C40:40:8:16	3C35:35:4:20
4C20:0.50:16:16	4C45:0.50:16:16	4C45:0.50:16:16	4C40:40:8:16	4C40:40:8:16	4C35:35:4:20
5C20:0.50:16:16	5C45:0.50:16:16	5C45:0.50:16:16	5C40:40:8:16	5C40:40:8:16	5C35:35:4:20
6C20:0.50:16:16	6C45:0.50:16:16	6C45:0.50:16:16	6C40:40:8:16	6C40:40:8:16	6C35:35:4:20

(0.925)	(0.723)	(0.780)	(0.810)	(0.827)	(0.577)
(1.014)	(0.768)	(0.865)	(0.883)	(0.909)	(0.537)
(1.014)	(0.760)	(0.862)	(0.863)	(0.909)	(0.577)
(0.925)	(0.723)	(0.780)	(0.810)	(0.827)	(0.577)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



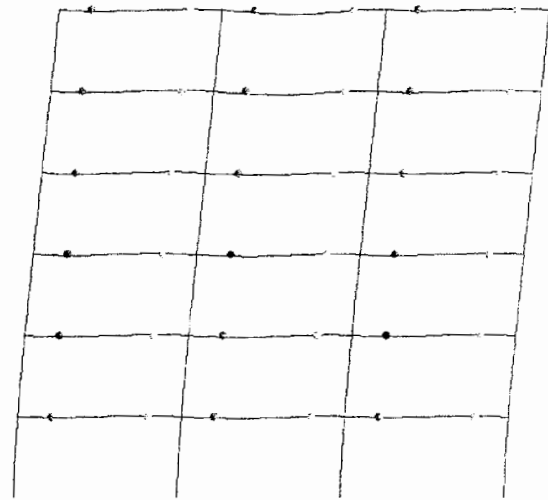
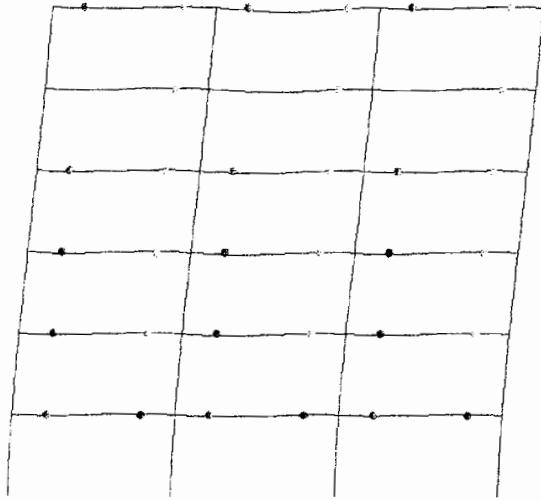
LS CP C D E

F636

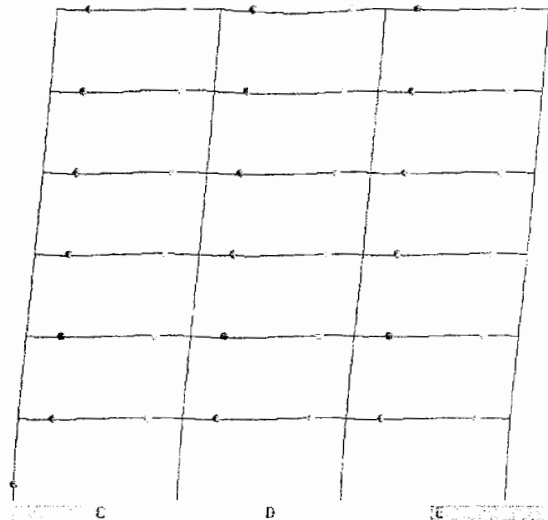
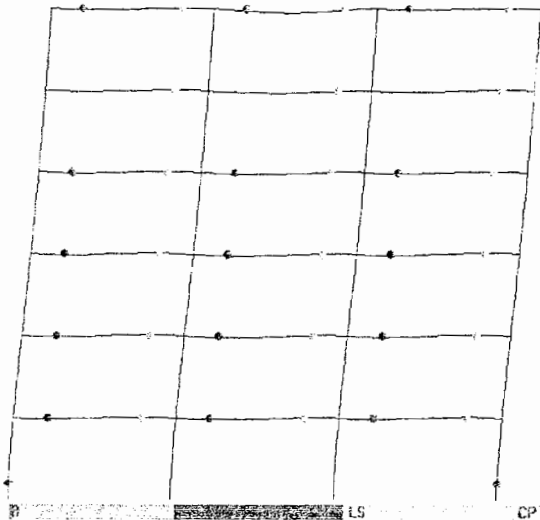
B40-45	B40-46	B45-46
B40-55	B40-56	B45-56
B45-55	B45-56	B45-55
B50-55	B50-55	B55-55
B50-66	B50-66	B55-66
B50-60	B50-60	B55-60

(0.923)	(0.754)	(0.675)	(0.820)	(0.951)	(0.724)
(0.945)	(0.960)	(0.831)	(0.765)	(0.721)	(0.789)
(0.915)	(0.965)	(0.831)	(0.765)	(0.721)	(0.789)
(0.923)	(0.754)	(0.675)	(0.820)	(0.951)	(0.724)

الگوی بارگذاری مثلی



الگوی بارگذاری یکنواخت



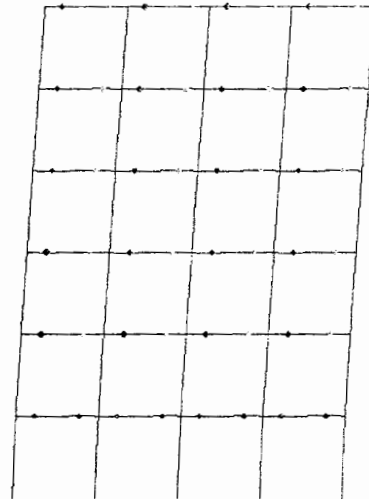
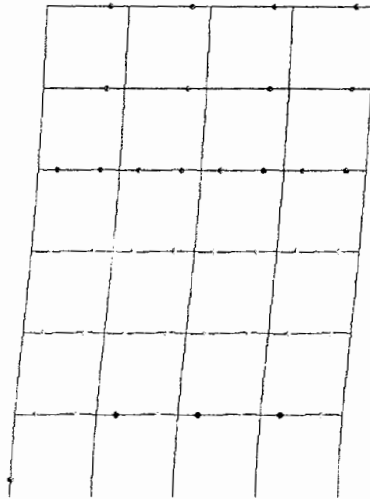
LS CP C D E

F643

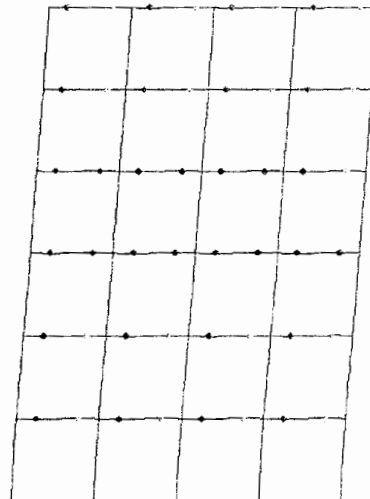
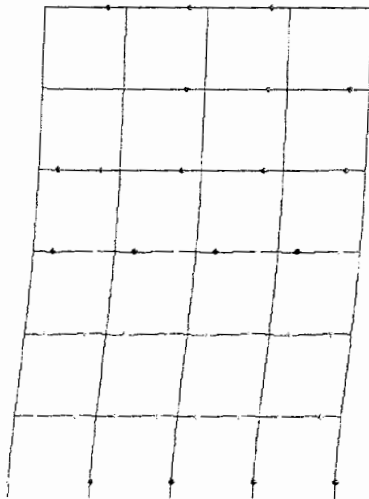
B30-30	B30-30	B30-30	B30-30
B30-40	B30-40	B30-40	B30-40
B35-45	B35-45	B35-45	B35-45
B35-45	B35-45	B35-45	B35-45
B40-40	B40-40	B40-40	B40-40
B40-40	B40-40	B40-40	B40-40

(0.880)	(0.765)	(0.797)	(0.763)	(0.849)	(0.943)
(0.971)	(0.851)	(0.867)	(0.836)	(1.020)	(0.682)
(0.951)	(0.810)	(0.873)	(0.815)	(0.951)	(0.701)
(0.971)	(0.851)	(0.867)	(0.836)	(1.020)	(0.682)
(0.880)	(0.765)	(0.797)	(0.763)	(0.849)	(0.943)

الگوی بارگذاری مثلی



الگوی بارگذاری یکنواخت



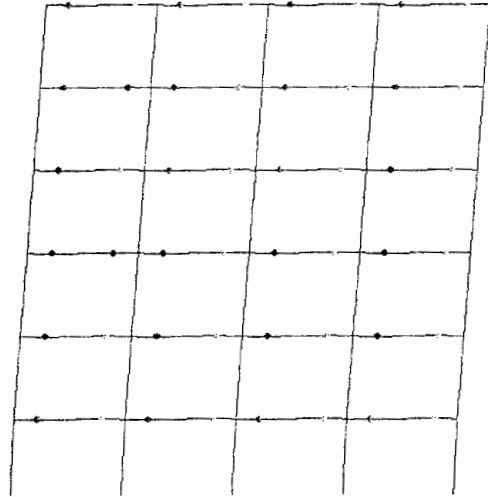
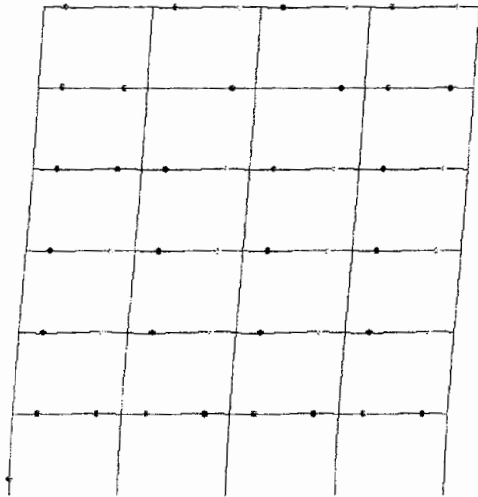
B CP C D E

F644

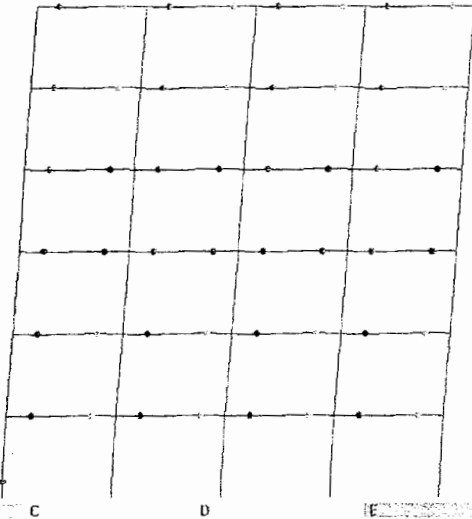
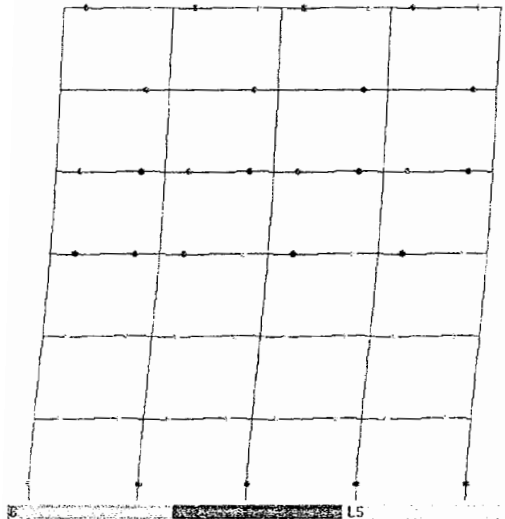
B30-30	B30-35	B30-39	B35-30
B35-45	B35-45	B35-45	B35-45
B40-45	B40-45	B40-45	B40-45
B40-50	B40-50	B40-50	B40-50
B40-50	B40-50	B40-50	B40-50
B45-45	B45-45	B45-45	B45-45

(0.980)	(0.870)	(0.852)	(0.819)
(0.954)	(0.845)	(0.821)	(0.843)
(0.654)	(0.863)	(0.965)	(0.863)
(0.793)	(0.908)	(0.910)	(0.909)
(0.811)	(0.807)	(0.819)	(0.907)
(1.012)	(1.018)	(1.021)	(1.019)
			(0.811)
			(1.012)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت

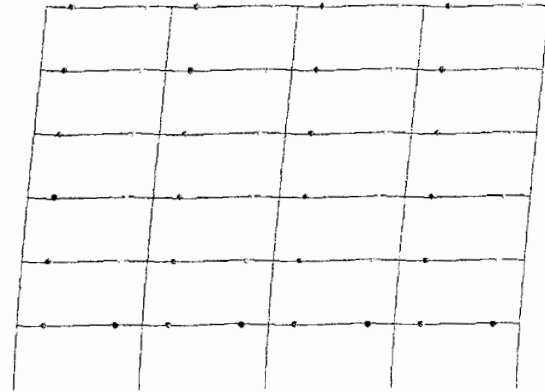
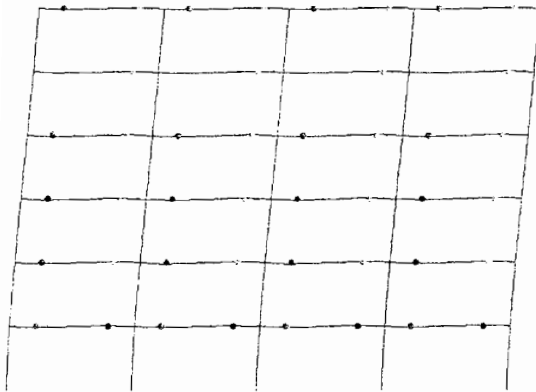


B CP C D E

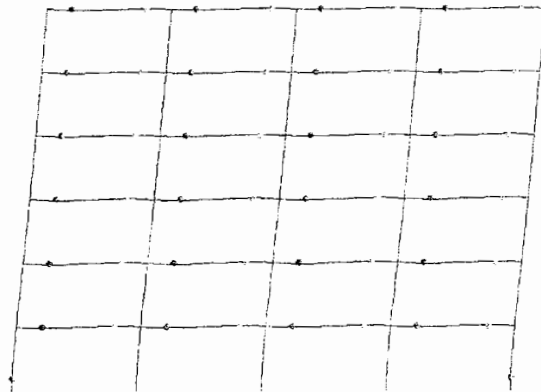
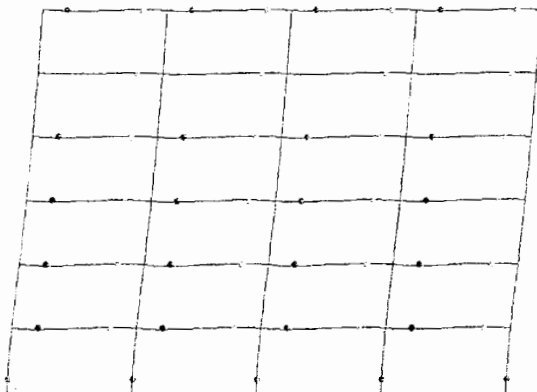
P45-40	F46-40	B45-47	B45-47
P45-50	B46-50	B46-55	B45-55
P45-60	B46-60	B46-65	B45-65
P45-70	B46-70	B46-75	B45-75
P45-80	B46-80	B46-85	B45-85
P45-90	B46-90	B46-95	B45-95
P45-100	B46-100	B46-105	B45-105

(0.754)	(0.783)	(0.789)	(0.793)
(0.822)	(0.715)	(0.713)	(0.715)
(0.814)	(0.671)	(0.677)	(0.671)
(0.663)	(0.672)	(0.660)	(0.672)
(0.751)	(0.663)	(0.660)	(0.672)
(0.643)	(0.669)	(0.669)	(0.663)
(0.653)	(0.669)	(0.669)	(0.663)

الگوی بارگذاری مثلی



الگوی بارگذاری یکنواخت

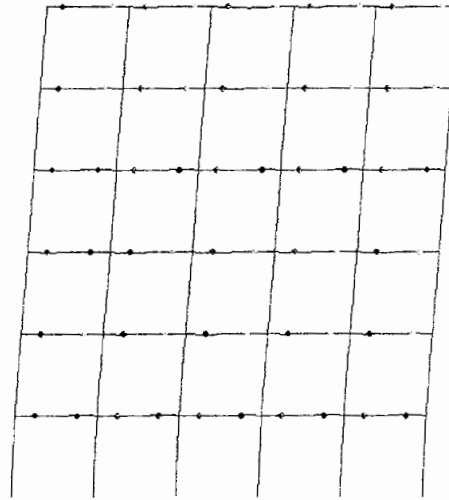
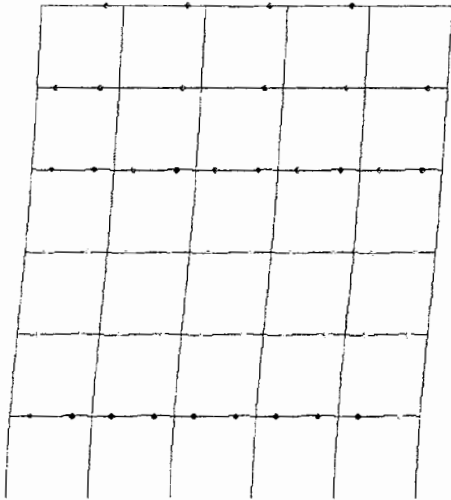


LS CP C D E

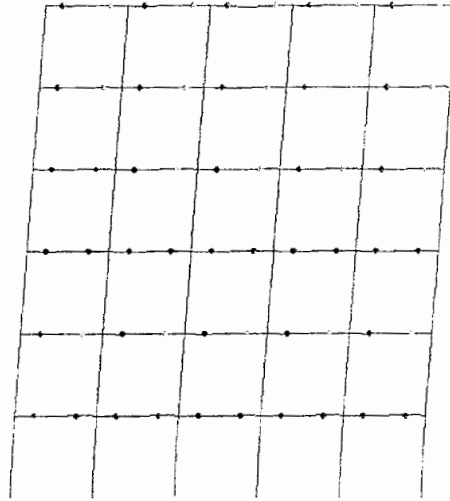
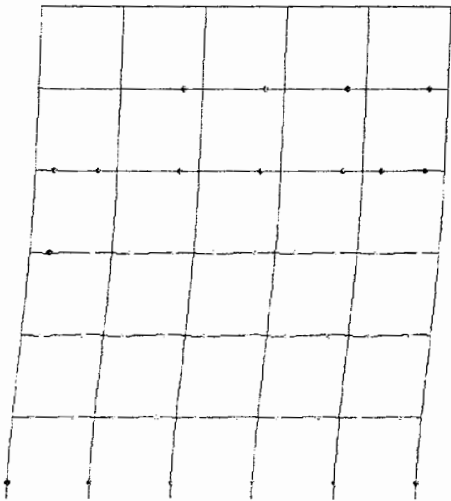
B35-45	B35-45	B35-45	B35-45	B35-45
B35-45	B35-45	B35-45	B35-45	B35-45
B35-45	B35-45	B35-45	B35-45	B35-45
B35-45	B35-45	B35-45	B35-45	B35-45
B35-45	B35-45	B35-45	B35-45	B35-45
B35-45	B35-45	B35-45	B35-45	B35-45
B35-45	B35-45	B35-45	B35-45	B35-45
B35-45	B35-45	B35-45	B35-45	B35-45
B35-45	B35-45	B35-45	B35-45	B35-45
B35-45	B35-45	B35-45	B35-45	B35-45

(0.656)	(0.799)	(0.773)	(0.761)	(0.764)
(0.854)	(0.871)	(0.842)	(0.844)	(0.820)
(0.831)	(0.825)	(0.845)	(0.817)	(0.815)
(0.831)	(0.825)	(0.843)	(0.817)	(0.815)
(0.844)	(0.871)	(0.842)	(0.844)	(0.820)
(0.825)	(0.799)	(0.773)	(0.761)	(0.764)

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



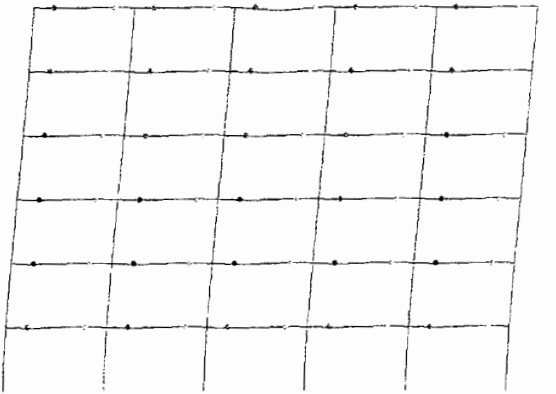
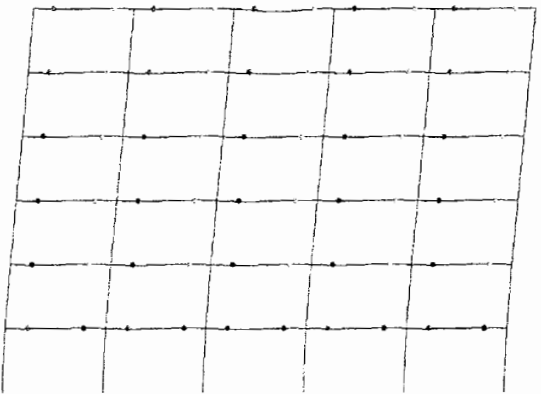
B CP C D E

F655

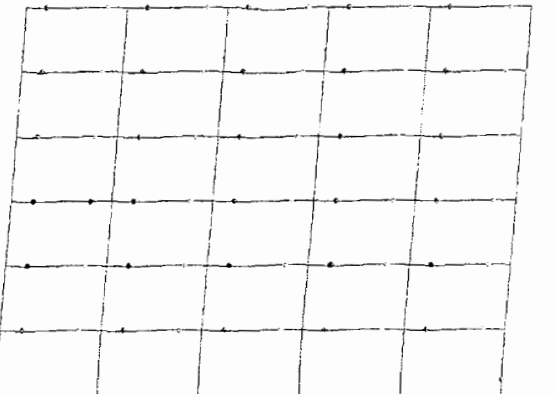
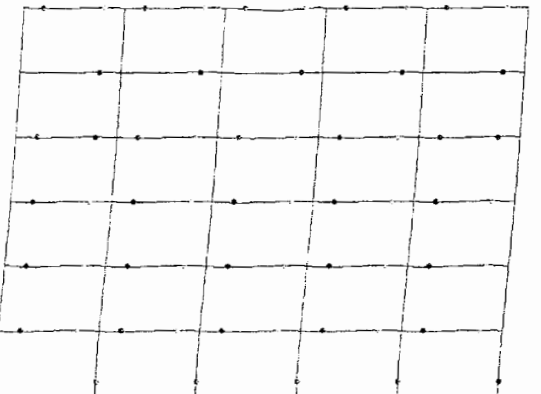
0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000
0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000
0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000
0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000
0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000
0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000
0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000
0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000
0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000
0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000	0000 00 0000

(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)
(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)
(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)
(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)
(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)
(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)
(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)
(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)
(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)
(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)	(0.0000)

الگوی بارگذاری مثلی



الگوی بارگذاری یکنواخت



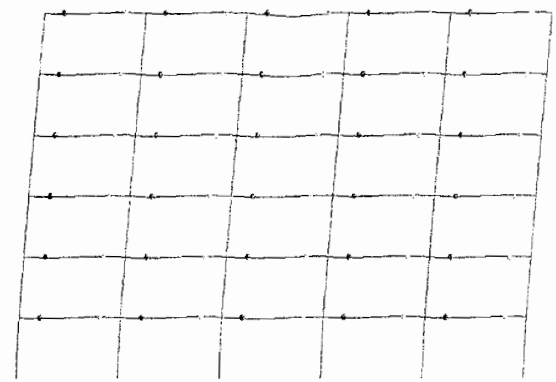
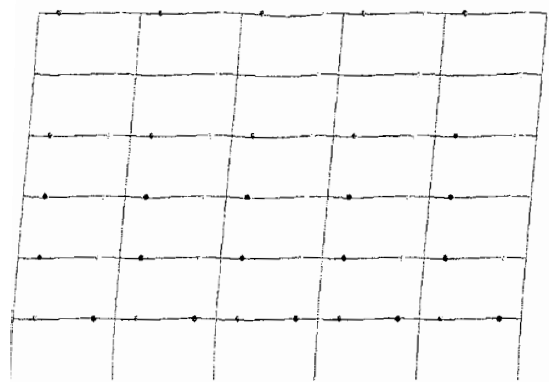
LS CP C D E

F656

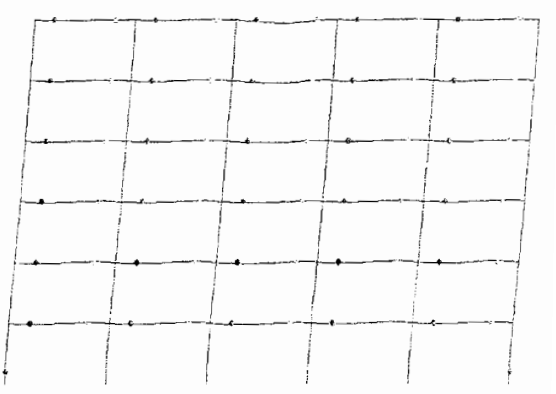
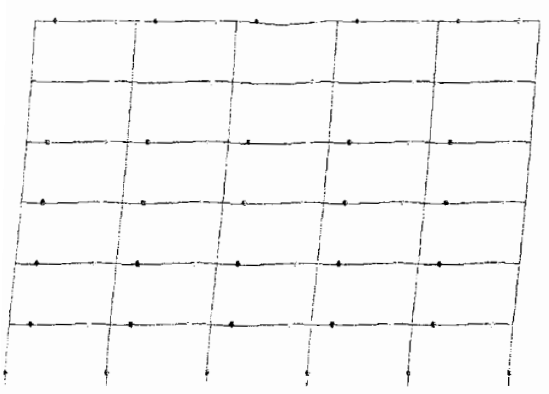
14.20	14.2	14.4	14.4	14.4
14.20	14.2	14.4	14.4	14.4
14.20	14.2	14.4	14.4	14.4
14.20	14.2	14.4	14.4	14.4
14.20	14.2	14.4	14.4	14.4
14.20	14.2	14.4	14.4	14.4
14.20	14.2	14.4	14.4	14.4
14.20	14.2	14.4	14.4	14.4
14.20	14.2	14.4	14.4	14.4
14.20	14.2	14.4	14.4	14.4

14.20	14.2	14.4	14.4	14.4
14.20	14.2	14.4	14.4	14.4
14.20	14.2	14.4	14.4	14.4
14.20	14.2	14.4	14.4	14.4
14.20	14.2	14.4	14.4	14.4
14.20	14.2	14.4	14.4	14.4
14.20	14.2	14.4	14.4	14.4
14.20	14.2	14.4	14.4	14.4
14.20	14.2	14.4	14.4	14.4
14.20	14.2	14.4	14.4	14.4

الگوی بارگذاری مثلثی



الگوی بارگذاری یکنواخت



LS CP C D E

ABSTRACT

Nonlinear performance of structure in consequence of violent earthquakes, with invention of plastic hinges have important effect in ductility and stability of structures. Factors like method of formation plastic hinges and process of distribution them in elements of structure, have important role in failure mechanism of structure.

In seismic design of structures, based on strength criterion, the role of plastic hinges on mechanism of structure exactly can't be effective. So that in last earthquakes, more structures that designed based on strength criterion, gathering plastic hinges in parts of structure (usually lower stories) has caused that damage in structure didn't has uniform and reasonable distribution. In recent years, with use of softwares has collected possibility of nonlinear analysis of structure, more than last. So that with use of softwares that have potential of studying nonlinear performance of structures, can with uniform and logical distribution from formation of plastic hinges, do suitable design for stability mechanism of structure.

In this thesis has studied the process formation of plastic hinges in reinforced concrete moment frames with medium ductility. For reach to this purpose, 80 concrete frames with different numbers of spans, stories and span length with constant height having medium ductility are studied. Nonlinear analysis is performed and according to desirable performance level in frame (to provide life safely), formation of plastic hinges is identified, and with procedure of "exertion and error" and change dimensions of elements that had designed based on ACI codes, struggles that the process formation of plastic hinges in new frames (for lateral displacement equal with target displacement of pervious frames), have a logical and specified process and until many percent plastic hinges form only in all of beams.

Comparison between stories ratio drift of initial and ultimate frames show that stories ratio drift of ultimate frames almost approach together, and exactly this object affects better distribution of energy dissipation between stories. On the other hand, comparison between effective lateral stiffness of initial and ultimate frames show expect in a few cases (some 3 stories frames, with length of high spans), amounts of effective lateral stiffness of ultimate frames are lesser than lateral stiffness of initial frames, so that can say that ultimate frames are more ductile than initial frames.

Key words: reinforced concrete moment frames, pushover, plastic hinges, seismic design