



## ارزیابی روشهای تحلیل استاتیکی غیر خطی برای قابهای بتن آرمه نامنظم

مجتبی ابراهیمیان امیری<sup>1</sup>، علیرضا مناف پور<sup>2</sup>

1- کارشناسی ارشد عمران - سازه، دانشگاه ارومیه

2- استادیار دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه ارومیه

m.ebrahimian61@yahoo.com

a.manafpour@urmia.ac.ir

### خلاصه

در روشهای تحلیل استاتیکی غیر خطی رایج برای برآورد نیازهای لرزه ای سازه ها از این فرض استفاده میشود که پاسخ سازه توسط مود اصلی آن کنترل میشود. این فرض برای سازه های نامنظم و مرتفع، بدلیل مشارکت مودهای بالاتر سازه در پاسخ لرزه ای جوابهای دقیقی را بدست نمیدهد. برای غلبه بر این مشکل روش تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال توسط تعدادی از محققین ارائه شده است که این روشها اثر مودهای بالاتر را در برآورد نیازهای لرزه ای سازه ها لحاظ می کنند. در این تحقیق نیازهای لرزه ای قابهای بتن آرمه منظم و نامنظم در ارتفاع با استفاده از روشهای تحلیل استاتیکی غیرخطی رایج و روش تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال محاسبه شده و ضمن مقایسه با یکدیگر با مقادیر متناظر بدست آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی نیز مقایسه می شوند. پارامترهای مورد ارزیابی شامل جابجایی حداکثر قاب، نسبت تغییرمکانهای نسبی طبقات و معیارهای خرابی در تیرهای طبقات می باشند. نتایج بدست آمده نشان می دهند که با استفاده از روشهای تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال نتایج دقیقتری نسبت به روشهای رایج بدست می آید.

**کلمات کلیدی:** تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال، قابهای نامنظم در ارتفاع، قابهای بتن آرمه، تحلیل دینامیکی غیرخطی

### 1. مقدمه

همانطور که می دانیم روشهای تحلیل دینامیکی غیرخطی بسیار وقت گیر بوده و نیاز به در نظر گرفتن مجموعه ای از تحریک های زمین دارد و در مجموع پیچیدگیهای خاص خود را دارد ولی روشهای تحلیل استاتیکی غیرخطی می توانند گزینه مناسبی جهت ارزیابی عملکرد لرزه ای سازه ها محسوب شوند. روش پوش اور معمولی بعنوان اولین و ساده ترین روش تحلیل استاتیکی غیرخطی توانسته است جایگاه خوبی را در چندسال اخیر در میان روشهای مختلف به خود اختصاص دهد. استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیر خطی در مهندسی زلزله بکار Suzen & Golkan در سال 1974 برمی گردد [1] که در آن یک سیستم یکدرجه آزاد معادل جهت بیان رفتار یک سازه چند درجه آزاد مورد استفاده قرار می گرفت. در این روش، منحنی بار - جابجایی سیستم یکدرجه آزاد، جایگزین منحنی سازه اصلی چند درجه آزاد می شود تا پارامترهایی همچون سختی اولیه و سختی بعد از تسلیم، مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی آن بدست آید.

در روش تحلیل پوش اور (Pushover Analysis) یک سازه تحت بار جانبی که متناسب با شکل مود غالب سازه (مود اول الاستیک) می باشد قرار می گیرد و این بار بطور افزایشی به سازه اعمال میشود تا سازه به تغییرمکان از پیش تعیین شده ای (تغییرمکان هدف) در نقطه کنترل (که معمولاً بام میباشد) برسد، سپس در این تغییرمکان، پاسخهای سازه را (تغییرمکان حداکثر طبقات، نسبت تغییرمکان نسبی طبقات، تنشهای اعضا و معیار خرابی) ثبت می کنیم. بهر حال این روش علیرغم اینکه اخیراً گسترش زیادی پیدا کرده است ولی اصولاً فاقد یک پشتوانه تئوریک قوی میباشد. عدم در نظرگیری مشارکت مودهای بالاتر و کاهش سختی بعد از تسلیم و نداشتن دلیل موجه برای در نظر گرفتن سیستم معادل یکدرجه آزاد از ضعفهای این روش محسوب میشود. همچنین مقایسه جوابهای حاصله از تحلیل پوش اور با تحلیل غیرخطی تاریخیچه زمانی حاکی از اختلاف این دو تحلیل دارد. برای از بین بردن این محدودیتها روش تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال (Modal Pushover Analysis) توسط تعدادی از محققین از جمله Chopra & Goel ارائه شده است. روش تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال (MPA) قادر است اثر مودهای بالاتر از مود اصلی را در تعیین پاسخ نهایی سازه لحاظ کند، لذا استفاده از این روش در ارزیابی لرزه ای ساختمانهای مرتفع و نامنظم در ارتفاع و پلان از اهمیت خاصی برخوردار است. در این روش از این



فرض استفاده می شود که پاسخ در موده های مختلف در حالت غیر الاستیک نیز مستقل از هم می باشند، بنابراین پاسخ لرزه ای سازه در هر مود بطور مستقل از دیگر مودها محاسبه می شود و نهایتاً پاسخ کلی سازه از روی ترکیب پاسخ مودها با استفاده از قاعده ترکیب مودال (SRSS) بدست می آید.

از اهداف تحقیق حاضر، چگونگی استفاده از روشهای مختلف تحلیل استاتیکی غیرخطی در برآورد انواع کمیت های پاسخ دینامیکی سازه ها و همچنین مقایسه دقت روشهای مختلف تحلیل استاتیکی غیرخطی برای انواع سازه های بتن آرمه نامنظم در ارتفاع می باشد.

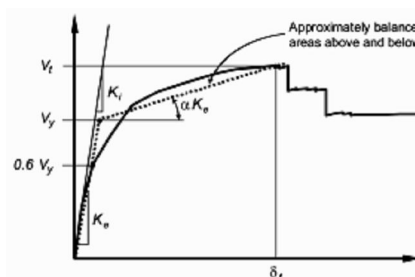
در ادامه مقاله، روشهای مختلف تحلیل استاتیکی غیرخطی معرفی شده و ضمن تشریح قابهای مورد مطالعه و نحوه انجام محاسبات نتایج بدست آمده ارائه خواهد شد.

## 2. روش ضرایب تغییر مکان در FEMA356:

در این روش، پس از انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی (Pushover) تحت الگوی بار جانبی تعریف شده در FEMA356 منحنی ظرفیت سازه رسم می شود، سپس تغییر مکان هدف سازه با ضرب کردن ضرایب ثابت  $C_0$  تا  $C_3$  در پاسخ الاستیک خطی سیستم یکدرجه آزاد معادل بدست می آید. گامهای مورد استفاده در این روش عبارتند از [2]:

1. ساخت نمایش دو خطی از منحنی ظرفیت:

پس از انجام تحلیل پاش اور، منحنی ظرفیت سازه رسم می شود (شکل 1)، سپس سختی بخش فرا الاستیک ( $K_s$ ) براساس تعادل تقریبی سطوح با یک خط تقریب زده می شود. سختی الاستیک موثر را بوسیله یک خط سکانتی گذرا از نقطه ای روی منحنی ظرفیت مطابق با برش پایه  $0.6V_y$  رسم کرده، بطوریکه  $V_y$  تقاطع خطوط  $K_e$  و  $K_s$  می باشد.



شکل 1- منحنی ظرفیت سازه

2. محاسبه پریود اصلی موثر:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (1)$$

$T_i$ : پریود اصلی الاستیک (از تحلیل دینامیکی الاستیک سازه بدست می آید)

$K_i$ : سختی جانبی الاستیک

$K_e$ : سختی جانبی موثر

3. محاسبه تغییر مکان هدف:

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

$C_0$ : ضریب اصلاح برای ارتباط دادن جابجایی طیفی سیستم یکدرجه آزاد معادل (ESDOF) به جابجایی بام ساختمان.

$C_1$ : ضریب اصلاح برای ارتباط دادن حداکثر جابجایی غیرالاستیک به تغییر مکان محاسبه شده برای پاسخ خطی الاستیک.

$C_2$ : ضریب اصلاحی که اثرات شکل منحنی هیستریزس و کاهش سختی و مقاومت را بر پاسخ تغییر مکان ماکزیمم ساختمان بیان می کند.

$C_3$ : ضریب اصلاحی که افزایش تغییر مکان بعثت اثرات دینامیکی  $P-\Delta$  را لحاظ می کند.

$S_a$ : شتاب طیفی در پریود اصلی موثر

طبق تعریف FEMA356 دو توزیع بار در انجام تحلیل پاش اور برای بدست آوردن منحنی ظرفیت به سازه اعمال می شود:

- اولین توزیع بار، یک الگوی مودال متناسب با:

الف) جرم و ارتفاع سازه: این الگوی بار زمانی استفاده میشود که بیشتر از 75% جرم مجموع در مود اصلی مشارکت دارند.



$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3)$$

$W_{x,i}$ : وزن طبقات سازه  
 $h_{x,i}^k$ : ارتفاع طبقات سازه  
ضریب  $k$  بصورت زیر تعریف می شود:

$$\begin{aligned} \text{For } T \geq 2.5^s : k &= 2.0 \\ \text{For } T \leq 0.5^s : k &= 1.0 \end{aligned} \quad (4)$$

(ب) شکل مود اصلی: این الگوی بار زمانی استفاده میشود که بیشتر از 75% جرم مجموع در مود اصلی مشارکت دارند.  
(پ) توزیع برش طبقه محاسبه شده بوسیله پاسخهای مودال از یک تحلیل طیف پاسخ ساختمان، شامل مودهای کافی که 90% مشارکت جرم مجموع را دارند. این توزیع زمانی استفاده میشود که پریود اصلی بیشتر از یک ثانیه باشد.  
- دومین الگوی بار شامل:

(الف) یک توزیع یکنواخت شامل نیروهای جانبی در هر طبقه متناسب با جرم مجموع در هر طبقه.  
(ب) یک توزیع بار سازگار که با تغییر شکل ساختمان تغییر میکند. روش ایجاد الگوهای بار سازگار شامل استفاده از نیروهای طبقه متناسب با شکل تغییر شکل یافته ساختمان یا شکل مودهای بدست آمده از سختی سکانتی در هر گام بار یا متناسب با برش مقاوم در هر طبقه در هر گام می باشد.

### 3. روش طیف ظرفیت در ATC-40 (capacity spectrum method):

در این روش پس از انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی (Pushover)، برای تعیین پاسخ ماکزیمم در طی یک زلزله ظرفیت سازه را با تقاضای زمین لرزه مقایسه می کنند. در روش طیف ظرفیت فرض میشود پاسخ ماکزیمم یک سیستم غیرخطی یک درجه آزاد برابر است با پاسخ ماکزیمم مودال یک سیستم الاستیک یک درجه آزاد معادل با یک پریود موثر،  $T_{eff}$  براساس سختی سکانتی [3].

در گام اول باید منحنی ظرفیت سازه (برش پایه - تغییر مکان) را به طیف ظرفیت (شتاب طیفی - جابجایی طیفی) در فرمت  $ADRS$  تبدیل کرد، با استفاده از معادلات زیر:

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1}, \quad S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof}} \quad (5)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\sum_{i=1}^N w_i / g \left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]}, \quad PF_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \quad (6)$$

$PF_1$ : ضریب مشارکت مودال برای مود اول  
 $\phi_{i1}$ : دامنه مود اول در تراز  $i$ ام  
 $\Delta_{roof}$ : تغییر مکان بام  
 $V$ : برش پایه سازه  
 $S_a$ : شتاب طیفی  
 $\alpha_1$ : ضریب جرم مودال برای مود اول  
 $W$ : بار مرده ساختمان + بارهای زنده بر حسب کاربری  
 $\phi_{roof}$ : دامنه شکل مود در تراز بام سازه  
 $S_d$ : جابجایی طیفی

همچنین باید طیف تقاضای زمین لرزه که در فرمت  $T - S_a$  می باشد را به طیف تقاضا در فرمت  $ADRS^*$  تبدیل کرد با استفاده از رابطه زیر:

$$S_d = S_a \frac{T^2}{4\pi^2} \quad (7)$$

حال طیف ظرفیت دوطرفی ایده ال و طیف تقاضا روی یک نمودار رسم می شوند و با فرض اولین نقطه عملکردی، میرایی کاهش یافته و ضرایب کاهش طیفی محاسبه می شوند و طیف تقاضای کاهش یافته رسم می گردد. اگر اختلاف بین نقطه تلاقی طیف تقاضای کاهش یافته با طیف ظرفیت کمتر از 5% با نقطه فرض اولیه باشد، این نقطه بعنوان نقطه عملکرد قابل قبول می باشد.

\*  $ADRS$ : Acceleration – Displacement Response Spectra



#### 4. تحلیل استاتیکی غیر خطی مودال (Modal Pushover analysis):

اساس این روش، آمیختن مقادیر پاسخ ماکزیمم تعیین شده در تحلیل های پوش اور جداگانه (برای چند مود اول) با استفاده از قاعده ترکیب مودال (SRSS) می باشد. در این روش با استفاده از مفهوم سازه یکدرجه آزاد معادل برای هر مود و با اعمال شتابنگاشت زلزله دلخواه، تغییر مکان حداکثر سازه یکدرجه آزاد تحت اثر هر شتابنگاشت محاسبه میشود و با توجه به مقدار بدست آمده، تغییر مکان هدف در سازه اصلی در هر مود بدست می آید. سپس سازه در هر مود بطور جداگانه تا رسیدن به تغییر مکان هدف مشخص شده تحت نیروهای متناسب با شکل مود مورد نظر، تحلیل استاتیکی غیر خطی میشود. در نهایت پاسخهای مطلوب با ترکیب پاسخهای استخراج شده از تحلیل های استاتیکی غیر خطی در هر مود تعیین می گردد.

طبق روش پیشنهادی بوسیله Chopra & Goel، منحنی های ظرفیت برای هر پاسخ مودال بوسیله اعمال نیروهای جانبی متناسب با دامنه شکل مود و جرم در هر کف ایجاد میشود.

- تعداد مودهای در نظر گرفته باید دارای سهم 90% از جرم باشد.

اکنون به شرح گامهای روش MPA می پردازیم [4]، [5]:

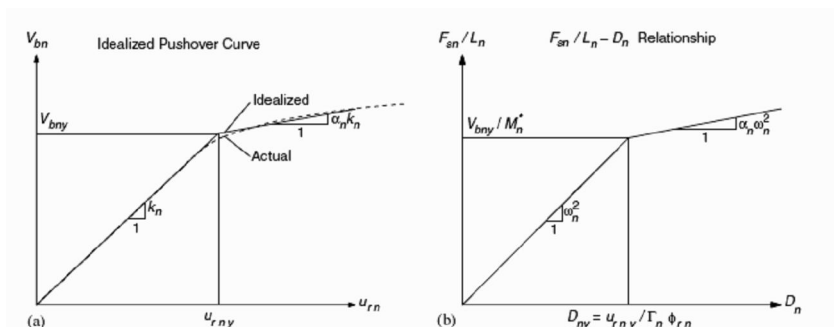
1. محاسبه پرورد طبیعی و مودها، برای ارتعاش الاستیک خطی سازه که از تحلیل دینامیکی خطی سازه بدست می آید.
2. انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی (Pushover) برای هر مود و رسم منحنی ظرفیت سازه. الگوی توزیع بار برای هر مود طبق رابطه زیر می باشد:

$$S_n^* = m \phi_n \quad (8)$$

که  $m$  ماتریس جرم و  $\phi_n$  بردار شکل مود  $n$ ام می باشد.

3. ایده سازی منحنی ظرفیت به صورت دوخطی براساس ضوابط FEMA356.

4. تبدیل منحنی دو خطی ظرفیت ایده ال به رابطه  $\frac{F_{sn}}{L_n} - D_n$  (شکل 2). با این تبدیل به منحنی نیرو - تغییر مکان که نماینده رفتار غیر خطی سازه یکدرجه آزاد معادل با جرم واحد است می رسیم.



شکل 2- تبدیل منحنی ظرفیت به منحنی ظرفیت ایده ال سازه یکدرجه آزاد معادل

برای رسیدن به این منحنی از روابط زیر استفاده می کنیم:

$$\frac{F_{sn}}{L_n} = \frac{V_{bn}}{M_n^*}, D_n = \frac{u_{rn}}{\Gamma_n \phi_{rn}} \quad (9)$$

$$L_n = \sum_{i=1}^n m_i \phi_i, \Gamma_n = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i^2}, M_n^* = L_n \cdot \Gamma_n \quad (10)$$

$M_n^*$ : جرم مودی موثر  $L_n$ : ضریب جرم مودال

$\Gamma_n$ : ضریب مشارکت مودال  $\phi_i$ : بردار شکل مود برای طبقه  $i$ ام

$D_n$ : تغییر مکان سیستم یکدرجه آزاد معادل  $u_{rn}$ : تغییر مکان در مود  $n$ ام

$m_i$ : جرم طبقه  $i$ ام  $\phi_m$ : بردار شکل مود  $n$ ام

5. محاسبه پرورد ارتعاشی مود  $n$ ام سیستم یکدرجه آزاد غیرالاستیک از رابطه زیر:



$$T_n = 2\pi \sqrt{\frac{L_n D_{ny}}{F_{sny}}} \quad (11)$$

$F_{sny}/L_n - D_{ny}$ : مقدار نیرو- تغییر مکان متناظر با نقطه تسلیم، روی منحنی ظرفیت ایده ال سازه یکدرجه آزاد معادل با جرم واحد می باشد.

6. محاسبه تغییر مکان ماکزیمم سیستم یکدرجه آزاد معادل غیرخطی متناسب با هر مود،  $D_n$ . برای محاسبه آن از طیف پاسخ تغییر مکان غیر خطی رکوردهای زمین لرزه استفاده شده است، بدین صورت که پس از محاسبه پریود سیستم یک درجه آزاد معادل غیرخطی متناسب با هر مود، از روی طیف پاسخ تغییر مکان غیر خطی زمین لرزه ها، تغییر مکان متناظر با این پریود قرائت می شود.

7. محاسبه تغییر مکان ماکزیمم هدف برای هر مود از رابطه زیر و سپس تحلیل استاتیکی غیر خطی سازه تا رسیدن به این تغییر مکان.

$$U_{mo} = \Gamma_n \cdot \phi_m \cdot D_n \quad (12)$$

که  $U_{mo}$  تغییر مکان حداکثر در مود n ام و  $\phi_m$  بردار شکل مود n ام می باشد.

8. پاسخهای نهایی نظیر تغییر مکان طبقات، نسبت تغییر مکان نسبی طبقات و معیار خرابی با استفاده از ترکیب پاسخهای بدست آمده در هر مود و با استفاده از قاعده ترکیب مودال (SRSS) محاسبه می شوند.

$$r_{MPA} = \left( \sum_{n=1}^j r_{no}^2 \right)^{1/2} \quad (13)$$

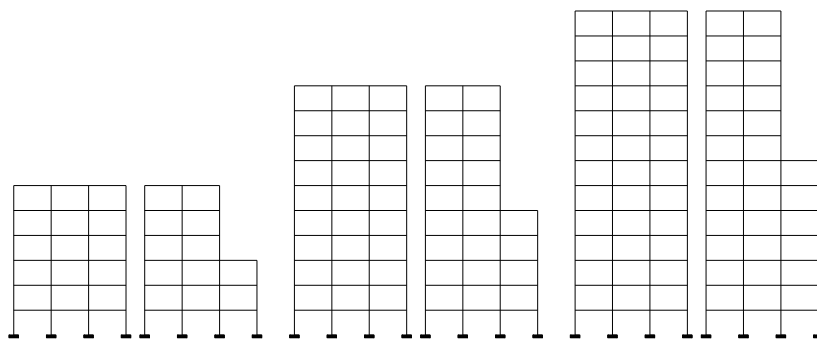
$r_{MPA}$ : پاسخ نهایی بدست آمده از ترکیب مودها

$r_{no}$ : پاسخ بدست آمده از مود n ام

$j$ : تعداد مودهای در نظر گرفته شده

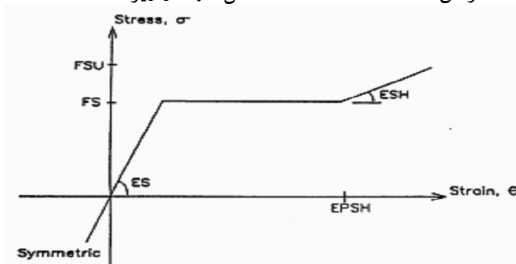
## 5. معرفی قابهای مورد مطالعه :

قابهای مورد مطالعه، قابهای بتنی دویعدی منظم و نامنظم در ارتفاع (6، 10، 13 طبقه) هستند که دارای نامنظمی از نوع عقب رفتگی در ارتفاع می باشند که این عقب رفتگی تقریباً در میانه ارتفاع قابها اتفاق می افتد (شکل 3). بارگذاری لرزه ای براساس ویرایش سوم آیین نامه 2800 ایران [6]، بارگذاری ثقلی براساس آیین نامه 519 ایران و برای طراحی اعضای بتنی از آیین نامه ACI 318-99 [7] استفاده شده است. مدلها دارای کاربری مسکونی ( $I=1$ )، منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد ( $A=0.35$ )، شکل پذیری متوسط ( $R=7$ ) و خاک منطقه نوع دوم می باشد. سقف طبقات از نوع تیرچه بلوک می باشد، ارتفاع طبقات 3 متر و هر قاب دارای 3 دهانه 4 متری می باشد که عرض بارگیر آنها نیز 4 متر می باشد. طراحی قابها با استفاده از نرم افزار ETABS [8] و تحلیل های استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی غیر خطی با استفاده از نرم افزار IDARC-2D [9] انجام شده است. نرم افزار اخیر برای تحلیل لرزه ای قابهای بتنی مورد استفاده قرار می گیرد که حسن اصلی آن سادگی و سرعت تحلیل قابها می باشد.

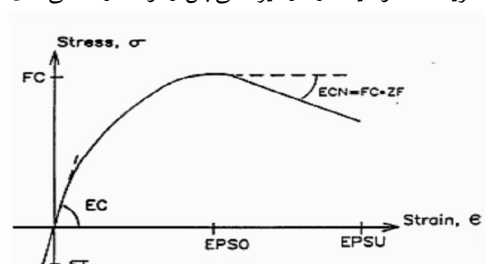


شکل 3- مدل های قاب بتنی دویعدی مورد مطالعه

برای تعریف خصوصیات رفتار غیرخطی بتن و فولاد از منحنی های تنش - کرنش استفاده شده است که شکل آنها در زیر آمده است:



شکل 5- منحنی تنش - کرنش فولاد



شکل 4- منحنی تنش - کرنش بتن



مقادیر انتخاب شده برای مشخصات بتن و فولاد به قرار زیر می باشد :

جدول 1- مقادیر ضرایب روی منحنی های تنش - کرنش

فولاد					
$FS(KN/mm^2)$	$FSU(KN/mm^2)$	$ES(KN/mm^2)$	$ESH(KN/mm^2)$	$EPSH(\%)$	
0.44	0.596	200	3.3	3.0	
بتن					
$FC(KN/mm^2)$	$EC(KN/mm^2)$	$EPS_0(\%)$	$FT(KN/mm^2)$	$EPSU(\%)$	$ZF$
0.028	29	0.2	0.0022	0.35	0

#### 6. معرفی شتابنگاشت های مورد استفاده :

انتخاب اطلاعات مناسب از رکوردهای لرزه ای، تاثیر اساسی در ارزیابی عملکرد لرزه ای قابها دارد. بمنظور انجام تحلیل دینامیکی غیر خطی و همچنین تحلیل استاتیکی غیر خطی مودال از شش رکورد لرزه ای استفاده شده است که از سایت PEER، دانشگاه برکلی بدست آمده اند (جدول 2). برای ایجاد همگونی با زلزله طرح مورد استفاده در طراحی قابها و امکان مقایسه بهتر بین نتایج و همچنین استفاده از نتایج میانگین برای تحلیل دینامیکی غیر خطی، تمام شتابنگاشت ها با طیف طرح آیین نامه ایران برای خاک نوع دوم همپایه شده اند. (برای به مقیاس درآوردن شتاب نگاشت ها از روش ارائه شده در ویرایش سوم آیین نامه 2800 ایران استفاده شده است)

جدول 2- مشخصات رکوردهای لرزه ای

No.	Record ID	Earthquake	M	R(km)	PGA(g)
1	NGA0802	Loma Prieta, 1989-10-18, 00:05	6.93	27.23	0.3821
2	NGA0006	Imperial Valley-02, 1940-05-19, 04:37	6.95	12.99	0.2584
3	NGA0266	Victoria, Mexico, 1980-06-09, 03:28	6.33	36.67	0.1179
4	NGA0367	Coalinga-01, 1983-05-02, 23:42	6.36	9.98	0.3221
5	NGA0996	Northridge-01, 1994-01-17, 12:31	6.69	16.99	0.2462
6	NGA0029	Parkfield, 1966-06-28, 04:26	6.19	34.01	0.2645

#### 7. ارائه نتایج :

پس از اعمال روشهای تحلیل استاتیکی غیر خطی رایج (POA) و روش تحلیل استاتیکی غیر خطی مودال (MPA) روی قابها، نتایج آنها را استخراج می کنیم و با نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی که در واقع میانگین نتایج حاصل از شش شتابنگاشت می باشد بعنوان روش دقیق مقایسه می کنیم. پارامترهای مورد مطالعه در این تحقیق عبارتند از :

- حداکثر تغییر مکان طبقات: مقدار پیشینه تغییر مکان در هر طبقه می باشد که از روی تاریخچه پاسخ تغییر مکان هر طبقه محاسبه می شود.
- نسبت تغییر مکان نسبی طبقات: پس از تعیین تاریخچه پاسخ تغییر مکان هر طبقه، با کسر تاریخچه پاسخ هر طبقه از طبقه بالای خود تاریخچه تغییر مکان نسبی طبقه بدست می آید. مقدار ماکزیمم این تاریخچه برای هر طبقه انتخاب شده و با تقسیم آن بر ارتفاع طبقه، نسبت تغییر مکان نسبی طبقات (Drift Ratio) محاسبه می گردد.

$$D.R_{story} = \frac{drift_{story}}{h_{story}} \quad (14)$$

که  $D.R_{story}$  نسبت تغییر مکان نسبی طبقات می باشد.

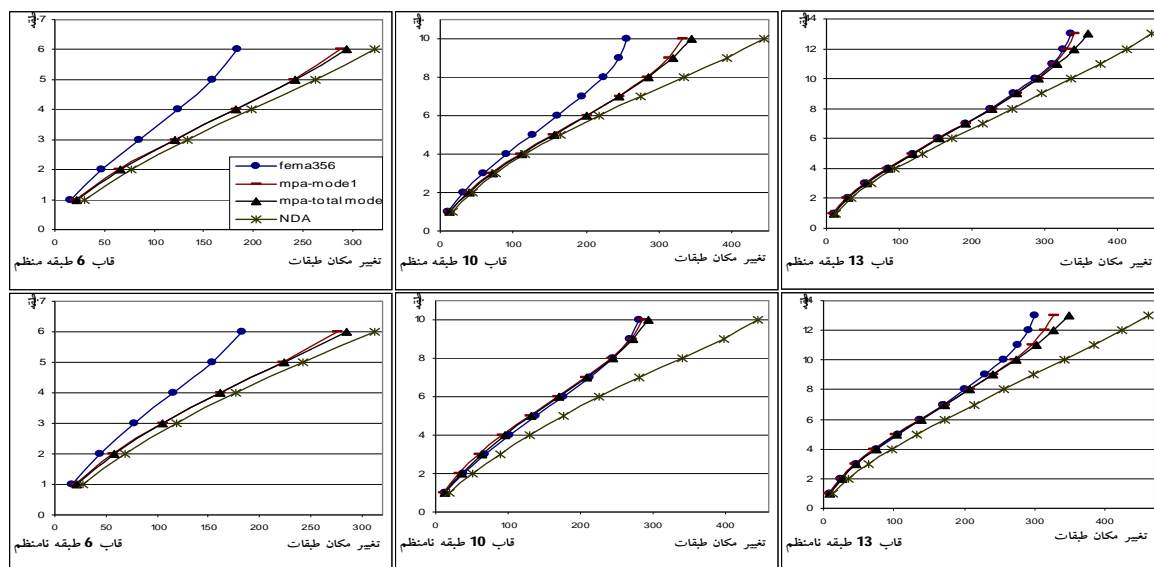
- معیارهای خرابی تیرهای طبقات: برای محاسبه معیار خرابی طبقات از مدل Park & Ang استفاده شده است که براساس انرژی هیستریزس مستهلک شده در المانهای طبقات (تیرها، ستون ها و...) می باشد. معیار خرابی برای هر طبقه از فرمول زیر محاسبه می شود :

$$DI_{story} = \sum (\lambda_i)_{component} \cdot (DI_i)_{component}; \quad (\lambda_i)_{component} = \left( \frac{E_i}{\sum E_i} \right)_{component} \quad (15)$$

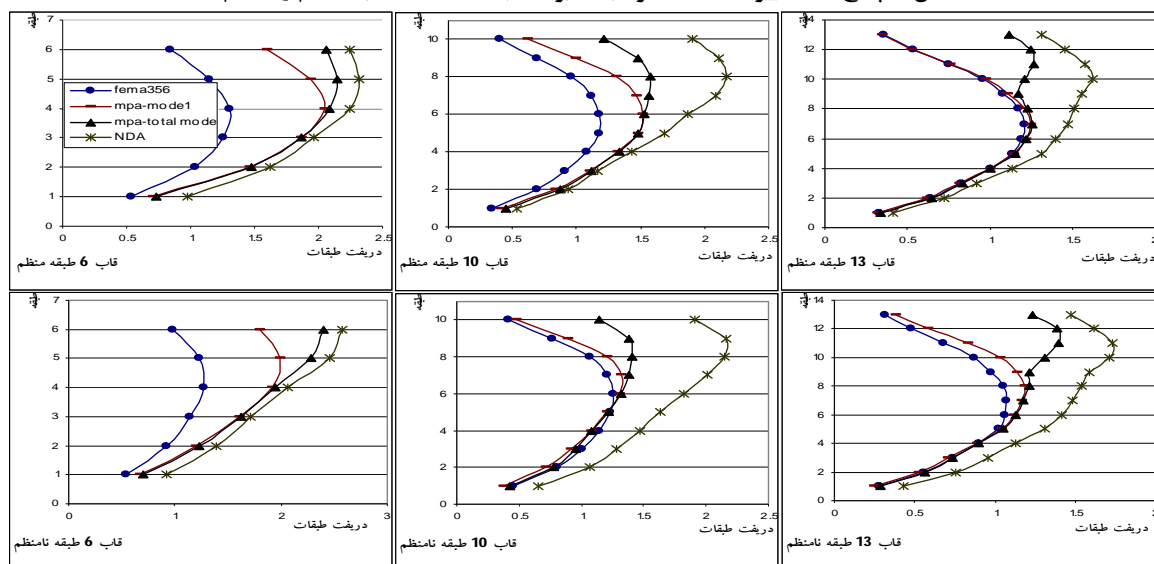
$\lambda_i$ : فاکتور وزنی انرژی  $E_i$ : انرژی جذب شده بوسیله المان یا طبقه  $i$ ام

$DI_{component}$ : معیار خرابی المان  $DI_{story}$ : معیار خرابی طبقه

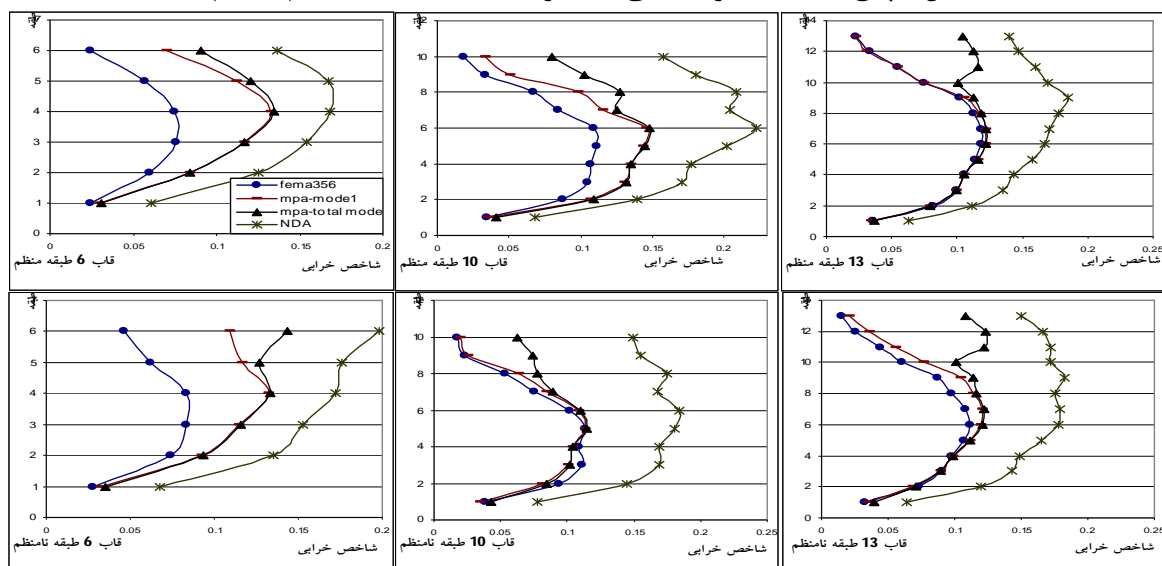
در شکلهای زیر نتایج بدست آمده از روش تحلیل استاتیکی غیر خطی رایج در FEMA356 و روش تحلیل استاتیکی غیر خطی مودال با در نظر گرفتن مود اول و مشارکت مودهای بالاتر نشان داده شده است که با روش تحلیل دینامیکی غیر خطی مقایسه شده اند :



شکل 6- پاسخ های تغییر مکان حداکثر طبقات برای قابهای 6، 10، 13 طبقه منظم و نامنظم



شکل 7- پاسخ های نسبت تغییر مکان نسبی طبقات برای قابهای 6، 10، 13 طبقه منظم و نامنظم



شکل 8- پاسخ های شاخص خرابی تیرهای طبقات برای قابهای 6، 10، 13 طبقه منظم و نامنظم



## 8. بررسی نتایج :

بررسی نتایج ارائه شده در شکل‌های (6)، (7) و (8) نشان می‌دهد که در همه قابها و در همه پارامترهای مورد مطالعه (تغییر مکان طبقات، نسبت تغییر مکان نسبی طبقات، شاخص خرابی تیرهای طبقات)، استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال (MPA) با مشارکت مودهای بالاتر باعث بهبود نتایج شده است و میزان خطا در برآورد پارامترهای لرزه ای نسبت به روش تحلیل دینامیکی غیر خطی کاهش یافته است. استفاده از روش MPA با در نظر گرفتن تنها یک مود ارتعاشی در برآورد نسبت تغییر مکان نسبی طبقات و معیار خرابی تیرهای طبقات باعث رسیدن به جوابهای مناسبی در طبقات پایین قابها می‌شود اما در طبقات بالا برآورد پاسخهای لرزه ای با خطای زیادی همراه می‌باشد که این امر در قابهای مرتفع مشهودتر می‌باشد. زمانیکه از روش MPA با مشارکت مودهای بالاتر در برآورد پارامترهای نسبت تغییر مکان نسبی طبقات و معیار خرابی تیرهای طبقات استفاده میکنیم، نمودارهای بدست آمده نسبت به نمودارهای متناظر بدست آمده از روش تحلیل دینامیکی غیر خطی همگرایی بیشتری دارند. استفاده از روش MPA با مشارکت مودهای بالاتر در برآورد نسبت تغییر مکان نسبی طبقات در قاب 6 طبقه در مقایسه با روش تحلیل دینامیکی غیر خطی جوابهای دقیقی را نشان می‌دهد، اما با افزایش ارتفاع قابها میزان خطا در برآورد این پارامتر افزایش می‌یابد مخصوصا در طبقات بالاتر. همچنین در برآورد نسبت تغییر مکان نسبی طبقات، وجود نامنظمی باعث اختلاف و فاصله بین نمودارهای MPA و نمودارهای بدست آمده از روش تحلیل دینامیکی غیر خطی از همان طبقات پایین می‌شود. اثر مودهای بالاتر در برآورد تغییر مکان حداکثر طبقات بسیار کم‌رنگ از اثر آن در برآورد دیگر پارامترهای لرزه ای می‌باشد.

## 9. جمع بندی نتایج:

استفاده از روش MPA با مشارکت مودهای بالاتر باعث رسیدن به جوابهای دقیقتری نسبت روش تحلیل استاتیکی غیرخطی رایج می‌شود و دقت این روش در برآورد تغییر مکان حداکثر طبقات بیشتر از دقت آن در برآورد نسبت تغییر مکان نسبی طبقات و معیار خرابی تیرهای طبقات می‌باشد. افزایش ارتفاع قابها و وجود نامنظمی، باعث کاهش دقت روش MPA با مشارکت مودهای بالاتر در برآورد پارامترهای لرزه ای می‌شود. روش MPA همواره تخمین دست پایینی نسبت به روش تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌دهد، همچنین اثر مودهای بالاتر در برآورد نسبت تغییر مکان نسبی طبقات و معیار خرابی تیرهای طبقات قابل محسوس تر از اثر آن در برآورد تغییر مکان حداکثر طبقات می‌باشد. از اینرو به نظر می‌رسد که برای استفاده مناسب از روش MPA در مورد قابهای نامنظم لازم است تصحیحاتی را در روش اعمال نمود تا پاسخهای بدست آمده غیرمحافظة کارانه نباشند.

## 10. مراجع:

1. Papanikolaou.V.K, Elnashai.A.S, Pareja.J.F, (2005), "Limits of Applicability of Conventional and Adaptive Pushover Analysis for Seismic Response Assessment ", Mid-America Earthquake Center, University of Illinois.
2. FEMA-356.Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1997.
3. Applied Technology Council (1996), "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings," *Report ATC-40*, Redwood City, California: Applied Technology Council.
4. Chopra.Anil.K and Goel.R.K, (2003) "a modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: summary and evaluation ", Fifth National Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey.
5. Chintanapakdee.C and Chopra.Anil.K, (2003), "Evaluation of modal pushover analysis using generic frames, "Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 32:417-442 (DOI: 10.1002/eqe.232).
6. مرکز تحقیقات و مسکن. آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله ، استاندارد 2800 ، (ویرایش سوم).
7. ACI Committee 318, Building code requirements for reinforced concrete, Detroit: American Concrete Institute, 1995.
8. CSI ETABS Nonlinear, version 9.50," integrated analysis design and drafting of building systems ".
9. Valles.R.E, Reinhorn.A.M, Kunnath.S.K, Li.C, and Madan.A, January 8, (1996), "IDARC 2D Version 6.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings," *Technical Report NCEER-96-0010*, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y, pp.1-120.