



پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله

سمینار کارشناسی ارشد  
مهندسی عمران-مهندسی زلزله

## موضوع

# روشهای تحلیل غیر خطی استاتیکی سه بعدی

دانشجو:

بابک حاجی محمد حسن ممقانی

استاد راهنما:

دکتر عبدالرضا سروقد مقدم

به نام خداوند جان و خرد

Babak H. Mamaghani

بدینوسیله از جناب آقای دکتر سروقد مقدم که راهنمایی های ارزنده و زحمات فراوانی جهت گردآوری و تفسیر مطالب کشیده اند، کمال تشکر را دارم.

همچنین از جناب آقای مهندس محمد ابراهیمی کوپایی که در تدوین و گردآوری مطالب زحمات فراوانی کشیده اند سپاسگذاری می نمایم.

Babak H. Mamaghani

**استاد راهنما:** دکتر عبدالرضا سروقد مقدم

**مدیر تحصیلات تکمیلی:** دکتر زعفرانی

Babak H. Mamaghani

Babak H. Mamaghani

## چکیده

در این سمینار سعی بر آن است تا برخی روشهای مختلف تحلیل غیرخطی استاتیکی (Pushover)، معرفی و بررسی گردند. روش های متعددی همچون N2, MPA, UBPA, ASCM, AMC برای انجام تحلیل غیر خطی استاتیکی معرفی و ارائه گردیده است. از این میان، دو روش N2 و MPA انتخاب و به تفسیر مورد بررسی قرار گرفته و گام بندی های دو روش در فصول جداگانه ذکر شده اند. جهت ارزیابی کامل، عیوب، نقاط ضعف و قوت روشهای مذکور در هر فصل بر پایه آخرین تحقیقات محققین ارائه شده است. از دلایل انتخاب این دو روش می توان به امکان استفاده از روشها جهت تحلیل مدل های سه بعدی و همچنین توانایی تخمین صحیح پاسخ ها در مقایسه با پاسخ های به دست آمده از روشهای دقیق همچون تحلیل غیر خطی تاریخچه زمانی (NL-RHA) اشاره کرد.

### واژه های کلیدی:

حرکت نیرومند زمین، شتاب نگاشت، طبقه بندی ساختگاه، طیف پاسخ، طیف طرح.

Babak H. Mamaghani

## فهرست مطالب

صفحه	عنوان
ج	چکیده
۱	فصل (۱)
۲	۱-۱- مقدمه ای کلی بر طراحی بر اساس عملکرد
۲	۲-۱- اهمیت موضوع
۲	۳-۱- روشهای تحلیل استاتیکی استاتیکی غیر خطی
۴	فصل (۲)
۵	۱-۲- مقدمه
۵	۲-۲- تاریخچه
۶	۲-۳- گام بندی روش N2, [4]
۱۲	۴-۲- محدودیت روش N2
۱۳	۵-۲- مثال کاربردی
۱۶	۲-۵-۱- نتایج تحلیل مدل
۱۶	۲-۶- توسعه روش N2 برای ساختمانهای نامتقارن در پلان
۱۷	۲-۷- گام بندی روش توسعه یافته N2
۱۷	۲-۸- مثال کاربردی
۲۲	۱-۲-۸- ارزیابی روش توسعه یافته N2 برای ساختمانهای نامتقارن در پلان
۲۴	۲-۸-۲- بررسی نتایج تحلیل مدل به کار رفته
۲۶	فصل (۳)
۲۷	۱-۳- مقدمه
۲۷	۲-۳- تحلیل استاتیکی مودال: ساختمانهای الاستیک
۲۹	۳-۳- تحلیل استاتیکی مودال: ساختمانهای غیرالاستیک
۳۱	۴-۳- منابع ایجاد خطا در روش MPA
۳۲	۳-۵- مثال کاربردی



۳۲	۳-۵-۱- گام بندی
۳۵	۳-۵-۲- بررسی نتایج تحلیل به کمک روش MPA
۳۸	۳-۵-۳- نتایج تحلیل
۳۹	3-6- تحلیل استاتیکی مودال (برای ساختمانهای نامتقارن سه بعدی)
۳۹	۳-۶-۱- سیستم های خطی
۳۹	۳-۶-۲- سیستم های غیر خطی
۴۲	3-7- خلاصه مراحل MPA برای ساختمانهای نامتقارن در پلان
۴۲	3-8- برتری های روش MPA برای ساختمان های نامتقارن نسبت به ساختمان های متقارن
۴۳	3-9- ارزیابی روش MPA در ارزیابی لرزه ایی ساختمانهای نامتقارن در پلان
۴۶	فصل (۴)
۴۷	۴-۱- نتیجه گیری

## فهرست اشکال

### صفحه

### عنوان

- شکل ۱-۲: طیف شتاب و جابجایی الاستیک برای میرایی ۵٪ و نرمال شده به شتاب حداکثر  $1.0g$ , [۴] ۶
- شکل ۲-۲: طیف تقاضا برای شکل پذیری ثابت در فرمت AD و نرمال شده به شتاب  $1.0g$ , [4] ۷
- شکل ۳-۲: طیف تقاضای الاستیک و غیر الاستیک در مقابل نمودار ظرفیت, [4] ۱۱
- شکل ۴-۲: مدل به کار رفته برای تحلیل, [4] ۱۳
- شکل ۵-۲: منحنی پوش اور و دیاگرام ظرفیت مربوطه برای ساختمان بتنی ۴ طبقه. دقت شود که مقیاس ها متفاوت می باشند. جابجایی بام  $D_t$  و برش پایه  $V$  برای سیستم چند درجه آزاد، در حالیکه نیروی  $F^*$  و جابجایی  $D^*$  برای سیستم یک درجه آزاد به کار برده شده است. شتاب  $S_a$  مربوط به دیاگرام ظرفیت می باشد, [4] ۱۴
- شکل ۶-۲: طیف تقاضا برای سه زلزله و دیاگرام ظرفیت برای مثال ذکر شده, [4] ۱۵
- شکل ۷-۲: جابجایی، جابجایی نسبی طبقات و چرخش ها در المانهاب قاب هاب بیرونی. چرخش ها برابر با طول خطوط نشانگر می باشند. حداکثر چرخش در حدود ۲.۲٪ می باشد و اعضای تسلیم شده نشان داده شده اند, [4] ۱۶
- شکل ۸-۲: پلان مدل M با خروج از مرکزیت جرمی. CR, CS, CM به ترتیب نشان دهنده ی مرکز جرم، مرکز سختی و مرکز مقاومت هستند [۱]. ۱۸
- شکل ۹-۲: میانگین طیف الاستیک برای میرایی ۵٪، پریودهای الاستیک برای سازه های M و  $Mt$  مشخص شده اند [۱]. ۱۹
- شکل ۱۰-۲: پلانهای شماتیک ساختمانهای قابل فولادی با خروج از مرکزیت ۱۵٪. [۱] ۲۰
- شکل ۱۱-۲: پلان شماتیک ساختمان SPEAR [۱]. ۲۱
- شکل ۱۲-۲: میانگین طیف الاستیک برای میرایی ۵٪ و طیف الاستیک مطابق با EC8 نوع ۱ خاک C و  $ag=0.3g$  [۱] ۲۱
- شکل ۱۳-۲: اثرات پیچش برای ساختمان SPEAR بدست آمده توسط تحلیل های متفاوت (میرایی ۵٪) [۱] ۲۳
- شکل ۱۴-۲: اثرات پیچش برای ساختمانهای  $S$ ,  $F1$  و  $F2$  بدست آمده توسط تحلیل های متفاوت [۱]. ۲۳
- شکل ۱-۳: توضیح مفهومی RSA مودال برای سیستم های خطی [6]. ۲۸
- شکل ۲-۳: خصوصیات منحنی پوش آور سیستم SDF غیر خطی در مود n ام. [6] ۳۰
- شکل ۳-۳: سه مود اول ارتعاش و پریود مربوطه برای ساختمان ۹ طبقه [۹] ۳۲
- شکل ۴-۳: توزیع نیروی  $s_n^* = m\phi_n$  برای  $n=1,2,3$  در ساختمان ۹ طبقه [۹] ۳۳
- شکل ۵-۳: منحنی های تحلیل MPA برای ساختمان ۹ طبقه [۹] ۳۳
- شکل ۶-۳: خصوصیات مربوط به مود n ام سیستم چند درجه آزاد غیرالاستیک از منحنی پوش اور [۹] ۳۴
- شکل ۷-۳: خصوصیات مربوط به مود n ام سیستم یک درجه آزاد غیرالاستیک از منحنی پوش اور [۹] ۳۴
- شکل ۸-۳: میانگین نسبت های جابجایی نسبی به روش MPA برای دو حالت از ساختمانها و همچنین مقادیر مربوط به RSA ساختمانهای SAC, [۹] ۳۶

- شکل ۳-۹: میانگین جابجایی نسبی طبقات با کمک روش MPA ( برای دو حالت با در نظر گرفتن اثرات  $P-\Delta$  و بدون در نظر گرفتن آن) و روش تاریخچه زمانی، [۹]
- ۳۷
- شکل ۳-۱۰: میانگین جابجایی نسبی تعیین شده توسط RHA, MPA و چهار توزیع بار FEMA356
- ۳۸
- شکل ۳-۱۱: منحنی های پوش اور مودال برای سیستم نامتقارن در پلان U2 همراه با تغییر مکان هدف در مرکز جرم که توسط تحلیل MPA و UMRHA بدست آمده اند، همچنین تغییر مکان حداکثر بام در قاب های چپ و راست نمایش داده شده است. [۷]
- ۴۱
- شکل ۳-۱۲: تغییر مکان و تغییر مکان نسبی طبقات تعیین شده توسط تعداد جفت مودهای متغیر و RHA غیرخطی (a) ساختمان منظم (b) سیستم نامتقارن در پلان U1 و (c) سیستم نامتقارن در پلان U2 و (d) سیستم نامتقارن در پلان U3. [9]
- ۴۴
- شکل ۳-۱۳: تغییر مکان و تغییر مکان نسبی طبقات در قابل سمت راست سیستم نامتقارن در پلان U2 تعیین شده توسط MPA با استفاده از قوانین ترکیب CQC, ABSSUM, RHA غیرخطی. [۷]
- ۴۵

Babak H. Mamaghani

# فصل (۱)

معرفی و تاریخچه تحلیل  
استاتیکی غیر خطی

## ۱-۱- مقدمه ای کلی بر طراحی بر اساس عملکرد

در سال های اخیر چالش های زیادی در طراحی سازه ها به ویژه طراحی در برابر بارهای ناشی از زلزله ایجاد شده است. روشهای طراحی در اکثر آیین نامه های فعلی بر اساس معیار مقاومت می باشد و این در حالی است که تحقیقات اخیر نشانگر آن می باشد که طراحی سازه ها بر اساس مقاومت نمی تواند ایمنی سازه را ارضا کرده و رفتار سازه نامطلوب غیر قابل پیش بینی می گردد. به عبارت دیگر، محققین دریافتند که افزایش مقاومت با افزایش ایمنی همراه نیست و این مطلب فلسفه طراحی بر اساس مقاومت را به کلی نقض می نماید. به همین دلیل محققین بر آن شدند تا روشی ارائه نمایند تا متضمن ایمنی سازه به خصوص در طول بارگذاری لرزه ای باشد. بنابراین روش طراحی با توجه به معیار رفتار سازه جایگزین طراحی بر اساس معیار مقاومت گردید. طراحی بر اساس رفتار سازه بدان مفهوم می باشد که در یک ساختمان علاوه بر مقدار مقاومت، نحوه توزیع مقاومت در اجزای سازه ای نیز مهم می باشد. طراحی بر اساس عملکرد نامی است که محققین برای این روش اختصاص داده اند و روش تحلیل استاتیکی غیرخطی یکی از ابزار های قوی در طراحی سازه بر اساس عملکرد می باشد.

## ۱-۲- اهمیت موضوع

تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی یک ابزار قدرتمند برای مطالعه پاسخ لرزه ایی سازه ها به شمار می رود. در واقع رفتار واقعی سازه طی این تحلیل مورد بررسی قرار گرفته می شود. اما داری پیچیدگی و مشکلاتی می باشد که از آن میان می توان به حساسیت شدید تحلیل به شتابنگاشت های انتخابی، نیاز به انجام فیلتراسیون داده ها، زمان بری تحلیل، پردازش خروجی ها توسط کارشناس و غیره اشاره کرد. به این علت که آنالیز دینامیکی غیرخطی سازه های ساختمانی برای اغلب کاربردهای عملی امکان پذیر نیست محققین متعددی سعی دارند تا روشهای آنالیز مناسب تری را در جهت نیل به یک تعادل منطقی میان دقت نتایج و کاربردی بودن روشها برای استفاده های طراحی توسعه دهند.

بسیاری از این تلاشها منجر به این توصیه گردیده است که ویژگیهای اصلی رفتار لرزه ای با انجام یک تحلیل استاتیکی غیرخطی تحت بارهای یکنواختی که در حال افزایش هستند (آنالیز پوش آور) بدست می آیند. روش آنالیز استاتیکی غیرخطی یک انتخاب ساده برای تخمین ظرفیت مقاومت در محدوده پس از الاستیک می باشد. این روش شامل اعمال یک الگوی بار از پیش تعیین شده است که در ارتفاع ساختمان توزیع می شود و مرتباً افزایش می یابد تا اینکه تغییر مکان در یک نقطه کنترل مشخص که عمدتاً مرکز جرم بام در نظر گرفته می شود، به یک مقدار هدف بسته به عملکرد مورد انتظار از سازه دست یابد.

امروزه استفاده از روش های تحلیل استاتیکی غیرخطی در تخمین عملکرد سازه ها در هنگام زلزله بسیار مورد توجه قرار گرفته است. دلیل این امر نیز سادگی روش، صرفه جویی در وقت و هزینه و تخمین قابل قبول آنها در تعیین پاسخ لرزه ای در مقایسه با روشهای تحلیل دینامیکی غیر خطی می باشد.

## ۱-۳- روشهای تحلیل استاتیکی استاتیکی غیر خطی

به طور کلی روشهای تحلیل استاتیکی غیر خطی بر اساس نوع الگوی بارگذاری جانبی و تعیین تغییر مکان هدف طبقه بندی می شوند. الگوهای بارگذاری به دو دسته تقسیم می شوند: (۱) الگوی بارگذاری غیر متغیر و (۲) الگوی بار جانبی متغیر. در الگوی غیر متغیر دو فرضیه اساسی در نظر گرفته می شود: (۱) مود اول حاکم بر رفتار سازه می باشد



و ۲) مشخصات دینامیکی مانند اشکال مودی، پیوند سازه و ... بعد از تسلیم سازه بدون تغییر باقی می ماندند. با در نظر گرفتن فرایض مذکور، تقریب های زیادی وارد تحلیل می شود و بدین جهت محققین الگوی بار متغیر را ارائه کرده اند. در این الگوی بار، مشخصات دینامیکی سازه در طی تحلیل تغییر کرده و به روز می شود. مدارکی از قبیل ATC-40, FEMA356, ASCE41 از تحلیل استاتیکی غیر خطی بهره برده اند. روش آنالیز استاتیکی در این مدارک بر پایه روش طیف ظرفیت قرار دارد و روشهای خاصی را برای ساختمانهای نامنظم در پلان ارائه نمی دهند. نتایج تحقیقات دانشمندان مختلف نشان داده است که روشهای مرسوم آنالیز استاتیکی غیرخطی در مواردی دارای تقریب های فراوانی هستند که نتایج بدست آمده از این روشها را از واقعیت دور می کند. بنابراین عدم دقت مناسب منجر گردیده است که تلاشهای فراوانی در جهت ارتقاء صحت نتایج این روشها صورت پذیرد. اولین مطالعات بر روی سازه های نامنظم و آنالیز استاتیکی غیرخطی سه بعدی بر روی این سازه ها به اواسط دهه ی ۱۹۹۰ باز می گردد، با آغاز از سال ۱۹۹۷ محققین متعددی آنالیز استاتیکی غیرخطی رابه ساختمانهای نامنظم توسعه دادند. با اعمال یک توزیع بار نیروهای جانبی، مشابه آنچه بر مرکز جرم در روشهای استاندارد استاتیکی غیرخطی انجام می گیرد، یک تحلیل استاتیکی غیرخطی تقریبی توسط Fajfar و Kilar ارائه گردید. همچنین روش دیگری نیز توسط Moghadam و TSO ارائه شد که شامل دو مرحله می باشد. (۱) آنالیز دینامیکی خطی طیفی سه بعدی برای تعیین تغییر مکان بام و توزیع نیروهای جانبی در ارتفاع برای هر یک از المانهای مقاوم (قاب ها، دیوارها و ... ) و (۲) آنالیز استاتیکی غیرخطی قابی (۲بعدی) برای هر یک از المانهای مقاوم (Moghadam and TSO, 1998). پس از آن روشهای توسعه یافته [۱] و [۲] MPA جزو معدود روشهایی هستند که برای تحلیل سازه های نامتقارن در پلان توسعه یافته اند. اخیرا تلاشهایی نیز برای توسعه روش طیف ظرفیت در سازه های نامنظم انجام گرفته است، این تلاشها منجر گردید که روش طیف ظرفیت به هنگام شونده معرفی گردد [۳]. روش های پراکنده دیگری نیز برای سازه های نامنظم پیشنهاد گردیده که عمدتا نتوانستند تخمین های مناسبی ارائه نمایند. مقایسه های کم میان نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی و روشهای دقیق موفقیت محدود روشهای تقریبی برای ارزیابی لرزه ایی ساختمانهای نامنظم را نشان می دهد. هم اکنون مهندسين حرفه ایی بر پایه قضاوت مهندسی خود، روشهایی را که برای قابهای صفحه ایی ایجاد شده اند به کار می برند که به نظر می رسد صحیح نیستند.



## فصل (۲)

معرفی و ارزیابی روش

N2



## ۲-۱- مقدمه

ایجاد تغییرات در روش های طراحی لرزه ای به کار رفته در آیین نامه ها به صورت محسوسی مورد نیاز است. انجمن مهندسين سازه به تازگی یک نسل جدید از روش های و بهسازی که مفاهیم طراحی بر اساس عملکرد را در نظر می گیرد را ایجاد کرده اند. می دانیم که کنترل خرابی در هنگام طراحی بایستی به طور واضح در نظر گرفته شود. و این اهم نیز با مطرح شدن برخی روش های تحلیل غیرخطی در مبانی طراحی لرزه ای ، قابل حصول می باشد. به نظر می رسد مناسبترین رویکرد ترکیب یک تحلیل استاتیکی غیرخطی ( Pushover ) با روش طیف پاسخ می باشد. مثالهایی از یک چنین رویکردی ، روش طیف ظرفیت در ATC40 و روش استاتیکی غیرخطی به کار رفته در FEMA273 می باشد. مورد آخر با عنوان روش ضرایب جابجایی در ATC40 به عنوان روش جایگزین آورده شده است. نمونه دیگر از این رویکرد ، روش N2 می باشد که در آن N معرف تحلیل غیرخطی (Nonlinear) و ۲ معرف مدل های دو بعدی به کار رفته می باشد. این روش توسط دانشگاه Ljubljana معرفی شده است. ایده اولیه این روش از Q-model که توسط Saiidi & Suzen ارائه شده ، به دست آمده است. روش N2 در واقع نوع دیگری از روش طیف ظرفیت بر اساس طیف غیرالاستیک می باشد. طیف تقاضای غیرالاستیک از طیف طراحی الاستیک صاف شده به دست می آید. الگوی بار جانبی در تحلیل Pushover مربوط به شکل جابجایی مفروض می باشد. این مشخصه ، منجر به تبدیل ساده و شفاف یک سیستم چند درجه آزاد به یک سیستم تک درجه آزاد معادل می شود. تفاوت عمده این روش با روش طیف ظرفیت در آن است که در این روش از طیف غیرالاستیک در محاسبات بهره برده می شود.

## ۲-۲- تاریخچه

توسعه روش N2 در اواسط دهه ۱۹۸۰ توسط Fajfar و Fischinger انجام پذیرفت. این روش به تدریج به یک روش کامل تبدیل گشت. این روش در سال ۱۹۹۶ توسط Fajfar و همکاران برای استفاده در تحلیل پلها بسط داده شد. اخیراً این روش توسط Bertero و Reinhorn به شکل شتاب-جابجایی فرمول بندی شده است. این روش مزایای نمایش هندسی طیف ظرفیت که توسط Freeman در سال ۱۹۷۵ معرفی شده است همراه با مفاهیم فیزیکی طیف تقاضای غیر الاستیک را دارا می باشد. روش N2 در فرمت جدید، در واقع شکل دیگری از روش طیف ظرفیت بر اساس طیف غیر الاستیک می باشد. طیف تقاضای غیر الاستیک از طیف طراحی الاستیک تسطیح شده به دست می آید. ضرایب کاهش که طیف غیر الاستیک را به طیف الاستیک اولیه مربوط می کنند ، با طیف الاستیک برابر می باشند. الگوی بار جانبی در تحلیل پوش اور به شکل جابجایی فرضی مرتبط است. این امر منجر به ایجاد یک روند ساده برای تبدیل یک سیستم چند درجه آزاد به یک سیستم یک درجه آزاد می شود.

این بدان مفهوم است که اگر یک انتخاب ساده برای طیف ضریب کاهش به کار برده شود، این روش مشابه و در حالت خاص دقیقاً برابر روند استاتیکی غیر خطی در FEMA356 می باشد. تفاوت اصلی روش N2 با روش توسعه داده شده توسط Reinhord در سادگی می باشد. روش Reinhord به صورت کلی بوده و بسیار محدود کننده می باشد. در روش N2 چندین ساده سازی صورت گرفته است که طبعاً این ساده سازی ها منجر به ایجاد یک سری محدودیت ها گشته است. با این وجود، این ساده سازی ها باعث شده است تا امکان فرمول بندی به صورت ساده و راحت ایجاد گشته و روش برای طراحی کاربردی مناسب گردد. در این بخش روش N2 ، نتایج اساسی و محدودیت



ها شرح داده شده است. همچنین در این بخش شباهت ها و تفاوت های روش N2 با روش های استاتیکی غیر خطی موجود در ATC40 و FEMA273 مورد بررسی قرار گرفته است. در پایان نیز یک مثال جهت درک بهتر روش ارائه شده است.

## ۲-۳- گام بندی روش N2, [4]

جهت انجام تحلیل پوش اور با استفاده از روش N2 بایستی مراحل زیر انجام داده شود.

### ۱- اطلاعات:

در این روش یک مدل چند درجه آزاد صفحه ای مورد استفاده قرار می گیرد. علاوه بر اطلاعات مورد نیاز برای یک تحلیل الاستیک، روابط نیرو - جابجایی برای اعضای سازه ای تحت بارگذاری یکنواخت مورد نیاز است. متداول ترین عضو که برای مدل سازی در نظر گرفته می شود، عضو تیر با تعریف مفصل در دو انتهای آن می باشد. تقاضای لرزه ای عمدتاً به صورت طیف شبه شتاب الاستیک ( $S_{ae}$ ) تعریف می شود به طوری که شتاب های طیفی به عنوان تابعی از پرپود طبیعی سازه می باشند. این طیف برای یک میرایی مشخص قابل ترسیم می باشد.

### ۲- تقاضای لرزه ای در فرمت Acceleration-Displacement (AD)

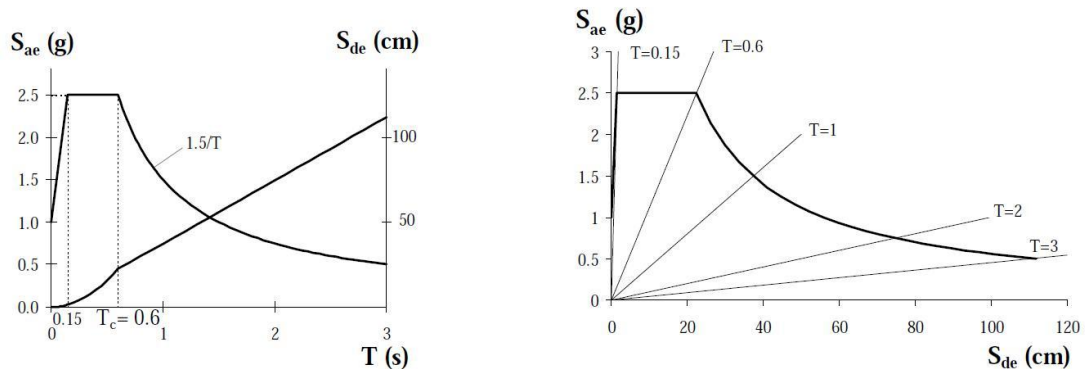
با شروع از طیف شتاب، طیف غیرالاستیک را در فرمت AD ترسیم می کنیم.

برای یک سیستم SDOF الاستیک، رابطه زیر برقرار است:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (۲)$$

(۱)

به طوری که  $S_{de}$  و  $S_{ae}$  به ترتیب مقادیر طیف شتاب الاستیک و طیف جابجایی الاستیک برای پرپود  $T$  و نسبت میرایی مشخص، می باشند. یک طیف شتاب الاستیک هموار، برای میرایی 5% و نرمال شده به شتاب  $1.0g$  و همچنین طیف جابجایی الاستیک نظیر در شکل ۱ نشان داده شده است. لازم به ذکر است که هر دو نمودار در فرمت AD می باشند.



شکل ۱-۲: طیف شتاب و جابجایی الاستیک برای میرایی 5% و نرمال شده به شتاب حداکثر  $1.0g$ , [۴]



برای یک سیستم غیرالاستیک SDOF با یک رابطه دو خطی نیرو - جابجایی ، طیف شتاب ( $S_a$ ) و طیف جابجایی ( $S_d$ ) به صورت زیر قابل تعریف است :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (2-2)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (3-2)$$

به طوری که  $\mu$  نسبت بیشینه جابجایی به جابجایی تسلیم و  $R_\mu$  ضریب کاهش به علت شکل پذیری ( به طور مثال به علت اتلاف انرژی هیسترتیک در ساختمانهای شکل پذیر ) می باشد.

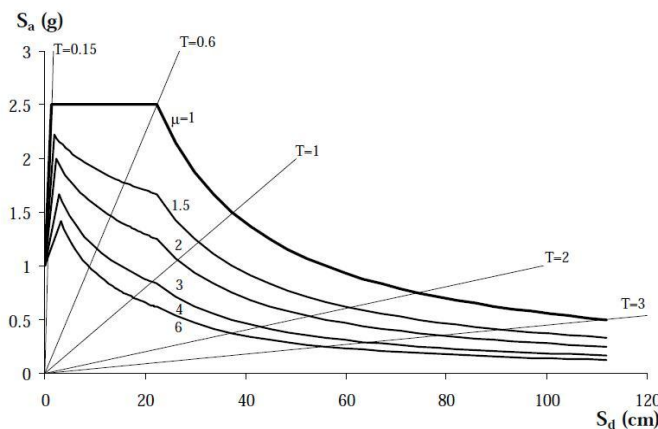
روشهای بسیاری برای به دست آوردن ضریب کاهش  $R_\mu$  وجود دارد. در روش ساده شده N2 ، طیف دو خطی برای ضریب کاهش  $R_\mu$  به کار گرفته شده است.

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad \text{FOR } T < T_c \quad (4-2)$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{FOR } T \geq T_c \quad (5-2)$$

$T_c$  پریود مشخصه زلزله می باشد و معمولاً به صورت پریود انتقالی از حالت شتاب ثابت به سرعت ثابت تعریف می شود. معادله (3-2) و (5-2) بیانگر این امر می باشد که در محدوده پریود متوسط و بلند ، قانون جابجایی برابر برقرار است. برای مثال جابجایی سیستم غیرالاستیک برابر با جابجایی سیستم الاستیک معادل می باشد. رابطه (4-2) و (5-2) بیانگر روش ساده فرمولبندی ارائه شده توسط Vudic و همکاران می باشد. چندین محدودیت در این روش وجود دارد که در قسمت محدودیت ها به آنها اشاره شده است.

با شروع از طیف طراحی الاستیک شکل (1-2) و با استفاده از روابط (2-2) تا (5-2) ، طیف تقاضا در فرمت AD برای یک ضریب شکل پذیری مشخص قابل حصول می باشد.



شکل ۲-۲: طیف تقاضا برای شکل پذیری ثابت در فرمت AD و نرمال شده به شتاب  $[4], 1.0g$



### ۳- تحلیل پوش اور

تحلیل Pushover با استفاده از اعمال یک الگوی بار جانبی افزایشی یکنواخت به سازه انجام می‌گیرد تا نیروهای اینرسی که سازه طی یک زمین لرزه تجربه خواهد کرد به دست آورده شود. تحت افزایش پله ای بار ، المانهای سازه ای به ترتیب تسلیم می‌شوند. در نتیجه با ایجاد هر تسلیم ، سازه با کاهش سختی مواجه خواهد شد. با کمک تحلیل Pushover ، یک رابطه مشخص نیرو - جابجایی غیرالاستیک برای سیستم چند درجه آزاد به دست می‌آید. در واقع هر گونه نیرو و جابجایی می‌تواند اختیار شود. در این تحقیق برش پایه و جابجایی بام به ترتیب به عنوان نشانگرهای نیرو و جابجایی به کار برده شده‌اند. انتخاب الگوی بار جانبی مناسب ، مهمترین گام در تحلیل Pushover می‌باشد که تعیین آن ، راه حل منحصر به فرد ندارد. خوشبختانه دامنه فرایض قابل قبول نسبتاً محدود بوده و در این دامنه ، فرضیات متفاوت ، نتایج یکسانی ارائه می‌دهند. یک راه حل عملی استفاده از دو شکل جابجایی متفاوت ( الگوی بار ) و به دست آوردن نتایج می‌باشد. در روش N2 بردار بارهای جانبی P به کار رفته در تحلیل Pushover به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$P = p\psi = pM\phi \quad (۶-۲)$$

به طوری که M ماتریس قطری جرم می‌باشد. بزرگی بارهای جانبی بوسیله p کنترل می‌شود. توزیع بارهای جانبی بوسیله  $\psi$  نشان داده می‌شود. این مقدار نیز مربوط به شکل جابجایی فرضی  $\phi$  می‌باشد. در نتیجه شکل جابجایی و بار مفروض ، همانند دیگر روشهای Pushover مستقل از هم نمی‌باشند. رابطه ۶ بیانگر این امر است که نیروی جانبی در طبقه i ام با مولفه  $\phi_i$  از شکل جابجایی فرضی  $\phi$  با وزن طبقه m متناسب می‌باشد.

$$P_i = pm_i\phi_i \quad (۷-۲)$$

چنین راهکاری برای تعیین الگوی توزیع بار جانبی دارای توجیه فیزیکی نیز می‌باشد. بدین صورت که اگر شکل مود فرضی ، دقیق بوده و در طول زلزله ثابت بماند ، توزیع بار جانبی برابر با توزیع نیروهای موثر زلزله خواهد بود. علاوه بر این ، با استفاده از نیروهای جانبی مطابق رابطه ۶ ، تبدیل سیستم چند درجه آزاد به سیستم یک درجه آزاد معادل و برعکس از روند ساده تری پیروی می‌کند.

### ۴- مدل سیستم یک درجه آزاد معادل و منحنی ظرفیت

در روش N2 ، تقاضای لرزه ای با کمک طیف پاسخ تعیین می‌شود. رفتار غیرالاستیک به وضوح در محاسبات در نظر گرفته می‌شود. در نتیجه سازه بایستی به صورت یک سیستم SDOF مدل شود. روشهای متعددی برای تعیین مشخصات سیستم SDOF معادل وجود دارد که می‌توان از آنها استفاده نمود. روش به کار رفته در این روش به تفصیل ارائه شده است.

نقطه شروع ، معادله حرکت مدل صفحه ای چند درجه آزاد می‌باشد که فقط دارای درجه آزادی انتقالی می‌باشد.

$$M\ddot{U} + R = M1a \quad (۸-۲)$$

U و R بردارهای نشاندهنده جابجایی و نیروهای داخلی ، ۱ بردار واحد و a شتاب زمین به صورت تابعی از زمان می‌باشد.

در این روش فرض بر آن است که شکل مودی در طول پاسخ سازه به زلزله ، ثابت باقی می‌ماند و این مهمترین و اساسی ترین فرضیه این روش می‌باشد. بردار جابجایی U به صورت رابطه زیر تعریف می‌شود



$$U = \phi D_t \quad (9-2)$$

$D_t$  جابجایی راس وابسته به زمان می باشد.  $\phi$  شکل مودی می باشد که برای راحتی مولفه بالایی آن برابر یک می باشد  
از استاتیک می دانیم

$$P=R \quad (10-2)$$

برای مثال نیروهای داخلی  $R$  برابر با بارهای استاتیکی اعمال شده  $P$  می باشد.  
با جایگذاری روابط (۶-۱)، (۹-۱) و (۱۰-۱) در رابطه (۸-۱) و ضرب  $\phi^T$  از سمت چپ خواهیم داشت :

$$\phi^T M \phi \ddot{D}_t + \phi^T M \phi p = -\phi^T M 1 a \quad (11-2)$$

بعد از ضرب و تقسیم از سمت چپ توسط  $\phi^T M 1$ ، معادله حرکت سیستم یک درجه آزاد معادل به صورت رابطه (۱۲-۲) قابل بازنویسی می باشد.

$$m^* \ddot{D}^* + F^* = -m^* a \quad (12-2)$$

که در آن  $m^*$  جرم معادل سیستم یک درجه آزاد می باشد.

$$m^* = \phi^T M 1 = \sum m_i \phi_i \quad (13-2)$$

$D^*$  و  $F^*$  جابجایی و نیروی سیستم یک درجه آزاد می باشد.

$$D^* = \frac{D_t}{\Gamma} \quad (14-2)$$

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (15-2)$$

$V$  برش پایه سیستم چند درجه آزاد می باشد.

$$V = \sum P_i = \phi^T M 1 p = p \sum m_i \phi_i = p m^* \quad (16-2)$$

ثابت  $\Gamma$  تبدیل سیستم چند درجه آزاد به یک درجه آزاد و بالعکس را کنترل می کند. و به صورت زیر تعریف می شود :



$$\Gamma = \frac{\Phi^T M_1}{\Phi^T M \Phi} = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (17-2)$$

$\Gamma$  معمولاً ضریب مشارکت مودی نامیده می شود. شکل جابجایی  $\phi$  طوری نرمال شده است که مقدار آن در بالای سازه برابر یک می باشد. شایان ذکر می باشد که هر گونه شکل جابجایی منطقی را می توان در محاسبات به کار برد. به عنوان یک حالت خاص، شکل مودی اول الاستیک را می توان در نظر گرفت. مقدار  $\Gamma$  در روش طیف ظرفیت معادل مقدار  $PF_1$  و معادل مقدار  $C_0$  در روش ضرایب جابجایی می باشد. (ATC40 و FEMA273)

در این روش از یک مقدار یکسان  $\Gamma$  برای تبدیل جابجایی ها و نیروها استفاده شده است. (معادلات (2-14) و (2-15)). در نتیجه روابط نیرو - جابجایی به دست آمده برای سیستم MDOF (نمودار V-D<sub>i</sub>) را می توان در سیستم SDOF معادل (نمودار F\*-D\*) نیز به کار برد. این امر را می توان با تغییر دادن مقیاس هر دو محور نمودار نیرو - جابجایی در شکل (2-5) مشاهده کرد. سختی اولیه سیستم یک درجه آزاد معادل همانند مقدار سختی به دست آمده به وسیله نمودار برش پایه - جابجایی بام سیستم MDOF، ثابت باقی می ماند.

قضاوت مهندسی به منظور تعیین یک رابطه ساده (الاستیک - کاملاً پلاستیک) نیرو - جابجایی برای سیستم SDOF معادل، بایستی به کار گرفته شود.

در روند ترسیمی به کار رفته در روش تحلیل N2 لازم است که مقدار سختی بعد از تسلیم برابر صفر باشد. این امر به دلیل تعریف ضریب کاهش  $R_{\mu}$  به صورت نسبت مقاومت الاستیک مورد نیاز به مقاومت تسلیم می باشد. شایان به ذکر است که اثر سخت شدگی کرنش متوسط در به دست آوردن طیف تقاضا دخیل می باشد. بایستی تاکید کرد که کرنش سخت شدگی متوسط تاثیر مهمی بر جابجایی تقاضا نداشته و طیف ارائه شده تقریباً برای سیستم های دارای کرنش سخت شدگی صفر و یا کوچک به کار گرفته می شود. پریود الاستیک سیستم دو خطی ایده ال شده  $T^*$  را می توان با کمک رابطه زیر محاسبه نمود.

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}} \quad (18-2)$$

به طوری که  $F_y^*$ ،  $D_y^*$  به ترتیب جابجایی تسلیم و مقاومت تسلیم می باشند. در انتها منحنی ظرفیت در فرمت AD، به وسیله تقسیم نیروهای موجود در نمودار نیرو - جابجایی به جرم معادل  $m^*$  به دست می آید.

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (19-2)$$

### ۵- تقاضای لرزه ای سیستم یک درجه آزاد معادل

تقاضای لرزه ای سیستم SDOF معادل، با پریود بزرگ و یا متوسط را می توان از طریق روند شکل (2-3) به دست آورد. در این شکل طیف تقاضا و طیف ظرفیت در یک گراف ترسیم شده اند. تقاطع خط شعاعی مربوط به پریود الاستیک سیستم دو خطی ایده ال شده ( $T^*$ ) با طیف تقاضای  $S_{ae}$ ، مقدار تقاضای شتاب (مقاومت) مورد نیاز برای رفتار الاستیک و تقاضای جابجایی الاستیک مربوطه را به دست می آورد. شتاب تسلیم  $S_{ay}$  بیانگر تقاضای شتاب و



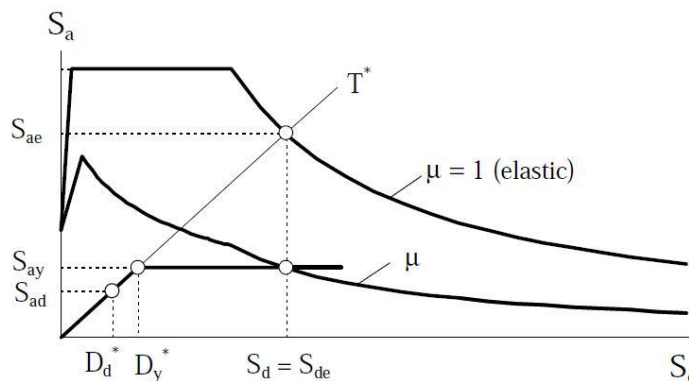
ظرفیت غیرالاستیک سیستم می باشد. ضریب کاهش  $R_{\mu}$  را می توان از نسبت بین شتاب سیستم الاستیک و غیر الاستیک تعیین نمود.

$$R(\mu) = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad (20-2)$$

بایستی دقت کرد که مقدار  $R_{\mu}$  با مقدار ضریب کاهش  $R$  که در آیین نامه ها به کار می رود متفاوت است. ضریب کاهش  $R$  شامل مقادیر میزان جذب انرژی و همچنین میزان اضافه مقاومت می باشد در صورتی که مقدار  $R_{\mu}$  شامل فقط میزان جذب انرژی می باشد. شتاب طراحی  $S_{ad}$  معمولاً کوچکتر از شتاب تسلیم  $S_{ay}$  می باشد. اگر پریود الاستیک  $T^*$  بزرگتر و یا مساوی  $T_c$  باشد، تقاضای جابجایی غیرالاستیک  $S_d$  برابر با تقاضای جابجایی الاستیک خواهد بود. ( روابط (۳-۲) و (۵-۲) و شکل (۳-۲) را ملاحظه کنید). از روابط تشابه مثلث می توان نتیجه گرفت که تقاضای لرزه ای که به صورت  $\mu = S_d / D_y^*$  تعریف شده است برابر با  $R_{\mu}$  می باشد.

$$S_d = S_{de}(T^*) \quad T^* \geq T_c \quad (21-2)$$

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



شکل ۳-۲: طیف تقاضای الاستیک و غیرالاستیک در مقابل نمودار ظرفیت [4]

اگر پریود الاستیک سیستم کوچکتر از  $T_c$  باشد، تقاضای شکل پذیری را می توان از تساوی بازنویسی شده (۴-۲) به دست آورد.

$$\mu = (R_{\mu} - 1) \frac{T_c}{T^*} + 1 \quad T^* < T_c \quad (23-2)$$



تقاضای لرزه ای را می توان با استفاده از تعریف شکل پذیری و یا با استفاده از تساوی های (۱-۳) و (۲-۲۳) به دست آورد.

$$S_d = \mu D_y^* = \frac{S_{de}}{R_\mu} (1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*}) \quad (2-24)$$

در هر دو حالت ( $T^* < T_c$  و  $T^* > T_c$ ) ، نقطه تقاطع نمودار ظرفیت با طیف تقاضا با تقاضای شکل پذیری  $\mu$  ، نشانگر مقدار تقاضای غیر الاستیک شتاب و جابجایی مربوطه می باشد. در این نقطه ، ضریب شکل پذیری تعیین شده از نمودار ظرفیت با ضریب شکل پذیری مربوط به تقاطع طیف تقاضا برابر می باشد. بایستی یادآوری کرد که تمامی گام ها در این روش را می توان به صورت عددی و بدون به کارگیری گراف ها انجام داد. اگر چه ممکن است تجسم روند کمک خوبی در درک بهتر روابط بین مفاهیم پایه باشد.

#### ۶- تقاضای لرزه‌های کلی و موضعی سیستم چند درجه آزاد

تقاضای جابجایی برای مدل SDOF ( $S_d$ ) با استفاده از رابطه (۲-۱۴) به جابجایی حداکثر بام  $D_i$  سیستم MDOF تبدیل می شود.

تقاضای لرزه ای موضعی ( برای مثال جابجایی نسبی طبقات ، دوران اتصالات و ... ) را می توان از تحلیل PushOver به دست آورد. تحت بارهای جانبی افزایشی یکنواخت با الگوی ثابت ( مانند گام سوم ) سازه تا تغییر مکان هدف بام  $D_i$  که در گام ۶ محاسبه شده است ، هل داده می شود. فرض بر آن است که توزیع تغییر شکل ها در سازه در روش تحلیل استاتیکی با روش دینامیکی برابر می باشد. شایان به ذکر است که مقدار  $D_i$  بیانگر میانگین مقادیر برای بارگذاری لرزه ای اعمالی می باشد و بنابراین پراکندگی زیادی حول مقدار میانگین وجود دارد. در نتیجه بهتر است تا تحقیقات در مورد عملکرد احتمالی سازه تحت شرایط بارگذاری بحرانی انجام شود تا از مقادیر طراحی فراتر رود. این امر با افزایش مقادیر تغییر مکان هدف قابل حصول است. در FEMA273 پیشنهاد شده است که تحلیل تا حداکثر ۱۵۰٪ مقدار تغییر مکان هدف انجام شود.

#### ۷- ارزیابی عملکرد

در مرحله نهایی ، عملکرد مورد انتظار را می توان با مقایسه تقاضای لرزه ای به دست آمده در گام ۷ با ظرفیت سطح عملکردی مربوطه تعیین نمود. عملکرد کلی را می تواند با مقایسه ظرفیت تغییر مکانی و تقاضا به دست آورد.

## ۲-۴- محدودیت روش N2

روش N2 مانند دیگر روش های تقریبی دارای محدودیت هایی می باشد. محدوده کاربرد این روش به سازه های صفحه ای محدود می شود. دلیل اصلی این تقریب ها و محدودیت های مربوطه تحلیل Pushover و طیف غیر الاستیک می باشد.

تحلیل استاتیکی غیر خطی Pushover ، درکی از وضع ساختمان که عملکرد آنرا در طول مدت زلزله های شدید کنترل می کند به دست می دهد. این تحلیل اطلاعاتی بر اساس مقاومت و شکل پذیری ارائه می دهد که در تحلیل





الاستیک مقدور نیست. علاوه بر این، در این تحلیل، ضعف های طراحی که ممکن است در تحلیل الاستیک مد نظر قرار نگیرند، نشان داده شوند. از سوی دیگر، محدودیت های روش نیز بایستی مد نظر قرار گیرند. تحلیل Pushover بر پایه فرضیات محدود کننده ای استوار است که از آن میان می توان به فرض شکل جابجایی مستقل از زمان اشاره کرد. بنابراین در واقع این روش برای سازه هایی که اثر مدهای بالاتر قابل توجه می باشد دقیق نمی باشد و همچنین ضعف سازه بعد از تغییر مشخصات دینامیکی به علت ایجاد اولین مکانیسم پلاستیک موضعی قابل تشخیص نمی باشد.

یک راه عملی برای غلبه نسبی به محدودیت های ایجاد شده توسط تحلیل Pushover، فرض دو شکل جابجایی متفاوت (الگوی بارگذاری) و ارائه نتایج می باشد.

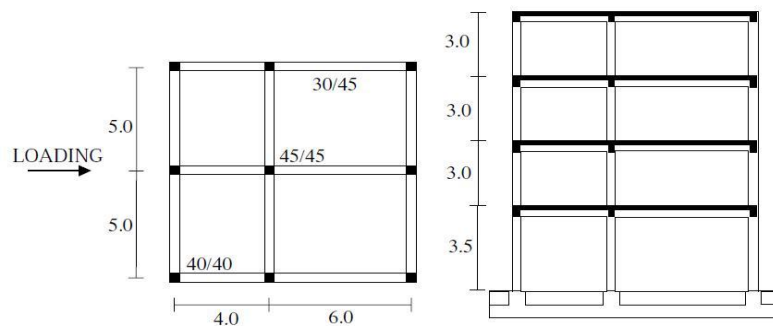
طیف غیر الاستیک ارائه شده در این روش بر اصل جابجایی برابر در محدوده پریود بزرگ و متوسط استوار است. اصل جابجایی برابر طی ۴۰ سال به صورت کاملا موفق استفاده شده است. مطالعات آماری بسیاری قابلیت کاربرد قانون در محدوده پریود بالا و متوسط را تایید کرده است.

در ساختمانهای پریود کوتاه، جابجایی غیر الاستیک بیشتر از مقدار الاستیک می باشد و در نتیجه  $R_{\mu}$  کوچکتر از  $\mu$  می باشد. پریود انتقال در مقادیر کمتر از جایی که نسبت جابجایی غیر الاستیک به الاستیک افزایش می یابد، بسته به محتوای فرکانسی حرکت زمین دارد. برای تقاضای شکل پذیری متوسط ( $\mu \approx 4$ ) پریود انتقال تقریباً برابر با کرانه بین محدوده شتاب کنترل شده پریود کوتاه و محدوده سرعت کنترل شده پریود متوسط (برای مثال با پریود انتقال طیف شتاب الاستیک  $T_c$ ، که در این مبحث پریود مشخصه نامیده شده است) می باشد.

## ۲-۵- مثال کاربردی

پاسخ های یک ساختمان قاب بتنی چهار طبقه که تحت اثر سه زلزله قرار گرفته است، مورد بررسی قرار گرفته است. این ساختمان به صورت یک سازه با شکل پذیری بالا تحت یک زلزله با مقدار حداکثر 0.3g بر اساس آیین نامه EuroCode 8 طراحی شده است. جرم طبقات از پایین به ترتیب ۸۷، ۸۶، ۸۶، و ۸۳ تن می باشد و نتایج ضریب برش پایه به ۰.۱۵ تقریب زده شده است.

زلزله ها به صورت یک طیف پاسخ شتاب همانند شکل (۲-۱) تعریف شده و به مقدار  $a_g$  با مقادیر 0.3g، 0.6g و 0.15g نرمال شده اند.



شکل ۲-۴: مدل به کار رفته برای تحلیل [4]



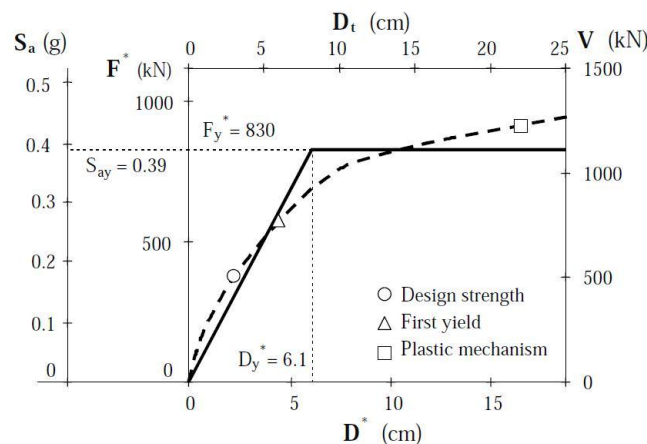
یک شکل جابجایی خطی فرض شده است

$$\phi^T = [0.28 \ 0.52 \ 0.76 \ 1.00]$$

الگوی نیروی جانبی از معادله (۲-۶) به دست آمده و نرمال شده است. بدین ترتیب نیرو در بالا برابر ۱ می باشد.

$$P^T = [0.293 \ 0.539 \ 0.787 \ 1.000]$$

با استفاده از این الگو، برنامه DRAIN-2DX رابطه برش پایه - جابجایی را به صورت شکل (۲-۵) به دست می آورد.



شکل ۲-۵: منحنی پوش اور و دیاگرام ظرفیت مربوطه برای ساختمان بتنی ۴ طبقه. دقت شود که مقیاس ها متفاوت می باشند. جابجایی بام  $D_1$  و برش پایه  $V$  برای سیستم چند درجه آزاد، در حالیکه نیروی  $F^*$  و جابجایی  $D^*$  برای سیستم یک درجه آزاد به کار برده شده است. شتاب  $S_a$  مربوط به دیاگرام ظرفیت می باشد، [4]

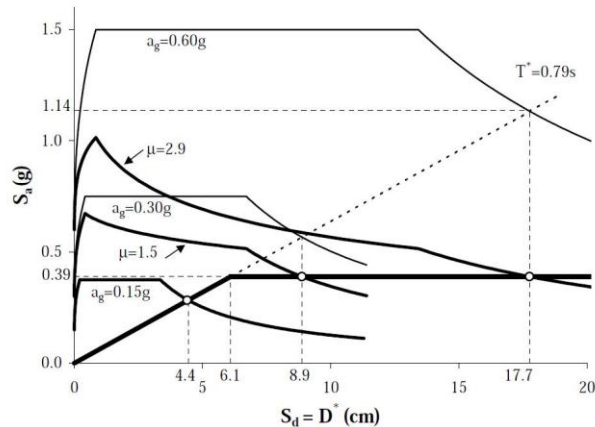
سیستم چند درجه آزاد با کمک روابط (۲-۱۴) و (۲-۱۵) به سیستم معادل یک درجه آزاد تبدیل شده است. جرم معادل برابر  $m^* = 217 \text{ ton}$  و ثابت تبدیل  $\Gamma = 1.34$  می باشد. در شکل ۵، منحنی روابط  $V-D_1$  را برای سیستم چند درجه آزاد و روابط  $F^*-D^*$  برای سیستم یک درجه آزاد معادل را نشان می دهد. اگر چه مقیاس محورها برای هر یک از روابط متفاوت می باشد، اما ضریب بین دو مقیاس برابر  $\Gamma$  می باشد.

ایده ال سازی دو خطی برای منحنی پوش اور در شکل (۲-۵) نشان داده شده است و مقاومت تسلیم و جابجایی مربوطه برابر 839KN و 6.1 cm برای سیستم یک درجه آزاد به دست آمده است. پریود الاستیک  $T^* = 0.79s$  می باشد.

دیاگرام ظرفیت از تقسیم نیروهای  $F^*$  در دیاگرام ایده ال سازی شده بر جرم معادل مطابق رابطه (۲-۱۹) به دست می آید. شتاب در نقطه تسلیم برابر  $S_{ay} = F_y^* / m^* = 830/217 = 3.82 \text{ m/s}^2 = 0.39 \text{ g}$  به دست می آید.

دیاگرام ظرفیت و طیف تقاضا در شکل (۲-۶) با هم مقایسه شده اند. از معادلات (۲-۱) تا (۲-۵) برای به دست آوردن طیف تقاضای غیر الاستیک استفاده شده است.





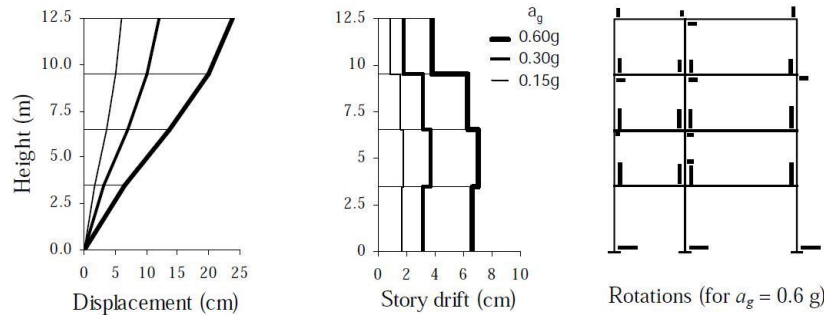
شکل ۲-۶: طیف تقاضا برای سه زلزله و دیاگرام ظرفیت برای مثال ذکر شده [4]

در حالت رفتار کاملاً خطی، تقاضای لرزه ای سازه توسط تقاطع طیف تقاضای الاستیک و خط مربوط به پیوند الاستیک سیستم یک درجه آزاد معادل ( $T^* = 0.79$ ) به دست می آید. مقادیر  $S_{ae} = 1.14g$  و  $S_{de} = 17.7$  cm در شدیدترین زلزله با  $a_g = 0.6g$  به دست آمده است. ضریب کاهش  $R_\mu$  با استفاده از رابطه (۲-۲۰) به صورت  $R_\mu = S_{ae} / S_{ay} = 1.14g / 0.39g = 2.9$  به دست آمده است.

پیوند سیستم  $T = 0.79s$  بیشتر از مقدار  $T_c = 0.6$  می باشد. از اینرو می توان از قانون جابجایی برابر در این حالت بهره برد. داریم:  $S_d = S_{de} = 17.7$  cm,  $\mu = R_\mu = 2.9$ . تقاضای لرزه ای سیستم یک درجه آزاد معادل به صورت گرافیکی توسط تقاطع منحنی ظرفیت با طیف تقاضا برای  $\mu = 2.9$  نشان داده می شود.

در مرحله بعد تقاضای جابجایی سیستم یک درجه آزاد معادل با کمک رابطه (۲-۱۴) موجود به جابجایی بام سیستم چند درجه آزاد تبدیل می شود. به طوری که داریم:  $D_t = 1.34 * 17.7 = 23.7$ . تحلیل پوش اور سیستم چند درجه آزاد برای جابجایی بام به دست آمده، شکل جابجایی، تقاضای لرزه ای موضعی به صورت جابجایی نسبی طبقات و چرخش اتصالات مانند شکل (۷-۱) را به دست می آورد. این نتایج با نتایج به دست آمده از آزمایش و تحلیل دینامیکی غیرخطی یکسان است.





شکل ۲-۷: جابجایی، جابجایی نسبی طبقات و چرخش‌ها در المان‌های قاب‌های بیرونی. چرخش‌ها برابر با طول خطوط نشانگر می‌باشند. حداکثر چرخش در حدود ۲.۲٪ می‌باشد و اعضای تسلیم شده نشان داده شده‌اند [4].

### ۲-۵-۱- نتایج تحلیل مدل

روش N2 را می‌توان به عنوان ارتباط بین تحلیل Pushover و رویکرد طیف پاسخ دانست. این روش راه حل مناسبی برای ارزیابی منطقی و عملی ساختمانها با سطوح عملکردی متفاوت می‌باشد. طیف تقاضای غیرالاستیک با اعمال ضریب کاهش  $R_{\mu}$  بر طیف الاستیک به جای طیف الاستیک با میرایی و پریرود معادل به دست می‌آید. این مهمترین تفاوت روش مذکور با روش طیف ظرفیت می‌باشد. علاوه بر این تبدیل سیستم MDOF به SDOF راحت بوده و مقادیر تقاضا بدون تکرار قابل محاسبه می‌باشند. به طور کلی نتایج به دست آمده از این روش تا حد قابل قبولی، دقیق می‌باشد و بیانگر این امر است که ساختمان عمدتاً در مد اول نوسان می‌کند. طیف تقاضای غیرالاستیک ارائه شده در این روش، برای زلزله حوزه نزدیک، زمین با خاک نرم، حلقه‌های هیسترتیک با باریک شدگی و یا افت سختی و مقاومت قابل توجه و یا سیستم با مقاومت کم، مناسب نمی‌باشد.

### ۲-۶- توسعه روش N2 برای ساختمانهای نامتقارن در پلان

در سال ۲۰۰۲، Fajfar و همکارانش روش توسعه یافته N2 را پیشنهاد دادند، که در آن آنالیز استاتیکی غیرخطی بر روی مدل سازه ای سه بعدی انجام می‌گرفت و تنها محدود به سازه های سخت پیشگی بود. پس از آن تحقیقات گسترده ای برای ارزیابی بیشتر روش N2 برای ساختمانهای نامتقارن در پلان و همچنین برای اثرات پیشگی در آنالیز استاتیکی غیرخطی انجام پذیرفت و نهایتاً در سال ۲۰۰۵ یک نسخه توسعه یافته از روش N2 برای سازه های نامتقارن در پلان انتشار یافت [۱]. در این بخش از سمینار ابتدا به برخی از نتایج حاصل از تحقیق بر روی اثرات پیشگی در تحلیل استاتیکی غیرخطی که در سال ۲۰۰۵ انتشار یافت، پرداخته می‌شود سپس خلاصه ایی از روش توسعه یافته N2 بیان می‌گردد.

در مطالعات پارامتری که توسط Fajfar و همکارانش انجام گرفت برای سازه های مورد بررسی هیچ یک از ضوابط آیین نامه ایی در ارتباط با پیشگی لحاظ نشده است، این مسأله بدین معنی نیست که نتایج حاصل برای سازه هایی که با ضوابط آیین نامه طراحی شده اند صحیح نمی‌باشد. تحقیقات نشان می‌دهد که نتایج بر روی سازه هایی که ضوابط آیین نامه بر روی آنها کنترل نشده است یک حد بالا را برای سازه هایی که ضوابط آیین نامه در آنها لحاظ



شده است ارائه می کنند. در این قسمت تنها اثرات پیچش مورد بررسی قرار می گیرد، یک تحلیل N2 کامل شامل مراحل دیگری نیز می باشد که پس از بررسی اثرات پیچش به مطالعات دیگر در این زمینه اشاره می گردد.

## ۲-۷- گام بندی روش توسعه یافته N2

بر پایه نتایج مطالعات مبتکرین روش N2 برای اثرات پیچش که بر روی سازه های غیرالاستیک بدست آمد، روش N2 برای ساختمانهای نامتقارن توسعه یافت. بدین ترتیب نتایج کلی زیربنای اصلی توسعه روش N2 قرار گرفت:

- ضریب افزایش تغییر مکانها در اثر پیچش که توسط آنالیز دینامیکی خطی بدست می آید می تواند به عنوان یک تخمین اغلب سخت گیرانه و محافظه کارانه در محدوده ی غیرالاستیک به کار رود.
- اثرات مطلوب پیچش در جهت سخت پیچشی، به معنی کاهش تغییر مکانها نسبت به ساختمان متقارن که ممکن است از تحلیل الاستیک بدست آید، احتمالاً در محدوده ی غیرالاستیک کاهش می یابد و یا از بین می رود.

بدین ترتیب مراحل انجام روش توسعه یافته N2 به قرار زیر است:

۱- یک تحلیل استاتیکی افزاینده با استفاده از مدل ریاضی سه بعدی انجام می گیرد. بار در مراکز جرم اعمال می شود، در هر دو جهت مستقلاً و در هر جهت با علامت + و - . تغییر مکان هدف (تقاضای تغییر مکان در CM در تراز بام) برای هر یک از دو جهت افقی تعیین می شود (مقدار بزرگتر دو مقدار که از علامت + و - بدست می آید)

۲- یک تحلیل دینامیکی خطی مودال، مستقلاً برای تحریک در دو جهت انجام می گیرد و نتایج آن با قانون SRSS با یکدیگر ترکیب می گردد.

۳- ضرایب تصحیح که بایستی به نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی که از مرحله ۱ بدست آمده است ضرب گردد، محاسبه می شود. ضرایب تصحیح به صورت نسبت بین تغییر مکانهای نرمال شده ی بام که از تحلیل مودال به دست آمده است به تغییر مکانهای نرمال شده ی بام که از تحلیل استاتیکی غیرخطی بدست آمده است، تعریف می گردد. تغییر مکان نرمال شده ی بام عبارت است از: تغییر مکان بام در یک محل دلخواه از پلان تقسیم بر تغییر مکان بام در مرکز جرم. اگر تغییر مکان نرمال شده ی بام که از تحلیل الاستیک مودال بدست می آید کمتر از ۱ باشد مقدار آن ۱ در نظر گرفته می شود. ضرایب تصحیح برای هر یک از جهات افقی مستقلاً تعریف می شوند. باید توجه نمود که ضرایب تصحیح به موقعیت در پلان بستگی دارند.

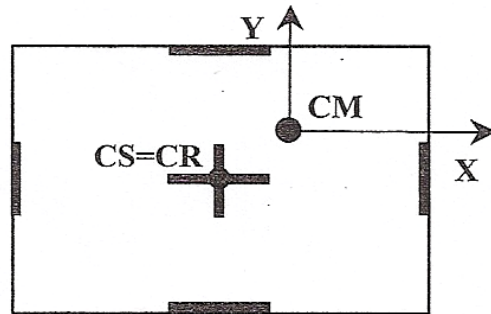
۴- همه مقادیر مربوط که از تحلیل استاتیکی غیر خطی ( گام ۱) به دست آمده اند در ضرایب تصحیح ضرب می شوند. برای مثال در یک قاب پیرامونی به موازات محور X، همه مقادیر در ضریب تصحیح که با تحلیل استاتیکی غیرخطی برای بارگذاری در جهت X و برای موقعیت این قاب بدست آمده است، ضرب می شود. به عنوان نمونه تغییر مکانها برای المانهای شکل پذیر که انتظار می رود تسلیم شوند و تنش ها برای المان های ترد که انتظار می رود در محدوده ی الاستیک باقی بمانند، مقادیری از تحلیل استاتیکی غیر خطی هستند که ضرایب تصحیح در آن ها ضرب می شود.

## ۲-۸- مثال کاربردی

- سازه یک طبقه



طیف وسیعی از سازه های یک طبقه و چند طبقه توسط Fajfar و همکارانش برای ارزیابی اثرات پیچش در تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد بررسی قرار گرفت، شکل (۲-۸) پلان کلی ساختمانهای یک طبقه اصلی با نام M را نشان می دهد که دارای ۱۵٪ خروج از مرکزیت در هر جهت هستند، سازه M توسط دو برابر کردن پریمود موده های خود به سازه Mt تبدیل می شود که نسبت به سازه M انعطاف پذیرتر است.

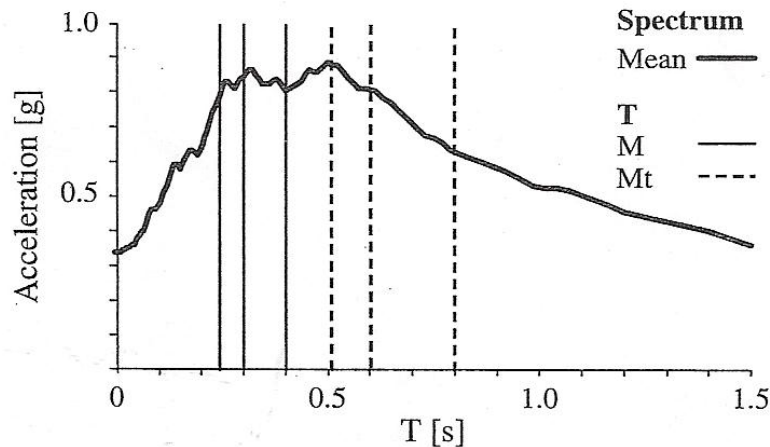


شکل ۲-۸: پلان مدل M با خروج از مرکزیت جرمی. CM, CS, CR به ترتیب نشان دهنده ی مرکز جرم، مرکز سختی و مرکز مقاومت هستند [۱].

ویژگیهای سازه های یک طبقه بررسی شده را می توان به شرح ذیل خلاصه کرد:  
 -سخت پیچشی، سختی و مقاومت متفاوت در هر دو جهت دارند (جهت X، جهت قوی است)، خروج از مرکزیت یکسان در دو جهت دارند و بارگذاری در دو جهت برابر و هم زمان انجام می گیرد، مدل های M و Mt به ترتیب در بخش صاف و نزولی طیف شتاب قرار دارند و رابطه الاستیک - پلاستیک برای رفتار غیرخطی در نظر گرفته شده است.

دو مولفه ی افقی از ۸ رکورد زمین لرزه در تحلیل دینامیکی مورد استفاده قرار گرفت. رکوردها به گونه ای مقیاس شدند که در دو جهت صفحه ی افقی PGA یکسان داشته باشند. نسبت بین دو مولفه ی هر رکورد محفوظ نگاه داشته شد، هر جفت از مولفه ها چهارمرتب (ترکیب همه ی جهات و علامت قرینه ی آنها) اعمال شدند. بنابراین جمعا ۳۲ رکورد تاریخچه ی زمانی برای هر مدل سازه ایی لحاظ شده است. شکل (۲-۹) موقعیت پریمود سازه ی M و Mt را در طیف متوسط زمین لرزه ها نشان می دهد. به منظور ارزیابی تاثیر شدت زمین لرزه ، شدت زمین لرزه ها از  $a_g=0.1g$  تا  $a_g=1.0g$  متغیر در نظر گرفته شد.





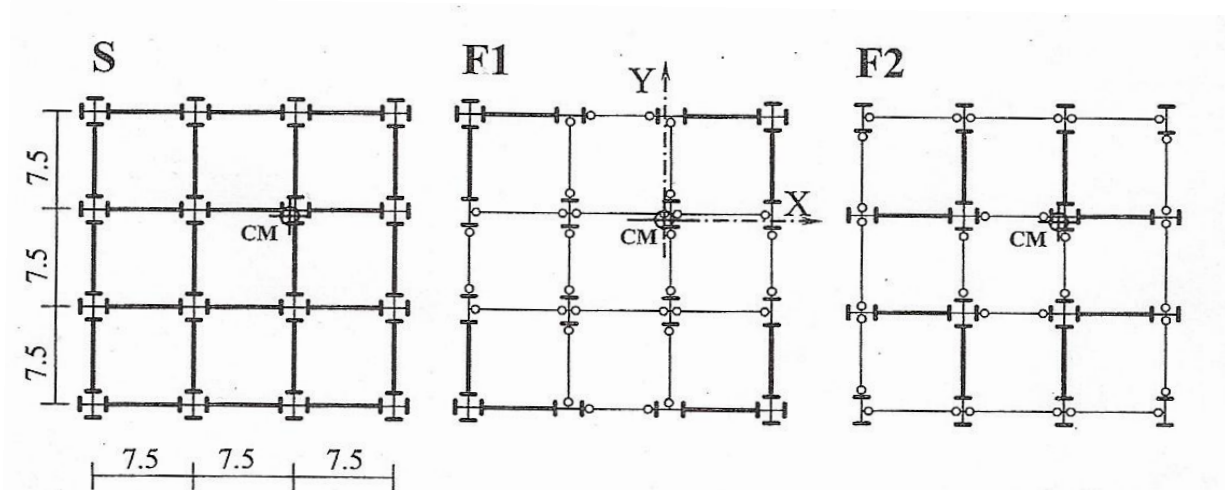
شکل ۲-۹: میانگین طیف الاستیک برای میرایی ۵٪، پریودهای الاستیک برای سازه های  $M$  و  $Mt$  مشخص شده اند [۱].

ساختمانهای قاب فولادی پنج طبقه پلان شماتیک سه شکل مختلف از ساختمانهای پنج طبقه  $S$ ,  $F1$ ,  $F2$  در شکل (۲-۱۰) نشان داده شده است. ساختمان های  $F1$  و  $S$  سخت پیچشی هستند و ساختمان  $F2$  نرم پیچشی است. منظور از سخت پیچشی اینست که دو مود اول آنها غالباً انتقالی و مود سوم آنها غالباً پیچشی است. مجدداً با جابه جایی مرکز جرم به اندازه ۱۵٪ در هر دو جهت نامنظمی در پلان ایجاد شده است. علامت دایره در شکل (۲-۱۰) نشان دهنده ی اتصالات مفصلی و خطوط پر رنگ اتصالات گیردار را نمایش می دهند. در مورد ساختمان  $F2$  به این علت که پریود مود اول آن غالباً پیچشی است این سازه نرم پیچشی خوانده می شود ویژگیهای ساختمانهای پنج طبقه را می توان به شرح زیر خلاصه نمود:

$S$ ،  $F1$ ، سخت پیچشی،  $F2$  نرم (انعطاف پذیر) پیچشی، ویژگیهای یکسان سازه ایی در هر دو جهت افقی، بارگذاری بزرگتر در جهت  $Y$  و شدت زمین لرزه یکسان در هر دو جهت افقی، پریودهای اولیه در بخش نزولی طیف شتاب و رابطه الاستیک- پلاستیک برای رفتار غیرخطی.

تحلیل دینامیکی با استفاده از شش رکورد زمین لرزه مختلف با دو مولفه در هر دو جهت انجام گرفت. برای هر رکورد، مولفه ی با حداکثر سرعت زمین لرزه ی بزرگتر  $V_g$ ، به مقدار هدف یکسان  $V_g$  مقیاس شده و در جهت  $Y$  اعمال می گردد.





شکل ۲-۱: پلانهای شماتیک ساختمانهای قابل فولادی با خروج از مرکزیت ۱۵٪ [۱]

بنابراین جهت  $Y$  جهت «ضعیف» و جهت  $X$  جهت «قوی» است. هر شتاب نگاشت در جهت  $X$  با استفاده از ضریب یکسان با جهت  $Y$  مقیاس گردید.

شدت زمین لرزه های متفاوتی شبیه سازی شدند، این کار با استفاده از مقیاس نمودن زمین لرزه ها به  $V_g = 10$ , 40, 70, 100, 160, 250 Cm/S صورت پذیرفت. به علت مقاومت بالایی که سازه های انتخابی دارند زمین لرزه بزرگی نیاز است تا بتوان تغییر شکلهای پلاستیک اساسی در سازه ایجاد کرد به همین علت مقدار حداکثر مورد استفاده  $V_g = 250$  Cm/S لحاظ می گردد. در این مطالعات اثرات درجه دوم ( $P-\Delta$ ) و کاهش مقاومت احتمالی در نظر گرفته نشده است.

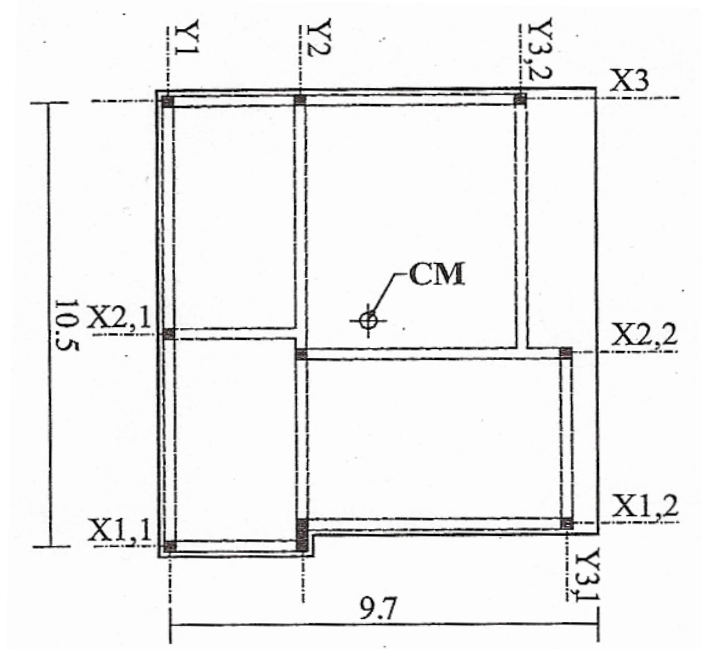
#### ساختمانهای سه طبقه بتن مسلح SPEAR

شکل (۲-۱۱) پلان ساختمانهای SPEAR را که در این مطالعه استفاده گردیدند نشان می دهد. این ساختمانها فقط برای بار ثقلی طراحی شده اند، خروج از مرکزیت بین مرکز جرم و مرکز سختی در حدود ۱۰٪ و ۱۴٪ به ترتیب در جهت  $X$ ,  $Y$  در نظر گرفته شده است. مود اول ارتعاشی غالباً در جهت  $X$ ، مود دوم غالباً در جهت  $Y$  و مود سوم غالباً پیچشی است. ساختمان SPEAR در مقیاس کامل به شکل شبه دینامیکی در ELSA, Ispra آزمایش شد. زمین لرزه ۱۹۷۶ مونتنگرو که در هر سنگوی بدست آمده و بر طیف الاستیک طراحی EC8 (که در شکل (۲-۱۲) نمایش داده شده است) منطبق گردیده، برای انجام آزمایش عملی انتخاب گردید.

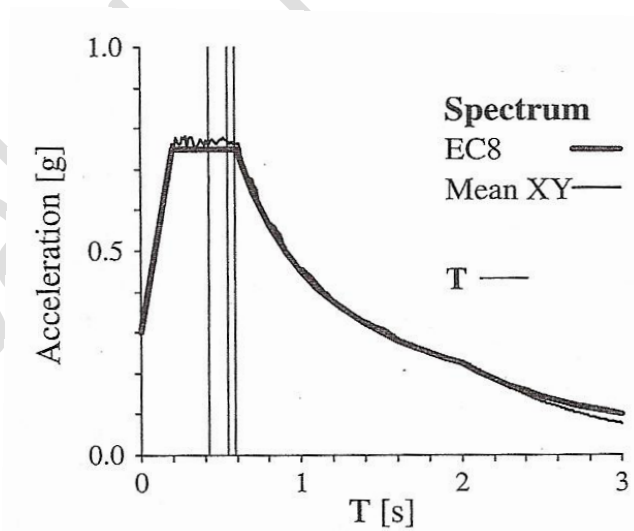
در مطالعات پارامتری از هفت رکورد زمین لرزه به طیف الاستیک طراحی EC8 منطبق شدند (نوع ۱، خاک C، شکل ۲-۳) استفاده گردید. زمین لرزه ایی که برای آزمایش عملی بر روی این ساختمانها انتخاب شد نیز جزو یکی از این رکوردها است. زمین لرزه ها به شدت های متفاوتی مقیاس شدند که توسط حداکثر شتاب زمین به اندازه ی 0.05, 0.1, 0.2, 0.3 و 1g تعریف می شوند.







شکل ۲-۱۱: پلان شماتیک ساختمان SPEAR [1].



شکل ۲-۱۲: میانگین طیف الاستیک برای میرایی ۵٪ و طیف الاستیک مطابق با EC8 نوع ۱ خاک C و  $a_g = 0.3g$  [1].

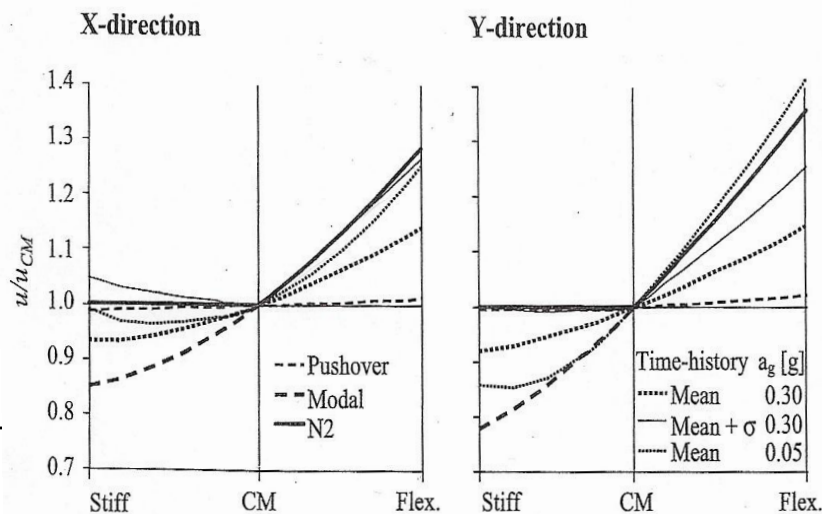
مدل ریاضی که در آزمایش عملی استفاده گردید مشابه آن چیزی است که در مطالعات پارامتری به کار رفت به استثنای میرایی که صفر در نظر گرفته شد. مشخصات مصالح که در مدل ریاضی به کار رفت اساساً متفاوت از آن



چیزی است که برای آزمایش سازه تعیین شد علاوه بر این ممان اینرسی جرمی مدل حدود ۲۰٪ در آنالیز کمتر از آزمایش عملی است. ویژگیهای ساختمانهای سه طبقه را می توان به شکل زیر خلاصه نمود:  
 - سخت پیچشی، سختی و مقاومت و خروج از مرکزیت متفاوت در جهت X, Y (همه مقادیر در جهت Y بزرگترند)، شدت زمین لرزه یکسان در دو جهت افقی، پرپودهای اولیه در بخش صاف طیف شتاب، روابط هیستریزس Takeda با پوش سه خطی و میرایی صفر و ۰.۵٪.

## ۲-۸-۱- ارزیابی روش توسعه یافته N2 برای ساختمانهای نامتقارن در پلان

Fajfar و همکارانش معتقدند که پاسخ غیرخطی سازه ها در بسیاری از مواقع از نظر کیفی مشابه پاسخ الاستیک آنها است. بدین منظور با انجام یک سری تحلیل دینامیکی طیفی خطی رفتار سازه ها را ابتدا در محدوده ی خطی بررسی کرده و سپس با رفتار آنها در محدوده ی غیرخطی مقایسه نمودند. برای پاسخ های الاستیک بارگذاری زلزله در هر جهت جداگانه انجام گرفته است و سپس نتایج توسط SRSS با یکدیگر ترکیب شده اند. همه ی نتایجی که برای پاسخ غیرالاستیک بدست آمده است توسط تحلیل تاریخچه ی زمانی و اعمال زمین لرزه دو جهته تعیین شده است. برای هر سازه نتایج به صورت تغییر شکل نرمال شده (نسبت تغییر مکان هر نقطه در پلان به تغییر مکان مرکز جرم  $(u/u_{cm})$ ) برای شدت زمین لرزه های متفاوت بیان شده است، اگر غیر از آن ذکر نشده باشد، پوش تغییر مکان نرمال شده ی بام در صفحه ی افقی ترسیم شده است. در سیستم های با خروج از مرکزیت جرمی، لبه ی انعطاف پذیر (نرم)، لبه ی نزدیک به مرکز جرم (CM) است. ولبه ی سخت لبه دیگری است که به مرکز جرم دورتر است. در این قسمت خلاصه ی نتایج حاصل از مطالعات پارامتری برای پاسخ الاستیک و پاسخ غیرالاستیک ارائه می گردد.  
 مطالعات نسبتاً محدودی برای ارزیابی روش توسعه یافته N2 بر روی ساختمانهای نامتقارن در پلان انجام گرفته است با این وجود این مطالعات نسبت به سایر روشهای پیشنهاد شده دیگر گسترده تر است، در مقاله ای که این روش معرفی شد [۲]، قابلیت آن در ارزیابی لرزه ای ساختمانهای SPEAR و ساختمانهای پنج طبقه فولادی بررسی شد. برای ساختمانهای SPEAR اثرات پیچش به شکل تغییرمکانهای نرمال شده که توسط روش توسعه یافته N2 تعیین شده اند در شکل (۲-۱۳) نمایش داده شده است. در این شکل نتایج روش N2 با آنالیز مودال، تحلیل تاریخچه زمانی با شدت زلزله کم ( $ag=0.05g$ ) که عملاً پاسخ الاستیک ایجاد می کند و تحلیل استاتیکی غیرخطی معمولی مقایسه شده است. برای تحلیل مودال از طیف EC8، نوع ۱ و خاک C استفاده شده است. در تحلیل مودال، تحلیل در دو جهت جداگانه انجام شده، سپس نتایج در هر جهت توسط SRSS با یکدیگر ترکیب شده اند.



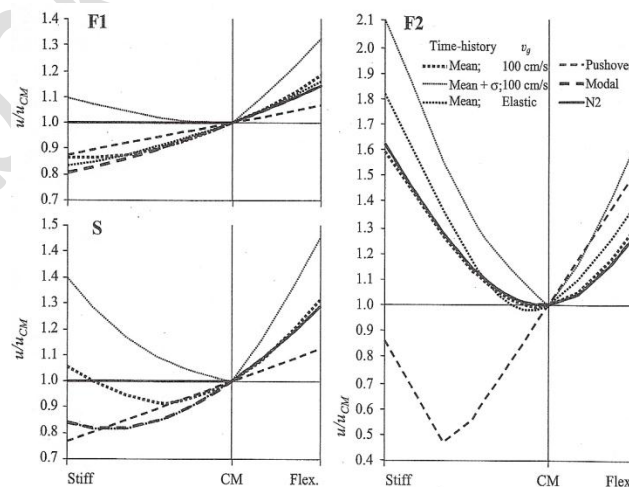
شکل ۲-۱۳: اثرات پیچش برای ساختمان SPEAR بدست آمده توسط تحلیل های متفاوت (میرایی ۵٪) [۱]

برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی از هفت زمین لرزه نیمه مصنوعی (مشابه آنچه برای مطالعات پارامتری ذکر شد) با هشت ترکیب جهت ها و علامت ها استفاده گردیده که جمعاً برای هر مجموعه تحلیل ۵۶ رکورد ایجاد می کند. میانگین و میانگین به علاوه ی انحراف معیار مقادیر بدست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی برای تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در شکل نشان داده شده است .

نتایج N2 با خط بدست آمده توسط آنالیز مودال در جهت سخت پیچشی یکسان هستند. ضریب کاهش به علت پیچش در روش N2 مجاز نیست بنابراین مقدار ثابت ۱.۰ برای جهت سخت پیچشی به عنوان تغییر مکان نرمال به کار می رود. در صورتی که نتایج N2 با میانگین نتایج تاریخچه زمانی غیرخطی مقایسه گردد مشاهده می شود که روش N2 منجر به کسب نتایج محافظه کارانه ای شده است.

تحلیل استاتیکی غیرخطی که در آن نیروها در مرکز جرم اعمال می شوند (روش N2 معمولی) چرخش های پیچشی بسیار کمی نشان می دهد. ضرایب تصحیح که بر این نتایج اعمال می شوند می توانند تا حد مناسبی نتایج را اصلاح نمایند.

شکل (۲-۱۴) اثرات پیچش را که توسط روش توسعه یافته N2 بدست آمده برای حالت های مختلف ساختمان های فولادی نشان می دهد و نتایج آن را با سایر انواع روش های تحلیل مقایسه نموده است. برای همه ی ساختمانها تحلیل تاریخچه زمانی با ۲۴ زمین لرزه انجام پذیرفته است (۶ زمین لرزه که در مطالعات پارامتری به کار رفته با چهار ترکیب متفاوت از جهات و علامت ها). در تحلیل غیرخطی مولفه ی قوی تر به  $Vg=100 \text{ Cm/s}$  مقیاس گردیده که منجر به تغییر شکلهای متوسط و تا حد زیادی می گردد.



شکل ۲-۱۴: اثرات پیچش برای ساختمانهای F1، S، و F2 بدست آمده توسط تحلیل های متفاوت [۱].



انطباق بسیار خوبی در نتایج تحلیل مودال ( و بنابراین N2) بامیانگین نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه ی زمانی غیرخطی برای هر سه ساختمان در جهت انعطاف پذیر مشاهده می شود. در جهت سخت اثرات پیچش برای ساختمانهای F1 و S غالباً محافظه کارانه هستند به استثنای لبه ی انتهای ساختمان S که در مورد آن این اتفاق رخ نداده است. در مورد ساختمان نرم پیچشی F2، تحلیل الاستیک مودال ضریب افزایش پیچش را حتی در جهت سخت پیچشی نشان می دهد. بنابراین نتایج N2، نتایج تحلیل الاستیک مودال را در جهت سخت نیز پیگیری می کند. همچنین یک انطباق بسیار خوب با نتایج تحلیل تاریخچه ی زمانی غیرخطی مشاهده می شود. اگر چه تفاوت هایی در مورد زمین لرزه های با سرعت متفاوت نسبت به  $Vg=100 \text{ Cm/s}$  انتظار می رود در مجموع تخمین اثر پیچش که توسط آنالیز الاستیک مودال بدست آمده در حدود قابل قبولی قرار دارد که نشان دهنده ی اینست که روش پیشنهادی برای جهت سخت ساختمان های نرم پیچشی نیز مناسب است. به عبارت دیگر همانگونه که انتظار می رفت آنالیز استاتیکی غیرخطی معمولی (N2 برای ساختمانهای متقارن) با بارگذاری جانبی در مرکز جرم کاملاً در چنین موردی مردود می گردد.

باتوجه به اینکه تفاوت بین تحلیل استاتیکی غیرخطی با نیروهای اعمال شده در CM و نتایج تحلیل مودال در جهت سخت خیلی زیاد است. ضرایب تصحیح اگر با نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی محاسبه شوند ممکن است که منجر به نتایج قابل قبولی نگردند. انجام یک تحلیل استاتیکی غیرخطی مجزا با اعمال نیروهای جانبی در محلی دیگر بین جهت سخت و مرکز جرم استفاده از این نتایج برای تصحیح در لبه ی سخت با ضرایب تصحیح که توسط چنین تحلیل استاتیکی غیرخطی ای بدست آمده اند گزینه ی بهتری به نظر می رسد که می تواند موضوع مطالعات آتی باشد. شایان ذکر است برخی محققین مطالعاتی را جهت بررسی اثرات اعمال نیروهای جانبی در محلی به غیر از مرکز جرم طبقات انجام داده اند که منجر گردیده نتایج بهتری نسبت به حالتی که بار در مرکز جرم اعمال می گردد حاصل شود [۵].

## ۲-۸-۲- بررسی نتایج تحلیل مدل به کار رفته

برپایه نتایجی که از نمونه های تست شده به دست آمده است می توان نتیجه گرفت که روش توسعه یافته N2 یک ابزار مناسب برای تحلیل لرزه ای ساختمانهای پیچیده ارائه می کند. نتایج این روش عمدتاً محافظه کارانه هستند، در مورد ساختمانهای نرم پیچشی، در جهت سخت پیچشی نتایج روش توسعه یافته N2 دارای پراکندگی بیشتری هستند. که البته این اتفاق در نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی نیز اتفاق می افتد. به توجه به پیچیدگی رفتار غیرخطی سازه ها مطالعات بیشتری برای ارزیابی بیشتر روش N2 لازمست تا بتوان قاطعانه تر در مورد نتایج این پیش بینی صحبت نمود، اگرچه وسعت مطالعاتی که برای ارزیابی این روش در ساختمان های نامتقارن انجام شده است بیشتر از سایر روشها است که همین مساله موفقیت نسبی این روش را نشان می دهد.



Babak H. Mamaghani



## فصل (۳)

معرفی و ارزیابی روش

MPA

## ۳-۱- مقدمه

Chopra, Goel (2002) یک روش توسعه یافته تحلیل استاتیکی غیرخطی را برپایه تئوریهای دینامیک سازه ها ارائه کردند که سادگی مفهوم و جذابیت محاسباتی روشهای ساده تحلیل استاتیکی غیرخطی را دارا می باشد، همچنین دارای یک توزیع بار ثابت در ارتفاع؛ در طول انجام آنالیز می باشد. این روش تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال Modal Pushover Analysis (MPA) ابتدا تنها برای قاب های دوبعدی ارائه گردید [۶] و سپس برای ارزیابی لرزه ایی ساختمانهای نامنظم در پلان توسعه یافت [۷]. در این روش تقاضای لرزه ایی مربوط به هر یک از اجزاء بسط مودی نیروی موثر زلزله توسط یک آنالیز استاتیکی فزاینده با استفاده از توزیع نیروی اینرسی در هر مود تعیین می شود. سپس با ترکیب تقاضای لرزه ای مودی مربوط به دویاسه موداول تخمینی از تقاضای کل را برای سیستم های غیرخطی ارائه می کند.

در این بخش به معرفی و ارزیابی یکی از روشهای تحلیل پوش اور به نام MPA با توزیع بار غیر متغیر که دارای مفاهیم ساده و محاسباتی کاربردی می باشد می پردازیم. میزان دقت و قابلیت اطمینان روش MPA در تخمین تقاضای جابجایی نسبی طبقات مورد بررسی خواهد گرفت. نتایج به دست آمده برای مدل ساختمانهای سه ، شش و نه طبقه می باشد که تحت بیست زلزله با دوره بازگشت ۴۷۵ سال و ۲۴۷۵ سال مورد تحلیل قرار گرفته است. سیستم باربر جانبی این ساختمانها از نوع قال خمشی فولادی در محیط می باشد و قاب های داخلی بارهای ثقلی را منتقل می نمایند. نتایج به دست آمده بیانگر آن است که با در نظر گرفتن چندین مود ( معمولاً دو یا سه مود )، در روش MPA توزیع موارد تقاضا در ارتفاع به صورت کلی مشابه نتایج دقیق به دست آمده از روش تحلیل دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی می باشد. در نهایت خواهیم دید که نتایج به دست آمده از این روش در مقایسه با نتایج به دست آمده از توزیع نیرو در روش های FEMA273 و FEMA356 دارای ارجحیت بیشتر و دقت بهتری می باشد.

در این روش ، توزیع نیرو و جابجایی هدف بر این فرض استوار می باشد که پاسخ سازه بر اساس مد اصلی کنترل می شود و شکل مودی بعد از تسلیم سازه بدون تغییر باقی می ماند.

هیچ یک از روشهای توزیع نیروی غیر متغیر ، اثر موده های بالاتر در پاسخ ، توزیع نیروی اینرسی به علت تسلیم سازه و تغییرات مربوطه در خواص ارتعاشی سازه را در نظر نمی گیرند. برای غلبه به این محدودیت ، محققان روشهای توزیع سازگار نیرو را ارائه داده اند که در آن پیروی بیشتر از توزیع نیروهای اینرسی وابسته به زمان صورت می گیرد.

## ۳-۲- تحلیل استاتیکی مودال: ساختمانهای الاستیک

در روش آنالیز دینامیکی خطی طیفی (RSA) که به عنوان یک روش استاندارد شناخته شده است، مقادیر حداکثر پاسخ ها در مود  $n$  را می توان از رابطه

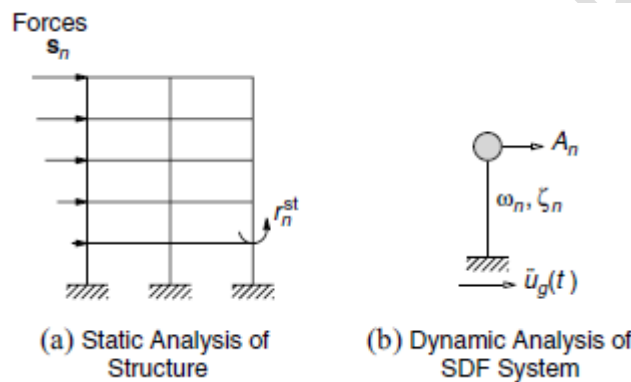


$$r_{no} = r_n^{st} A_n \quad (1-3)$$

بدست آورد. در رابطه فوق  $r_n^{st}$  از تحلیل استاتیکی سازه تحت اثر توزیع نیروی جانبی  $S_n$  در ارتفاع ساختمان تعیین می شود که  $S_n$  مقدار توزیع فضایی نیروی موثر زلزله در مود  $n$  ام می باشد و از رابطه

$$s_n = \Gamma_n m \phi_n \quad (2-3)$$

محاسبه می گردد. در رابطه (2-3)،  $\Gamma_n$  ضریب مشارکت مود  $n$  ام،  $m$  ماتریس جرم سازه و  $\phi_n$  بردار شکل مود  $n$  ام می باشد. در رابطه (1-3) مقدار حداکثر پاسخ شبه شتاب است که از روی طیف پاسخ (یا طیف طراحی) به دست می آید. شکل 1-3 توضیح مفهومی چگونگی تعیین پاسخها را در آنالیز دینامیکی طیفی نمایش می دهد.



شکل 1-3: توضیح مفهومی RSA مودال برای سیستم های خطی [6].

برای ایجاد یک روش آنالیز پوش آور که با RSA سازگار باشد، مشاهده می شود که آنالیز استاتیکی سازه تحت اثر نیروی جانبی به شکل

$$f_{no} = \Gamma_n m \phi_n A_n \quad (3-3)$$

مقدار مشابهی از  $r_{no}$ ، پاسخ حداکثر مود  $n$  ام را مشابه آنچه توسط رابطه (1-3) بیان شد؛ ارائه می دهد، به همین شکل این مقدار پاسخ می تواند توسط آنالیز استاتیکی سازه تحت نیروهای جانبی که در ارتفاع ساختمان به شکل

$$s_n^* = m \phi_n \quad (4-3)$$

توزیع شده است، بدست آید، بدین صورت که سازه تا رسیدن به تغییر مکان حداکثر بام  $u_{mo}$ ، مقدار حداکثر تغییر مکان بام در مود  $n$  ام، که از رابطه

$$u_{rno} = \Gamma_n \phi_{rn} D_n \quad (5-3)$$

بدست می آید، به شکل فزاینده هل داده می شود. در رابطه (5-3)،  $D_n = A_n / \omega_n^2$  به سادگی از روی طیف پاسخ و یا طیف طراحی بدست می آید.





### ۳-۳- تحلیل استاتیکی مودال: ساختمانهای غیرالاستیک

معادله ارتعاش یک سیستم چند درجه آزادی غیرخطی را می توان به شکل

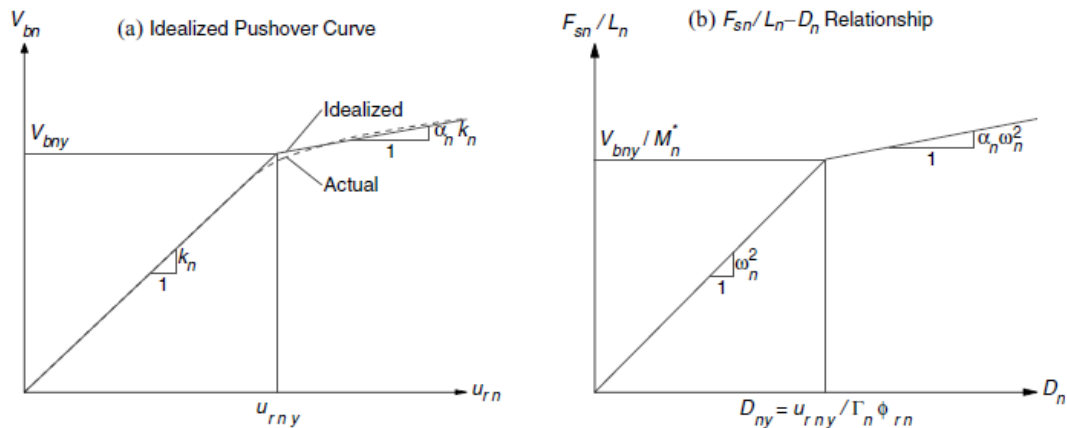
$$\ddot{\mathbf{m}}\mathbf{u} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}_s(\mathbf{u}, \text{sign } \dot{\mathbf{u}}) = -\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (۶-۳)$$

بیان نمود. حل معادله (۶-۳) برای سیستمهای غیرخطی نمی تواند با فرض

$$\mathbf{u}_n(t) = \Phi_n q_n(t) \quad (۷-۳)$$

انجام پذیرد. زیرا در این حالت مودها و نه تنها مود  $n$ ام در پاسخ مشارکت خواهند داشت. در صورتی که از معادله (۳-۳) برای حل سیستم های غیرخطی استفاده نمود، در این صورت می توان پاسخ یک سیستم چند درجه آزادی غیرخطی را به روش مودال مشابه آنچه در سیستم های خطی انجام شد بدست آورد، با این تفاوت که در حل سیستم با تبدیل سیستم چند درجه آزادی به سیستم تک درجه آزادی بایستی پاسخ یک سیستم تک درجه آزادی غیرخطی را بدست آورد. بنابراین همچنان برای تعیین پاسخ سازه در هر مود می توان از رابطه (۳-۱) استفاده نمود با این تفاوت که برای حل سیستم غیرخطی  $A_n$  در این رابطه پاسخ شبه شتاب غیرخطی سیستم SDF معادل خواهد بود که از حل یک سیستم SDF غیرخطی و یا طیف غیرخطی محاسبه می گردد. (Chopra, Goel (2002) این روش تعیین پاسخ غیرخطی را آنالیز تاریخچه پاسخ غیروابسته مودی (UMRHA) Uncoupled Modal Response History Analysis نامیدند. لفظ غیروابسته از آن جهت در این نامگذاری به کار رفته است که وابستگی بین مودها که پس از تسلیم اولین عضو در رابطه (۳-۷) به وجود خواهد آمد در این روش لحاظ نشده است. بعد از تعیین پاسخ حداکثر در هر مود پاسخ کل سازه توسط روشهای ترکیب آثار مودها از قبیل SRSS تعیین می شود. سوالی که در این قسمت مطرح می شود اینست که برای حل سیستم تک درجه آزادی غیرخطی معادل در هر مود رابطه نیرو- تغییر شکل به چه شکل حدس زده شود، مبتکرین این روش برای ایجاد یک الگوریتم برپایه افزایش نیرو پیشنهاد کردند که سازه تحت تاثیر یک نیروی جانبی به شکل رابطه (۳-۴) قرار گیرد، سپس منحنی برش پایه- تغییرمکان بام مشابه آنچه در شکل (۳-۲) نشان داده شده است ترسیم گردد.





شکل ۳-۲: خصوصیات منحنی پوش آور سیستم SDF غیر خطی در مود \$n\$ م. [6]

سپس منحنی به یک منحنی دوخطی ایده آل سازی می گردد. برای تبدیل منحنی دوخطی ایده آل شده ی \$V\_{bn}-u\_{rn}\$ (برش پایه- تغییر مکان بام) برای سیستم چند درجه آزادی که منحنی پوش آور خوانده می شود، به سیستم تک درجه آزادی معادل از روابط زیر استفاده می گردد:

$$F_{sn} = \frac{V_{bn}}{\Gamma_n}, \quad D_n = \frac{u_{rn}}{\Gamma_n \phi_{rn}} \quad (۸-۳)$$

معادلات (۸-۳) تبدیل منحنی پوش آور به رابطه موردنظر \$F\_{sn}/L\_n - D\_n\$ که در شکل (۲-۳) نمایش داده شده است را امکان پذیر می سازد. مقادیر تسلیم \$F\_{sn}/L\_n\$ و \$D\_n\$ عبارتند از

$$\frac{F_{sny}}{L_n} = \frac{V_{bny}}{M_n^*}, \quad D_{ny} = \frac{u_{rny}}{\Gamma_n \phi_{rn}} \quad (۹-۳)$$

که در آن \$M\_n^\* = L\_n \Gamma\_n\$ جرم موثر مودی است. دو عبارت فوق الذکر توسط

$$\frac{F_{sny}}{L_n} = \omega_n^2 D_{ny} \quad (۱۰-۳)$$

با یکدیگر ارتباط دارند. پیوند ارتعاش الاستیک \$T\_n\$ از مود \$n\$ ام سیستم غیرخطی SDF از رابطه

$$T_n = 2\pi \left( \frac{L_n D_{ny}}{F_{sny}} \right)^{1/2} \quad (۱۱-۳)$$

محاسبه می گردد. بدین ترتیب این پیوند معادل سیستم تک درجه آزادی غیرخطی محاسبه پاسخ غیرخطی \$D\_n\$ را از روی طیف پاسخ غیرخطی (یا طیف طراحی) امکان پذیر می سازد. مشابه آنچه که روش RSA مبنای MPA برای سیستم های خطی قرار گرفت روش UMRHA نیز مبنای روش MPA برای سیستم های غیرخطی قرار گرفت، بدین



شکل که سازه تحت اثر نیروی جانبی  $S_n^*$  قرار می گیرد (برای هر مود ارتعاش به طور مجزا) تا تغییر مکان بام به مقدار حداکثر خود

$$u_{rno} = \Gamma_n \phi_{rn} D_n \quad (۱۲-۳)$$

برسد. سپس پاسخ ها در هر مود توسط روشهای ترکیب آثار مودها با یکدیگر ترکیب می شوند.

با این مقدمه می توان مراحل انجام روش MPA را برای ساختمان های منظم به شرح ذیل خلاصه نمود:

- ۱- پرپود ارتعاش طبیعی  $T_n$  و مودهای طبیعی ارتعاش  $\phi_n$  برای ارتعاش سیستم الاستیک خطی محاسبه می شوند.
- ۲- منحنی پوش آور  $(V_{bn} - u_{rn})$ ، رابطه برش پایه- تغییر مکان بام برای توزیع بار در مود  $n$ ام به شکل  $S_n^* = m\phi_n$  ترسیم می گردد. بارهای ثقلی قبل از آنالیز برای مود اول اعمال می شوند بنابراین اثرات  $P - \Delta$  ممکن است منجر به ایجاد منحنی با شیب منفی پس از تسلیم گردد. بارهای ثقلی برای تشکیل منحنی های ظرفیت در مودهای بالاتر در نظر گرفته نمی شوند.
- ۳- منحنی ظرفیت به صورت یک منحنی دوخطی ایده آل معرفی می شود.
- ۴- منحنی ایده آل شده پوش آور به رابطه نیرو- تغییر شکل  $(\frac{F_{sn}}{L_n} - D_n)$  برای سیستم غیرخطی SDF در مود  $n$ ام تبدیل می گردد. بدین منظور از رابطه (۳-۹) استفاده می شود.
- ۵- حداکثر تغییر شکل  $D_n$  برای سیستم SDF غیرخطی در مورد  $n$ ام، با رابطه نیرو- تغییر شکل مشخص از قسمت قبل و نسبت میرایی  $\xi_n$  محاسبه می گردد. پرپود ارتعاش اولیه سیستم از رابطه  $T_n = 2\pi(L_n \frac{D_{ny}}{F_{ny}})^{1/2}$  بدست می آید. برای یک سیستم SDF با  $T_n$ ،  $\xi_n$  و رابطه نیرو- تغییر شکل معلوم،  $D_n$  برای یک زمین لرزه مشخص می تواند توسط RHA غیرخطی محاسبه گردد. در کاربردهای عملی،  $D_n$  از یک طیف طراحی با استفاده از روابط تجربی برای نسبت تغییر شکلهای غیرخطی بدست می آید (Chopra, Chintanapakdee, 2003)
- ۶- مقدار حداکثر تغییر مکان بام سیستم SDF غیرخطی،  $u_m$ ، متعلق به مود  $n$ ام سازه توسط رابطه (۳-۱۲) محاسبه می گردد.
- ۷- از روی اطلاعات بدست آمده از آنالیز استاتیکی غیرخطی افزایشی در تغییر مکان بام به میزان  $u_m$ ، مقادیر پاسخ مطلوب  $r_n$  نظیر: تغییر مکان طبقات، تغییر مکان نسبی طبقات، چرخش مفاصل پلاستیک و ... بدست می آیند.
- ۸- مراحل ۳ تا ۷ برای هر چند تعداد مود مورد نیاز تکرار می شوند، معمولاً و تا سه مود اول کافی هستند.
- ۹- پاسخ (تقاضای) کل  $\Gamma_{MPA}$  توسط ترکیب حداکثر پاسخ در هر مود با استفاده از روشهای ترکیب آثار مودها نظیر CQC, SRSS بدست می آید.

### ۳-۴- منابع ایجاد خطا در روش MPA

خطاهایی که در روش MPA ایجاد می گردند ناشی از فرضیات و تقریب های ذیل هستند:

- ۱- وابستگی مختصه های مودی  $q_n$  که از تسلیم سازه ناشی می شود در این روش صرف نظر شده است.



۲- روشهای ترکیب اثرمودها، CQC و SRSS که برای ترکیب اثر مودها در این روش به کار می روند یکی دیگر از عوامل ایجاد خطا در پاسخ کل سازه می باشد این عامل ایجاد خطا برای سیستم های با وابستگی زیاد بین مودها در سازه های نامنظم در پلان بیشتر خود را نشان می دهد چرا که تغییر مکان بام با ترکیب اثرات مودها به روش CQC کم تخمین زده می شود، این اشتباه به این دلیل رخ می دهد که پاسخ در مودهای مختلف تقریباً هم زمان به مقدار حداکثر خود می رسد [۸].

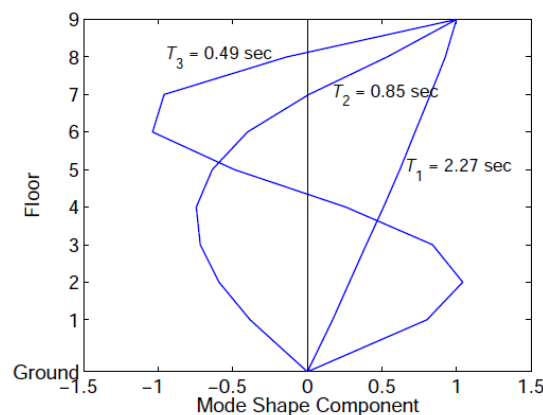
۳- رابطه  $\frac{F_{sn}}{L_n} - D_n$  توسط یک منحنی دوخطی ایده آل سازی می شود تا بتوان سیستم تک درجه آزادی معادل را ایجاد نمود مطالعات نشان داده است که این عامل کمتر از دو عامل دیگر در ایجاد خطا در انجام روش نقش دارد.

### ۳-۵- مثال کاربردی

ساختمانهای SAC، ساختمانهایی هستند که توسط سه شرکت طراحی شده و دارای سه تیپ ۳، ۹ و ۲۰ طبقه می باشند که همگی دارای پلان متقارن بر اساس آیین نامه های محلی شهرهای لس آنجلس، سیاتل و بوستن می باشند. توضیحات کامل این ساختمانها در Gupta و Krawinkler به سال ۱۹۹۹ آورده شده است. سیستم سازه ای این ساختمانها شامل قاب خمشی فولادی در محیط سازه می باشد و قاب های داخلی صرفاً بارهای ثقلی را منتقل می نمایند. در این بخش قاب های شمالی - جنوبی ساختمانهای ۹ و ۲۰ طبقه مورد بررسی قرار گرفته اند. بیست مجموعه از شتاب نگاشت ها با دوره بازگشت ۲۴۷۵ و ۴۷۵ سال برای تحلیل دینامیکی مورد استفاده قرار گرفته اند.

### ۳-۵-۱- کام بندی

۱- محاسبه پریود طبیعی  $T_n$  و اشکال مدی  $\phi_n$  برای ارتعاش خطی و الاستیک ساختمان. شکل ۱ الف نشاندهنده نتایج به دست آمده برای ساختمان ۹ طبقه می باشد

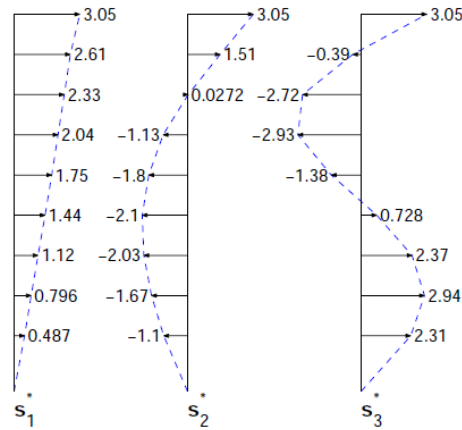


شکل ۳-۳: سه مود اول ارتعاش و پریود مربوطه برای ساختمان ۹ طبقه [۹]

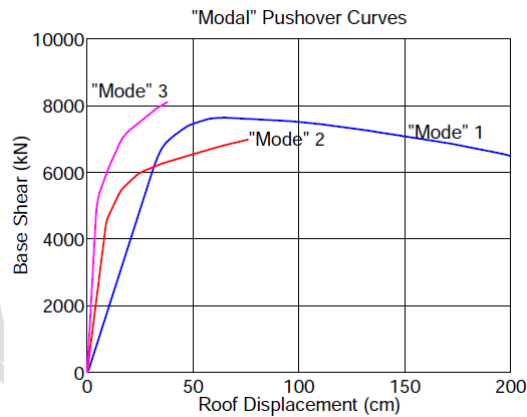
۲- بسط منحنی Pushover  $(V_{bn} - u_m)$  برای توزیع نیروی مد  $n$  ام  $(S_n^* = m\phi_n)$ . توزیع نیرو در شکل (۳-۴) و منحنی پوش اور در شکل (۳-۵) نشان داده شده است. بارهای ثقلی که در قابهای داخلی اعمال می شوند، قبل از تحلیل پوش



اور مود اول به سازه اعمال می شوند. اثرات  $P-\Delta$  منجر به ایجاد سختی منفی همانند شکل (۳-۵) می گردد. شایان به ذکر است که اثر بارهای ثقلی در تحلیل مدهای بالاتر در نظر گرفته نشده است.



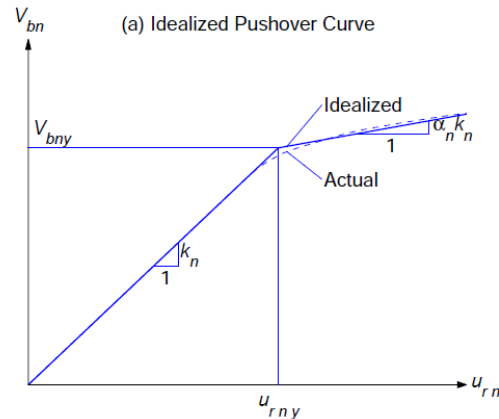
شکل ۳-۴: توزیع نیروی  $s_n^* = m\phi_n$  برای  $n=1,2,3$  در ساختمان ۹ طبقه [۹]



شکل ۳-۵: منحنی های تحلیل MPA برای ساختمان ۹ طبقه [۹]

۳- ایده ال سازی منحنی Pushover به منحنی دو خطی



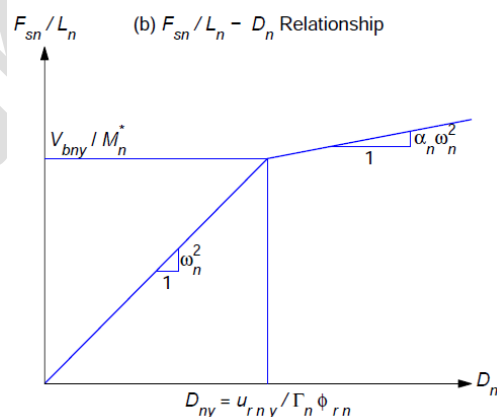


شکل ۳-۶: خصوصیات مربوط به مود  $n$  ام سیستم چند درجه آزاد غیرالاستیک از منحنی پوش اور [۹]

تبدیل منحنی Pushover ایده ال به رابطه نیرو - جابجایی  $(F_{sn}/L_n - D_n)$  مربوط به مد  $n$  ام سیستم SDOF غیر الاستیک با استفاده از روابط:

$$\frac{F_{sny}}{L_n} = \frac{V_{bny}}{M_y^*}, \quad D_{ny} = \frac{u_{rny}}{\Gamma_n \phi_{rn}} \quad (۱۳-۳)$$

به طوری که  $M_y^*$ ، جرم مودال موثر و  $\phi_{rn}$  شکل مودی  $n$  ام می باشد.



شکل ۳-۷: خصوصیات مربوط به مود  $n$  ام سیستم یک درجه آزاد غیرالاستیک از منحنی پوش اور [۹]

۴- محاسبه تغییر شکل حداکثر  $D_n$  مد  $n$  ام سیستم غیرالاستیک SDOF با استفاده از روابط نیرو - جابجایی در شکل (۷-۳) برای نسبت میرایی  $\xi_n$ . زمان تناوب طبیعی با استفاده از رابطه  $T_n = 2\pi(L_n D_{ny}/F_{ny})^{1/2}$  به دست می آید. برای یک



سیستم SDOF با  $T_n$  و  $\xi_n$  مشخص و روابط نیرو - تغییر شکل، مقدار  $D_n$  را می توان با استفاده از RHA غیرخطی برای زلزله مورد نظر به دست آورد. در موارد عملی، مقدار  $D_n$  از طیف طراحی با استفاده از روابط تجربی برای نسبت های تغییر شکل غیرالاستیک تخمین زده می شود.

۵- محاسبه جابجایی حداکثر بام  $u_m$  مربوط به مد  $n$  ام سیستم غیرالاستیک SDOF

$$u_m = \Gamma_n \cdot \phi_m \cdot D_n \quad (14-3)$$

۷- با استفاده از مقادیر اطلاعاتی منحنی Pushover در جابجایی بام  $u_m$ ، مقادیر پاسخ مورد نظر مانند جابجایی کف، جابجایی نسبی طبقات، چرخش مفاصل پلاستیک را استخراج می کنیم.

۸- مراحل ۳ تا ۷ را برای ایجاد دقت مورد نیاز به تعداد موده های مورد نظر انجام می دهیم، که معمولاً بررسی سه مد اول کافی است.

۹- تعیین پاسخ کلی (تقاضا)  $r_{MPA}$  توسط ترکیب پاسخ های Modal حداکثر با به کارگیری قانون ترکیب مودال همانند روش SRSS.

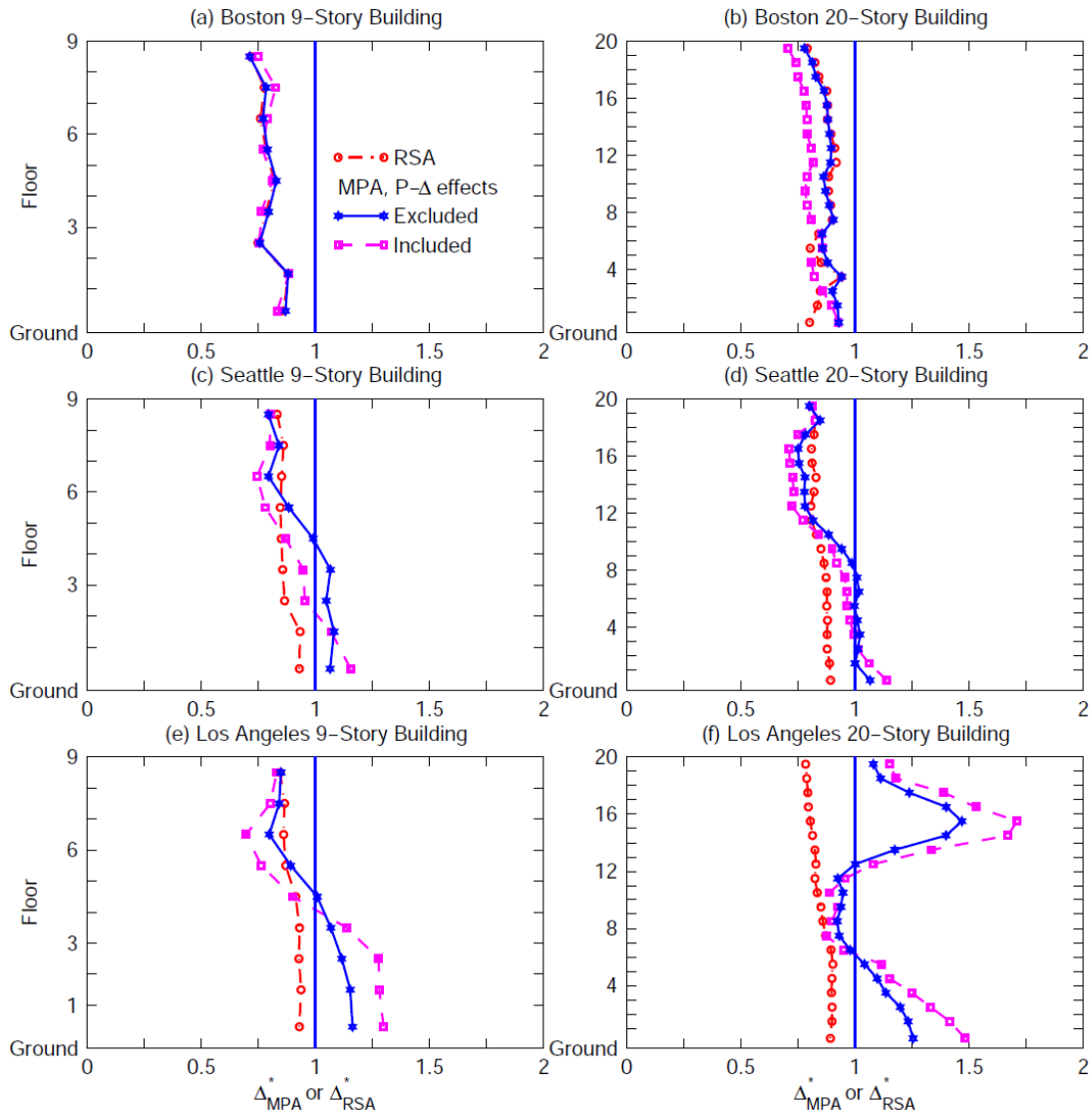
$$r_{MPA} = \left( \sum_{n=1}^J r_n^2 \right)^{1/2} \quad (15-3)$$

که  $J$  در آن تعداد موده های در نظر گرفته شده می باشد.

### ۳-۵-۲- بررسی نتایج تحلیل به کمک روش MPA

شکل (۸-۳) نشانگر مقادیر میانگین نسبت جابجایی های نسبی برای هر یک از ساختمانهای SAC می باشد. به طور کلی نتایج برای دو حالت بدون در نظر گرفتن اثرات  $P-\Delta$  و با در نظر گرفتن مقادیر  $P-\Delta$  ارایه شده اند. همچنین شکل (۸-۳) مقادیر  $\Delta_{RSA}^*$  برای سیستم الاستیک را نشان داده است. مقادیر میانگین  $\Delta_{RSA}^*$  با مقادیر کمتر از یک بیانگر آن است که روش RSA پاسخ ها را نسبت به سیستم الاستیک، دست پایین محاسبه کرده است. از آنجا که این خطاها مربوط به استفاده از قوانین ترکیب مودال می باشد، خطای دیگر روش ها نسبت به این روش مورد بررسی قرار گرفته است. خطای دیگر که ناشی از در نظر نگرفتن اثر جفت شدگی مودها (Chopra&Goel, 2009) می باشد در صورت در نظر نگرفتن اثرات  $P-\Delta$  کم می باشد مگر آنکه سازه همانند سازه ۲۰ طبقه لس آنجلس، تا حد زیادی وارد ناحیه غیر خطی شود (شکل ۸-۳ f).



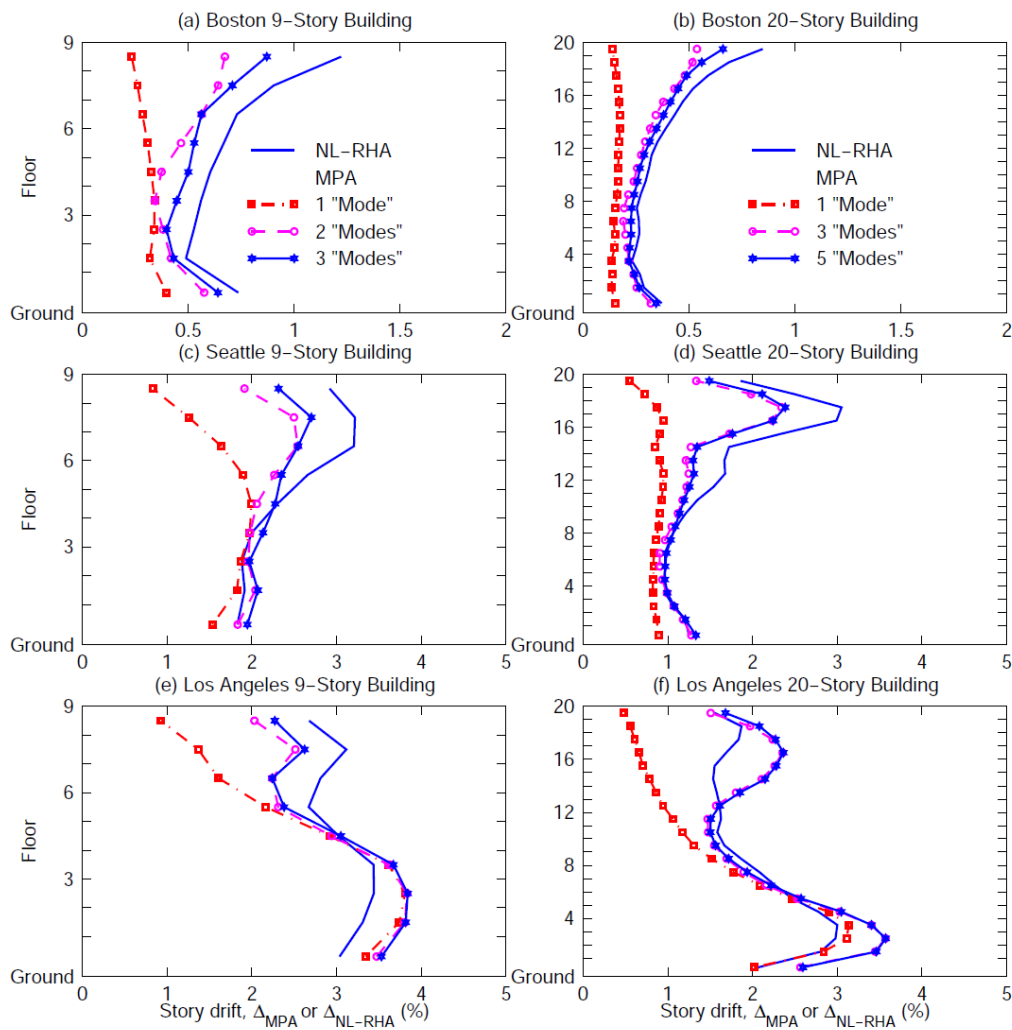


شکل ۳-۸: میانگین نسبت های جابجایی نسبی به روش MPA برای دو حالت از ساختمانها و همچنین مقادیر مربوط به RSA ساختمانهای SAC [۹]

شکل (۳-۹) بیانگر پراکندگی مقادیر جابجایی نسبی طبقات یعنی  $\Delta_{MPA}^*$  و  $\Delta_{RSA}^*$  می باشد. مقادیر پراکندگی  $\Delta_{RSA}^*$  برای سیستم های الاستیک کم می باشد. پراکندگی مقادیر  $\Delta_{MPA}^*$  برای ساختمانهای بوستن تقریباً با مقادیر  $\Delta_{RSA}^*$  به دلیل آنکه سازه در ناحیه الاستیک رفتار کرده است، یکسان می باشد اما در دیگر ساختمانهای به دلیل رفتار غیر الاستیک، این مقادیر متفاوت می باشد.



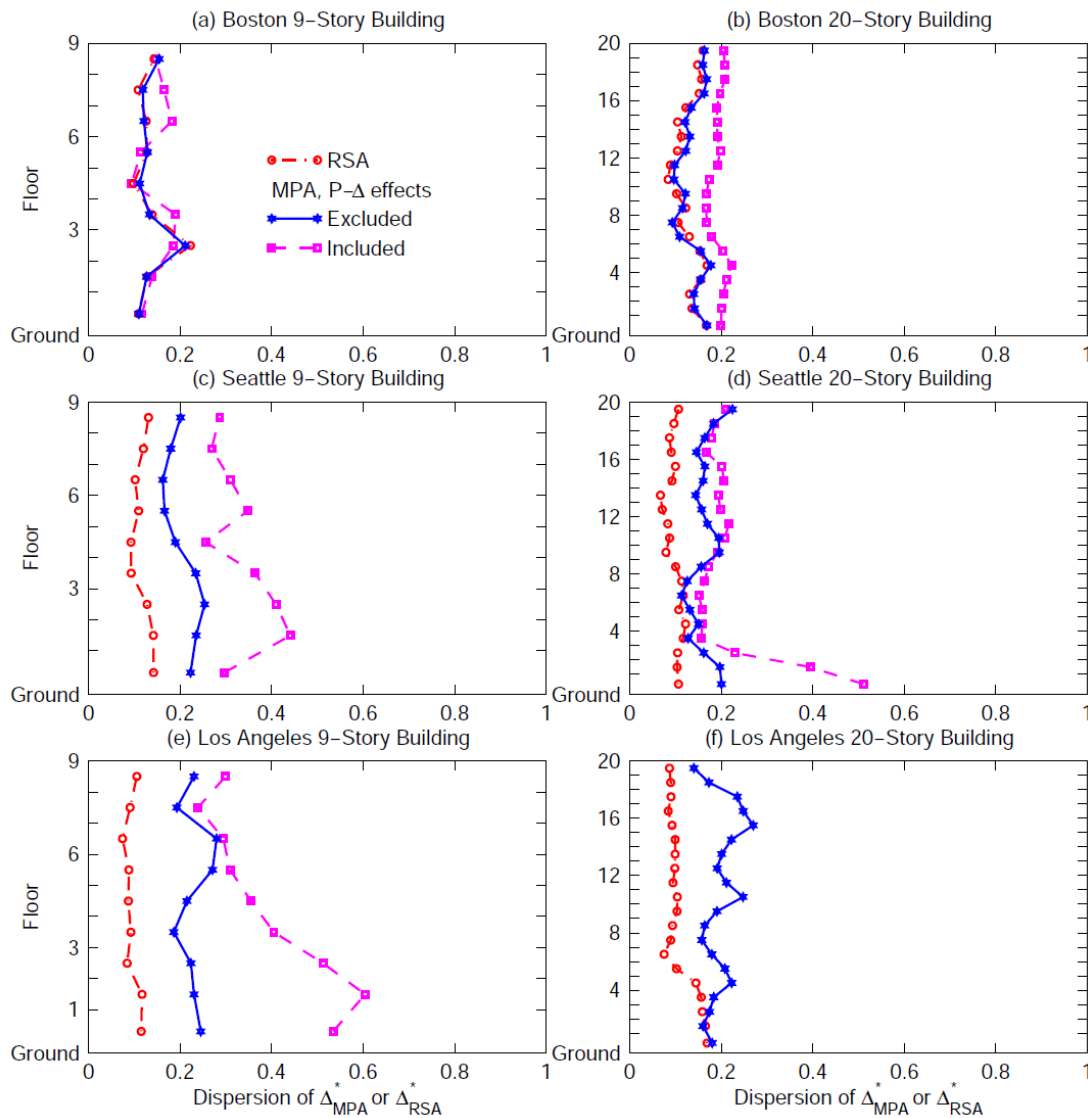




شکل ۳-۹: میانگین جابجایی نسبی طبقات با کمک روش MPA (برای دو حالت با در نظر گرفتن اثرات  $P-\Delta$  و بدون در نظر گرفتن آن) و روش تاریخچه زمانی، [۹]

شکل (۳-۱۱) بیانگر مقادیر میانگین تقاضای جابجایی نسبی طبقات،  $\Delta_{FEMA}$ ، که توسط تحلیل پوش اور برای چهار حالت بارگذاری FEMA356 تا رسیدن به جابجایی هدف تعیین شده توسط MPA می باشد. مقایسه مقادیر جابجایی نسبی مورد انتظار به دست آمده از این روش با مقادیر دقیق RHA نشانگر محدودیت زیادی در آن است. توزیع بار FEMA356 منجر به مقادیر دست پایین علی الخصوص در طبقات بالایی می شود. توزیع بار یکنواخت مقادیر را به طور زیادی بالا دست به دست آورده است. به جز در ساختمانهای بوستون که عملکرد سازه الاستیک می باشد. مقادیر به دست آمده از روش MPA تا حد زیادی به مقادیر دقیق نزدیک می باشد.





شکل ۳-۱۰: میانگین جابجایی نسبی تعیین شده توسط  $RHA$ ,  $MPA$  و چهار توزیع بار  $FEMA356$

### ۳-۵-۳- نتایج تحلیل

شکل (۳-۸) بیانگر میانگین نسبت جابجایی نسبی طبقات برای نمونه های مختلف می باشد. نتایج برای دو حالت (۱) با در نظر گرفتن بار ثقلی ( اثرات  $P-\Delta$  ) و (۲) بدون در نظر گرفتن بار ثقلی نشان داده شده اند. شکل (۳-۸) نتایج تحلیلی  $\Delta_{RSA}^*$  برای سیستم الاستیک را نشان داده است. زمانی که مقادیر میانگین  $\Delta_{RSA}^*$  کمتر از یک باشد، بدان مفهوم است که روش  $RSA$  مقادیر پاسخ الاستیک را دست پایین محاسبه کرده است. به دلیل آنکه تقریب در روش  $RSA$  برای سیستم الاستیک به طور کلی به دلیل قوانین ترکیب مودال می باشد، نتایج آن به عنوان یک مرجع برای ارزیابی تقریب های دیگر در روش  $MPA$  در سیستم غیرالاستیک به کار گرفته می شود. اگر اثرات  $P-\Delta$  در نظر گرفته نشود، نقصی که ناشی از در نظر نگرفتن جفت شدگی مودها در روش  $MPA$  به وجود میاید مقداری قابل توجهی نخواهد داشت مگر آنکه پاسخ سازه به طور زیادی وارد ناحیه غیرالاستیک شود.



### ۳-۶- تحلیل استاتیکی مودال (برای ساختمانهای نامتقارن سه بعدی)

#### ۳-۶-۱- سیستم های خطی

در سیستم های خطی روابط مشابهی با آنچه برای سازه های ۲ بعدی بیان شد وجود دارد. پاسخ مودی حداکثر توسط تحلیل استاتیکی سازه تحت نیروی جانبی و پیچش که توسط توزیع نیروی مودی،  $S_n^*$  تعریف می شود، می تواند تعیین گردد،  $S_n^*$  عبارت است از:

$$s_n^* = \begin{Bmatrix} m\phi_{xn} \\ m\phi_{yn} \\ I_p\phi_{\theta n} \end{Bmatrix} \quad (۱۶-۳)$$

به این ترتیب نیروهای جانبی به سازه اعمال می شوند و مرتبا افزایش می یابد تا تغییر مکان بام به اندازه ی:

$$(۱۷-۳)$$

$$u_{rxn} = \Gamma_n \phi_{rxn} D_n \quad u_{ryn} = \Gamma_n \phi_{ryn} D_n \quad u_{r\theta n} = \Gamma_n \phi_{r\theta n} D_n$$

برسد. در رابطه بالا اندیس  $r$  نشان دهنده تراز بام است.

پاسخ مودی حداکثر  $r_n$ ، که هر یک توسط یک تحلیل استاتیکی افزایش یافته ی مودال بدست آمده است می تواند توسط قانون ترکیب مربعی کامل (CQC) تعیین گردد.

نکته قابل توجه در اینجاست که  $S_n^*$  تنها توزیع نیرویی است که در آن تغییر مکانها متناسب با مود  $n$  ارتعاش ایجاد می کند. بنابراین سه مولفه ی تغییر مکان بام از یک سیستم الاستیک هم زمان به مقادیر داده شده توسط رابطه (۱۷-۳) می رسند.

#### ۳-۶-۲- سیستم های غیر خطی

مشابه حالت تحلیل دو بعدی، پاسخ حداکثر ساختمان غیرالاستیک در مود  $n$  ام،  $r_n$  توسط تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه تحت نیروهای جانبی و پیچشی که در ارتفاع ساختمان با بردار  $S_n^*$  [معادله (۱۶-۳)] توزیع شده اند، بدست می آیند. نیروهای جانبی تا اندازه ایی افزایش داده می شوند تا تغییر مکان بام به  $u_{rxn}$ ،  $u_{ryn}$  و  $u_{r\theta n}$  برسد. این مقادیر همانند سیستم های خطی از روی رابطه (۱۷-۳) بدست می آیند. با این تفاوت که  $\Delta_n$  اکنون تغییر مکان حداکثر در مود  $n$  ام سیستم SDF غیرخطی است که برای  $D_n(t)$  بدست می آید. همچنین  $D_n$  می تواند از روی طیف پاسخ غیرخطی (یا طیف طراحی) و یا طیف پاسخ خطی همراه با معادلات تجربی برای نسبت تغییر مکان غیرخطی بدست آید. در تغییر مکان بام در هر مود می توان پاسخ های مودی دلخواه،  $r_n$  را تعیین نمود و سپس برای پاسخ کل سازه، پاسخ های مودی با یکدیگر ترکیب می شوند.

برای یک سیستم غیرالاستیک، هیچ توزیع نیروی نامتغیری تغییر مکانها را متناسب با مود  $n$  ام الاستیک ایجاد نمی کند. بنابراین هر سه مولفه ی تغییر مکان بام هم زمان به مقادیر معادله (۱۷-۳) نخواهند رسید. یکی از دو مولفه ی



جانبی به عنوان تغییر مکان کنترل کننده انتخاب می شود، انتخاب مولفه، مطابق حرکت غالب در مودی است که تحلیل در آن انجام می شود.

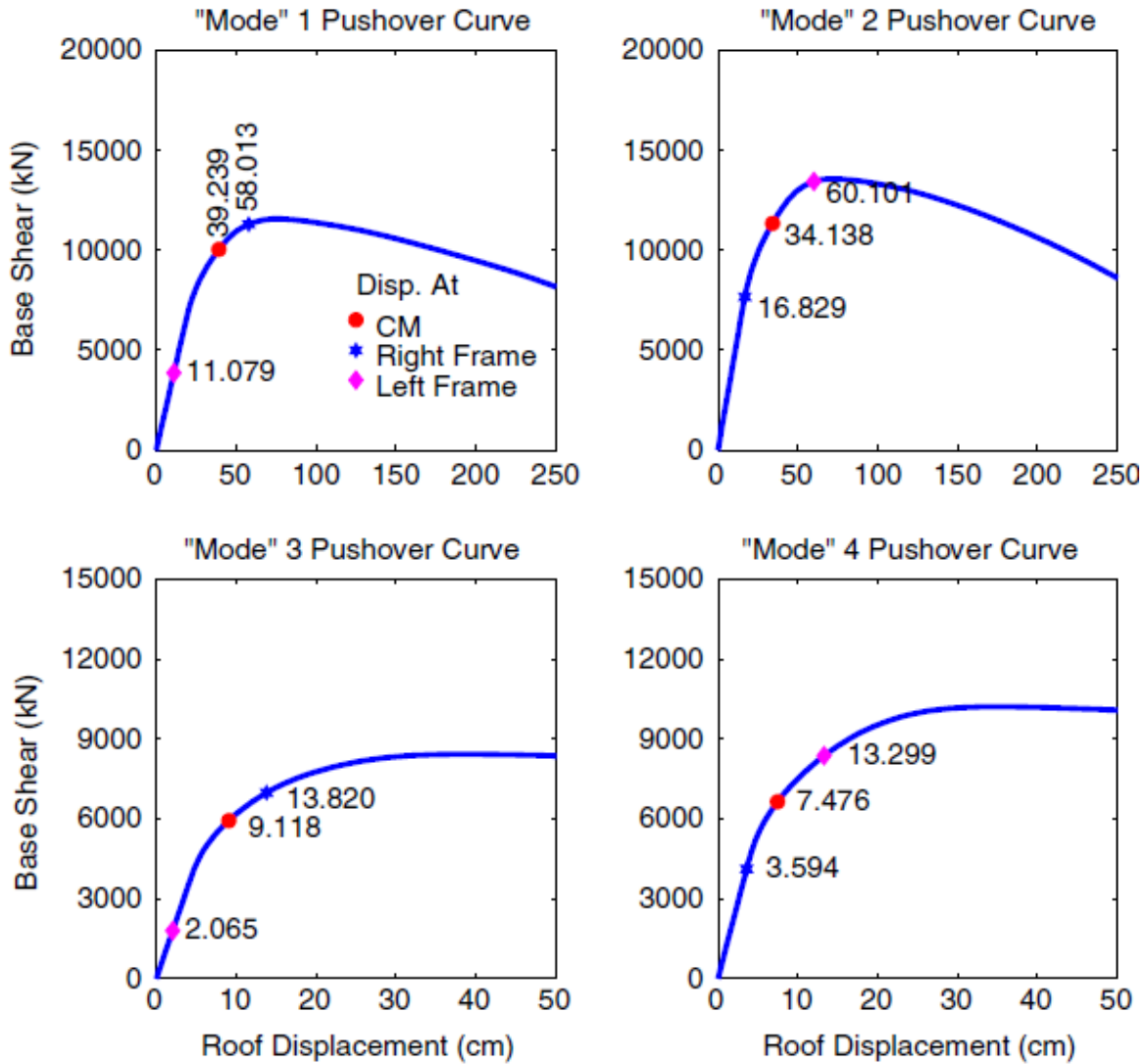
آنالیز استاتیکی غیرخطی با استفاده از توزیع نیروی جانبی  $S_n^*$  منجر به منحنی پوش اور در مود  $n$ ام می گردد، منحنی پوش اور ترسیم برش پایه  $V_{bn}$  در مقابل تغییر مکان بام  $u_{mn}$  در جهت مناسب (x یا y) می باشد. چنین منحنی های پوش اوری برای ۴ مود اول سیستم نامتقارن در پلان U2 در شکل (۳-۱۲) نمایش داده شده است، همچنین در این شکل تغییر مکان قاب های راست و چپ نیز مشخص شده اند که نشان دهنده ی عمل غیرالاستیک قابل توجه در قاب سمت راست و یا چپ هستند. این منحنی ها مشابه حالتی که برای سازه های منظم نمایش داده شد به منحنی دو خطی ایده آل سازی می شوند.

برای تعیین  $D_n$  رابطه نیرو- تغییر مکان  $(F_{sn}/L_n - D_n)$  برای مود  $n$ ام سیستم SDF غیرخطی مورد نیاز است. منحنی پوش اور  $V_{bn} - u_{mn}$  به رابطه مطلوب  $F_{sn}/L_n - D_n$  تبدیل می شود، (مشابه حالت سازه های منظم در پلان، شکل (۳-۲)) بدین منظور از رابطه (۳-۹) استفاده می گردد. با داشتن  $F_{sn}^y/L_n$  و  $D_n^y$  (مقادیر تسلیم) از رابطه (۳-۹)، پیرو ارتعاش الاستیک  $T_n$  برای مود  $n$ ام سیستم SDF غیرخطی از

$$T_n = 2\pi \left( \frac{L_n D_n^y}{F_{sn}^y} \right)^{1/2} \quad (۳-۱۸)$$

محاسبه می گردد. در ساختمانهای نامتقارن تحلیل استاتیکی غیرخطی به دو منحنی پوش اور مربوط به دو جهت y, x منجر می شود. طبیعی است که منحنی پوش اور x (یا y) ایی انتخاب می شود که مولفه ی x (یا y) تغییر مکان آن در مقایسه با مولفه ی y (یا x) دیگر غالب است. مقدار پاسخ  $r_n$  که توسط آنالیز استاتیکی غیرخطی تعیین شد تخمینی از مقدار پاسخ  $r_n(t)$  از سازه غیرالاستیک تحت تحریک  $P_{eff,n}(t)$  است. اما این مقدار با تخمین بدست آمده از UMRHA برابر نمی باشد.  $r_n$  که توسط تحلیل استاتیکی افزاینده برای یک سیستم الاستیک بدست می آید مقدار دقیق،  $r_n(t)$ ، مشارکت مود  $n$ ام در پاسخ  $I(t)$  را بیان می کند. بنابراین حتی در مورد سیستم های غیرالاستیک  $r_n$  تحت عنوان پاسخ حداکثر مودی خوانده می شود. اگرچه برای سیستم های غیرالاستیک هر دو تخمین پاسخ حداکثر مودی تقریبی و با یکدیگر متفاوت هستند. تنها استثنا اینست که مولفه ی کنترلی در هر دو مورد تغییر مکان بام است. آنها با یکدیگر تفاوت دارند چون که پایه و اساس تحلیل شامل فرضیات متفاوتی است. UMRHA بر پایه تقریب موجود در معادله (۳-۲۵) است، این تقریب در MPA وجود ندارد. زیرا این تغییر مکانها و تغییر مکانهای نسبی توسط تحلیل استاتیکی غیرخطی با استفاده از توزیع بار  $S_n^*$  تعیین می گردد. به این شکل روش MPA رفتار غیرخطی سازه را بهتر از UMRHA ارائه می کند.





شکل ۳-۱۱: منحنی های پوش اور مودال برای سیستم نا متقارن در پلان U2 همراه با تغییر مکان هدف در مرکز جرم که توسط تحلیل MPA و UMRHA بدست آمده اند. همچنین تغییر مکان حداکثر بام در قاب های چپ و راست نمایش داده شده است. [۷]

لازم به ذکر است که کاربرد روش CQC در ترکیب اثرات مودها در محدوده ی غیرخطی فاقد یک پایه ی تئوریک محکم می باشد.

### ۳-۷- خلاصه مراحل MPA برای ساختمانهای نامتقارن در پلان

- ۱- فرکانسهای طبیعی  $\omega_n$  و مودهای  $\phi_n$  برای ارتعاش الاستیک خطی ساختمان محاسبه می شوند.
- ۲- بادر نظر گرفتن توزیع بار  $D_n^*$  (معادله ۳-۱۶)) تحلیل استاتیکی غیرخطی افزایشده انجام می گیرد تا منحنی پوش اور یعنی رابطه بین برش پایه- تغییر مکان بام،  $V_{bn} - u_{rm}$  برای مود  $n$ ام بدست آید. بین دو منحنی پوش اور بدست آمده مربوط به دو جهت  $x, y$  منحنی پوش اور در جهت غالب حرکت مود انتخاب می گردد. بارهای ثقلی شامل بارهایی که در قابهای داخلی قرار دارند پیش از آنالیز استاتیکی غیرخطی اعمال می شوند. مقدار تغییر مکان جانبی بام به علت بارهای ثقلی،  $u_{rg}$  در نظر گرفته می شود.
- ۳- منحنی پوش اور به شکل یک منحنی دو خطی ایده آل می گردد. اگر منحنی پوش اور به علت اثرات  $P - \Delta$  دارای سختی پس از تسلیم منفی است، سختی ثانویه (یا سختی پس از تسلیم) منحنی دو خطی منفی خواهد بود.
- ۴- منحنی ایده آل  $V_{bn} - u_{rm}$  به رابطه  $F_{sn}^y / L_n - D_n$  برای مود  $n$ ام سیستم SDF غیرخطی تبدیل می گردد. بدین منظور از رابطه  $F_{sn}^y / L_n = V_{bn}^y / M_n^*$  و  $D_n^y = u_{rm}^y / \Gamma_n \phi_m$  استفاده می گردد که در آن  $\phi_m$  مقدار  $\phi_n$  در تراز بام در جهتی است که برای منحنی پوش اور انتخاب شده است و  $M_n^*$ ،  $\Gamma_n$  مربوط به جهتی از زمین لرزه هستند که مدنظر می باشد.
- ۵- حداکثر تغییر مکان  $D_n$  از مود  $n$ ام سیستم تک درجه آزادی (SDF) با رابطه نیرو- تغییر شکل معلوم بدست آمده از مرحله ۴ و میرایی  $\xi_n$ ، محاسبه می گردد. پیروید ارتعاش الاستیک سیستم عبارت است از  $T_n = 2\pi(L_n D_n^y / F_{sn}^y)^{1/2}$  برای یک سیستم SDF با  $T_n$  و  $\xi_n$  معلوم،  $D_n$  می تواند توسط RHA غیرخطی، طیف طراحی غیرخطی و یا طیف طراحی الاستیک با استفاده از روابط تجربی برای نسبت تغییر شکل بین سیستم های خطی و غیرخطی، محاسبه گردد.
- ۶- تغییر مکان حداکثر بام  $u_{rm}$  در جهت منحنی پوش اور انتخاب شده مربوط به مود  $n$ ام سیستم SDF غیرخطی از رابطه  $u_{rm} = \Gamma_n \phi_m D_n$  محاسبه می گردد.
- ۷- از اطلاعات تحلیل استاتیکی غیرخطی (مرحله ۲)، مقادیر پاسخ های مطلوب  $r_{r+g}$  مربوط به ترکیب اثرات بارهای ثقلی و بارهای جانبی در تغییر مکان بام عبارت است از  $u_{rm} + u_{rg}$ .
- ۸- مراحل ۳ تا ۷ برای هر تعداد مود مورد نیاز تا رسیدن به صحت مطلوب تکرار می شود.
- ۹- پاسخ دینامیکی مربوط به مود  $n$ ام،  $r_n = r_{n+g} - r_g$  محاسبه می گردد، که در آن  $r_g$  مشارکت بارهای ثقلی به تنهایی است.
- ۷- پاسخ (تقاضا) کل توسط ترکیب پاسخ ثقلی و پاسخ حداکثر مودی با استفاده از CQC تعیین می شود.

### ۳-۸- برتری های روش MPA برای ساختمان های نامتقارن نسبت به ساختمان های متقارن

- ۱- بارهای ثقلی و اثرات  $P - \Delta$  در آنالیز استاتیکی غیرخطی اکنون در همه مودها لحاظ می شود، این در حالی است که در MPA برای سازه های منظم تنها در مود اول اعمال می شوند.
- ۲- اگرچه تغییر مکان کل طبقات و تغییر مکان نسبی طبقات (در هر موقعیتی از پلان) توسط ترکیب مقادیر بارهای ثقلی و تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال (گام ۱۰) بدست می آید ولی چرخش های پلاستیک تیر و نیروی المان ها دیگر توسط این روش تعیین نمی شوند بلکه توسط تغییر مکان نسبی کل محاسبه می شوند. چنین روشی برای



تعیین چرخش های پلاستیک تیرها توسط Chopra و همکارانش [۱۰] ارائه شده است ولی برای تعیین نیروی المانها هنوز ارائه نشده است. بنابر این برای محاسبه چرخشهای پلاستیک از این روش نباید استفاده گردد.

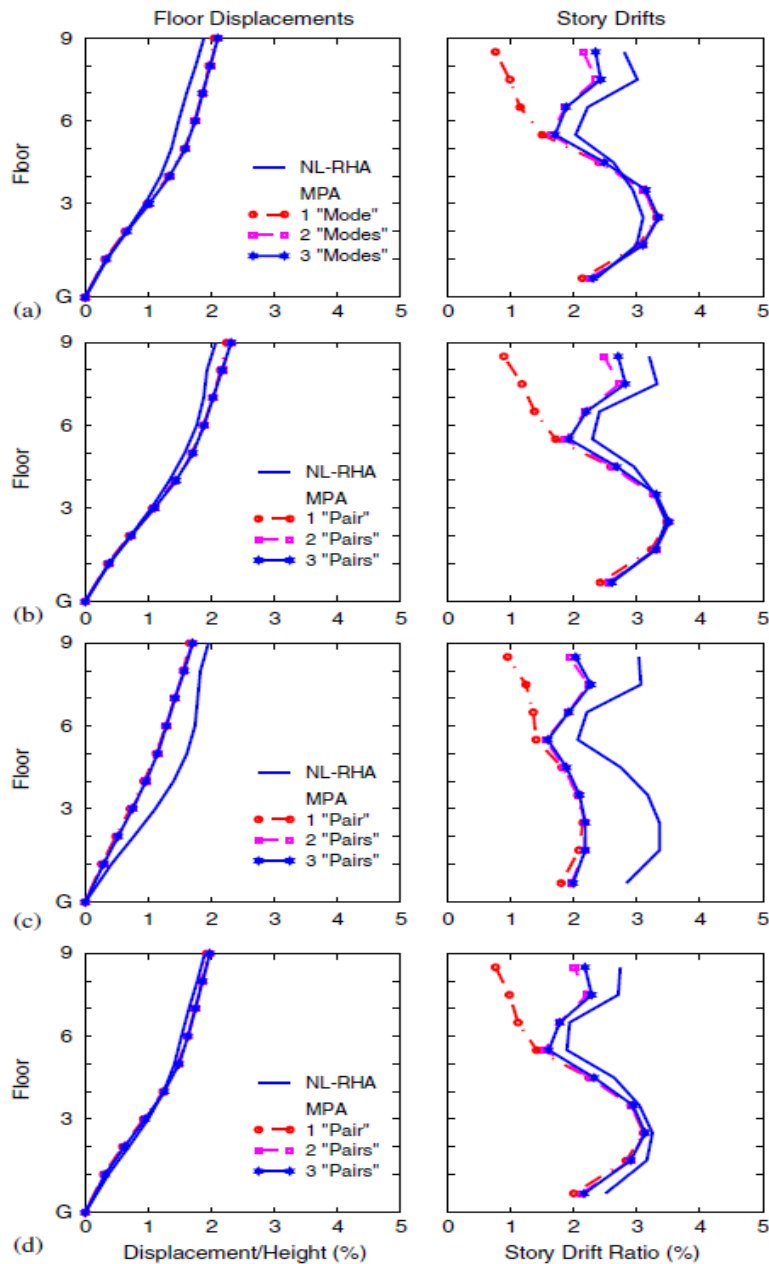
### ۳-۹- ارزیابی روش MPA در ارزیابی لرزه ایی ساختمانهای نامتقارن در پلان

علیرغم آنکه تحقیقات گسترده ایی برای ارزیابی روش MPA در سازه های منظم توسط محققین مختلف انجام گرفته است، مطالعات بسیار اندکی بر روی ساختمانهای نامتقارن در پلان انجام شده است. در تحقیقی که در هنگام توسعه روش MPA برای ساختمانهای نامتقارن در پلان انجام گرفت، تنها بادر نظر گرفتن یک رکورد زمین لرزه سه شکل فرضی از ساختمانهای نامنظم، تحت عنوان  $U_1$ ,  $U_2$ ,  $U_3$  ایجاد گردید و روش MPA برای آنها آزمایش گردید. شکل (۳-۱۱)، مقایسه ایی بین روش RHA غیرخطی و MPA را برای ساختمان منظم SAC و ساختمانهای نامتقارن  $U_1$ ,  $U_2$ ,  $U_3$  نمایش می دهد که روش MPA با در نظر گرفتن به ترتیب ۱، ۲ و ۳ جفت از مودهای ارتعاشی نمایش داده شده است. همانگونه که از شکل مشخص است نتایج MPA برای ساختمانهای  $U_1$ ,  $U_3$  نسبت به  $U_2$  صحیح ترند، این از میان رفتن صحت می توان به دو علت زیر باشد:

دلیل اول اینکه سازه  $U_2$  پیوندهای ارتعاشی خیلی نزدیک بهمی دارد و وابستگی زیادی بین حرکت های انتقالی و پیچشی در هر مود ارتعاشی آن وجود دارد. دلیل دوم اینست که پاسخ های مستقل مودی تقریباً هم زمان به مقادیر حداکثر خود می رسند، در چنین موقعیتی قانون ترکیب مودهای CQC صحیح نمی باشد بنابراین در این شرایط قانون جمع جبری کل پاسخ ها (ABSSUM) ممکن است مناسب تر باشد.

برای بررسی این احتمال شکل (۳-۱۳) آنالیز MPA را با استفاده از دو قانون متفاوت جمع آثار مودها در کنار RHA غیرخطی نشان می دهد. چنین مشاهداتی نیاز ارزیابی روش MPA را برای حرکت های زمین مختلف و همچنین سیستم های سازه ایی مختلف نشان می دهد. همچنین نشان می دهد که استفاده از روش CQC در محدوده ی غیر خطی برای ترکیب آثار مودها برای همه انواع سازه ها می تواند صحیح نباشد.

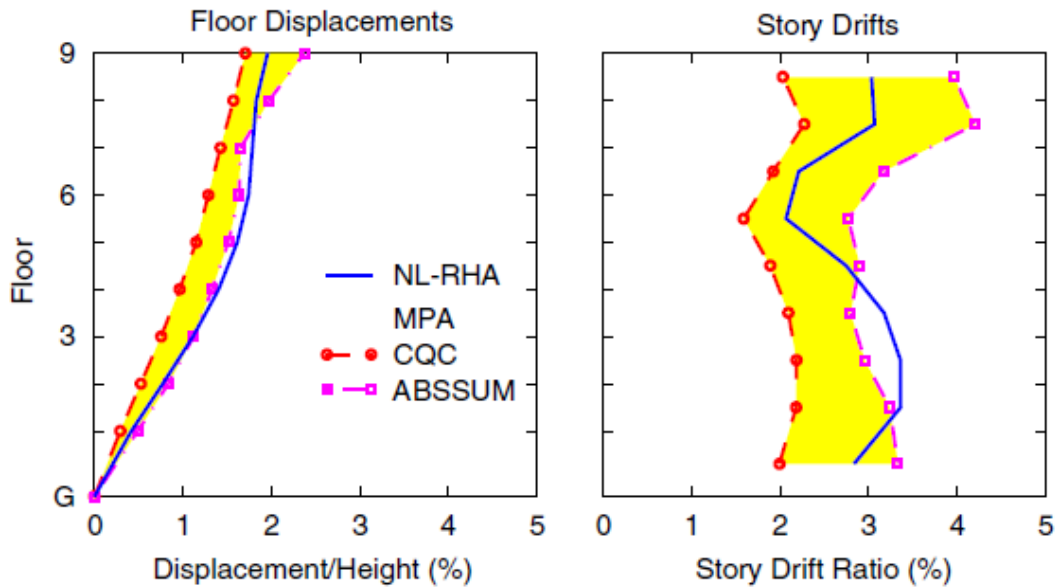




شکل ۳-۱۲: تغییر مکان و تغییر مکان نسبی طبقات تعیین شده توسط تعداد جفت مودهای متغیر و  $RHA$  غیرخطی (a) ساختمان منظم (b) سیستم نامتقارن در پلان U1 و (c) سیستم نامتقارن در پلان U2 و (d) سیستم نامتقارن در پلان U3. [9]







شکل ۳-۱۳: تغییر مکان و تغییر مکان نسبی طبقات در قابل سمت راست سیستم نامتقارن در پلان  $U2$  تعیین شده توسط MPA با استفاده از قوانین ترکیب  $CQC$ ,  $ABSSUM$ ,  $RHA$  غیرخطی. [۷]

برای ارزیابی روش MPA در سازه های نامتقارن حقیقی ترین مورد یعنی نامنظمی در هر دو جهت همراه با اثرات زلزله هم زمان و در هر دو جهت جزء موارد دیگری است که هنوز بررسی نشده است. اگر چه تحقیقات مستقلی برای ارزیابی MPA در مقایسه با  $RHA$  غیرخطی انجام نشده است ولی تحقیقات محدودی برای مقایسه روش MPA در سازه های نامتقارن با سایر روشهای پیشنهادی برای تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه های نامتقارن انجام گرفته است، در فصل بعد اشاره ایی به سایر روشهای تحلیل استاتیکی غیرخطی خواهد شد و در نهایت مقایسه ایی بین آنها انجام می گیرد.



## فصل (۴)

نتیجه گیری و افق های

مطالعات آتی



## ۴-۱- نتیجه گیری

در این سمینار تاریخچه ایی در ارتباط با روشهای تحلیل استاتیکی غیرخطی و پیشرفت هایی که تاکنون در این زمینه رخ داده است، بحث شد. از میان روشهای متعدد تحلیل استاتیکی غیرخطی دو روش N2 و MPA انتخاب گردیده و در ارتباط با نقاط ضعف وقوت هریک به تفصیل صحبت شد، همچنین به فعالیت هایی که در مقایسه ی دو روش با یکدیگر صورت گرفته اشاره شد.

مطالعات مختلف نشان می دهد که ماهیت رفتار غیرخطی سازه های نامنظم بسیار پیچیده است. این پیچیدگی رفتار در لبه ی سخت پیچشی سازه های نامتقارن بیشتر است. به همین علت برای نتیجه گیری قاطعانه در ارتباط با کارآمدی روشهای تحلیل استاتیکی غیرخطی در ارزیابی لرزه های سازه های نامنظم لازم است که مطالعات بیشتری انجام گیرد. مطالعات بر روی روشهای N2 و MPA نشان داده اند که این روشها می توانند راهکارهای مناسبی برای آنالیز سازه های نامنظم باشند، حال آنکه هریک از این روشها در مواقعی منجر به نتایج غیرمحافظة کارانه و یا بیش از حد مقبول محافظه کارانه خواهند شد. برای مثال روش MPA در تخمین محل مفاصل پلاستیک و چرخش های پلاستیک از خود ضعف نشان می دهد. همچنین مطالعات محدودی که برای روش MPA در سازه های نامتقارن انجام گرفته در مواردی نشان داده است که تفضای تغییر مکان را در لبه ی سخت پیچشی غیرمحافظة کارانه تخمین می زند [12]. در ساختمانهایی که از نظر پیچشی انعطاف پذیرند با ورود به محدوده ی غیرخطی تغییرات قابل توجهی در پاسخ های پیچشی آنها پدید می آید، به طوری که حتی ممکن است اثرات مطلوب پیچشی در لبه ی سخت پیچشی ناپدید و تغییر مکان در نقاط مختلف پلان در این لبه از تغییر مکان مرکز جرم فراتر برود، در چنین موقعیتی ممکن است روش N2 تخمین های غیرمحافظة کارانه ایی را ارائه کند.

از میان سایر روشهایی که اخیراً ارائه شده اند روش طیف ظرفیت به هنگام شونده (ACSM) منجر به ارائه نتایج بسیار مناسبی در ارزیابی لرزه ایی ساختمانهای نامتقارن در پلان شده است. کمبود وسعت مطالعات بر روی این روش با زمین لرزه های متعدد و سیستم های سازه ایی مختلف منجر گردیده که قضاوت قاطعانه در مورد این روش را دشوار سازد.

علی رغم تلاشهای مناسبی که خصوصاً در سالهای اخیر در ارزیابی لرزه ایی سازه ها توسط روشهای تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام پذیرفته فقدان یک نتیجه گیری کلی و بیان قاطعانه کاملاً مشهود است که همین مساله لزوم مطالعات آینده را آشکار می سازد، افق های مطالعات آتی می تواند در زمینه های زیر صورت پذیرد:

- ۱- بهبود روش تحلیل Pushover برای تخمین پاسخ ساختمانهای بلند مرتبه
- ۲- تصحیح روشهای مذکور در به دست آوردن پاسخ های محافظه کارانه و مورد اعتماد
- ۳- اعمال روشهای مذکور به ساختمانهای نامتقارن در پلان و یا ارتفاع
- ۴- اعمال روش های مذکور برای زلزله های حوزه دور
- ۵- بهبود روشهای مذکور در به دست آوردن مقادیر چرخش مفاصل پلاستیک



1. Fajfar P, Marusic D, Perus I. (2005), Torsional effects in the pushover-based seismic analysis of buildings. *Journal of Earthquake Engineering* Vol. 9, No. 6, 831-854.
2. Chopra AK, Goel RK. (2004), A Modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for un-symmetric plan buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33:903-927.
3. Casarotti C, Pinho R. (2007) An adaptive capacity spectrum method for assessment of bridges subjected to earthquake action. *Bulletin of earthquake engineering* 5:377-390.
4. Fajfar P. (2000), A nonlinear analysis method for performance based seismic design, *Earthquake Spectra*, Vol.16, No.3, pp 573-592
5. Eduran E. (2008), Assessment of current nonlinear static procedures on the estimation of torsional effects in low-rise frame buildings. *Engineering Structures*
6. Chopra AK, Goel RK. A. (2002), modal pushover analysis for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 31:561-582.
7. Chopra AK, Goel RK. (2004) A Modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for un-symmetric plan buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33:903-927.
8. De Stefano M, Pintucchi B. (2008). A review of research on seismic behaviour of irregular building structures since 2002. *Bulletin of Earthquake Engineering* 6:285-308.
9. Chopra A.K., Goel R. , (2003), A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: summary and evaluation, fifth national conference on earthquake engineering, Turkey
10. Goel RK, Chopra AK. (2004), Evaluation of modal and FEMA pushover analysis: SAC buildings. *Earthquake Spectra* 20(1):225-54.



Babak H. Mamaghani



*In the name of God*

# **D Non-linear Static Analysis Methods**

**By:**

**Babak Haji Mohammad Hasan Mamaghani**

**Supervisor:**

**Dr. Abdolreza S. Moghadam**



**International Institute of Earthquake Engineering and Seismology**