

## بررسی ضریب رفتار و رفتار لرزه‌ای

### قابهای ترکیبی فولادی بتنی به روش آنالیز پوش آور تطبیقی (APA)

علی چیگویی، دانشجوی کارشناسی ارشد زلزله، دانشگاه آزاد اسلامی واحد شهرکرد، چهارمحل بختیاری  
محمدعلی رهگذر، استادیار، دانشکده فنی و مهندسی گروه مهندسی عمران، دانشگاه اصفهان، اصفهان

#### چکیده

معرفی شده آیین‌نامه FEMA695 برای FAR-FEILD در آنالیز پوش آور تطبیقی (APA) استفاده شده است. ضریب رفتار به دست آمده در این مقاله به صورت میانگین از جداول ضریب رفتار با استفاده از آنالیز پوش آور تطبیقی برای قابهای ترکیبی یا دوگانه برابر با ۷/۲۲ به دست آمده است. با توجه به جداول و نمودارهای رفتار لرزه‌ای، شکل-پذیری قاب خمشی بتنی با مهاربند هم محور فولادی از قابهای دیگر بالاتر بوده و این مورد رفتار مناسبتر این قاب ترکیبی را در برابر زلزله و اهمیت این قاب را در امر بهسازی سازه‌ها می‌رساند. با توجه به نتایج حاصل از ضریب رفتار و تفاوت ضرایب در ارتفاع به نظر می‌رسد اگر ضریب رفتار با توجه به ارتفاع ساختمان مشخص شود، بهتر است.

**کلیدواژه‌ها:** قاب ترکیبی یا دوگانه، آنالیز پوش آور تطبیقی (APA)، ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل‌پذیری

#### ۱- مقدمه

نیاز به ساخت ساختمانهای بلند و برجها از همان اوایل شکل‌گیری تمدن بشری مورد توجه خاصی بوده است. این‌گونه سازه‌ها در ابتدا با اهداف دفاعی ساخته شده و با رشد و توسعه جوامع بشری از دهه ۸۰ قرن نوزدهم کاربرد تجاری و مسکونی به خود گرفته است. یکی از مسائل مهم و اساسی در طراحی و ساخت سازه‌های بلند، مقاوم‌سازی و حفظ پایداری آنها در مقابل نیروهای جانبی به ویژه نیروی جانبی زلزله می‌باشد.

امروزه روشهای متنوعی جهت مقاوم‌سازی جانبی سازه‌ها به کار می‌رود که یکی از مهمترین و رایج‌ترین آنها

در حال حاضر بهترین روش برآورد پارامترهای لرزه‌ای سازه‌ها، تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌باشد. ولی به دلیل پیچیدگی و زمان بر بودن آن، محققین و آیین‌نامه‌های مدرن اخیراً کاربرد تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی موسوم به پوش آور مرسوم را پیشنهاد نمودند. با توسعه کاربرد تحلیل پوش آور در سالهای اخیر روشهای پوش آور پیشرفته متعددی برای لحاظ کردن رفتار واقعیانه سازه‌ها از جمله اثر مودهای بالاتر و یا اثر تغییرات مشخصات مودال سازه در طول تحلیل ناشی از تسلیم اعضاء پیشنهاد شده است. جهت رفع نواقص روش پوش آور مرسوم، آنالیز پوش آور تطبیقی به عنوان یکی از روشهای جایگزین پیشنهاد گردیده که در آن در هرگام با توجه به کاهش سختی المانهای سازه الگوی بارگذاری اصطلاحاً به هنگام گردد. در بعضی از موارد نیروهای زلزله چندین برابر مقداری هستند که از محاسبات نیروی زلزله که بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌ها به دست می‌آید. این کاهش به وسیله ضریبی به نام ضریب رفتار انجام می‌شود. در این تحقیق، شیوه طراحی لرزه‌ای سازه‌ها و پارامترهای مؤثر در طراحی لرزه‌ای سازه‌های ترکیبی با استفاده از منحنی ظرفیت به دست آمده از تحلیل پوش آور تطبیقی توضیح داده شده است. در این تحقیق ضریب رفتار، ضریب شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت قاب ترکیبی یا دوگانه خمشی بتنی همراه با مهاربند هم محور فولادی و قاب خمشی فولادی همراه با دیوار برشی بتنی با استفاده از آنالیز پوش آور تطبیقی به دست آمده است. برای این منظور از شش قاب ترکیبی با تعداد طبقات پنج، ده و پانزده که بر مبنای آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) طراحی شده‌اند، استفاده شده است. همچنین از طیف زلزله مرتبط با ۲۲ شتابنگاشت

## ۲- تحلیل پوش آور تطبیقی

در حال حاضر، به نظر می‌رسد بهترین روش انجام آنالیزهای لرزه‌ای، آنالیز دینامیکی غیرخطی باشد، ولی به دلیل پیچیدگی و زمان بر بودن آن محققین را بر آن داشته است تا طیف وسیعی از مطالعات در مورد آنالیزهای استاتیکی غیرخطی موسوم به پوش آور مرسوم داشته باشند. مشکل اساسی روشهای پوش آور معمولی موجود در آیین-نامه‌ها و دستورالعملهای جاری در این نکته نهفته است که این روشها عموماً محدود به پاسخ یک مود تنها بوده و توانایی لحاظ کردن اثرات مودهای بالاتر همچنین اثر تغییر مشخصات مودال سازه ناشی از تسلیم اعضا را ندارد. هنگام اعمال بار جانبی به سازه در تحلیل پوش آور اعضا کم‌کم به ویژه در محل اتصالات از حالت ارتجاعی خارج گردیده و به حوزه غیرارتجاعی وارد می‌شوند. با محاسبه سختی لحظه‌ای اعضا و در نتیجه ماتریس سختی کل در هر گام از آنالیز در هنگام اعمال بار جانبی به سازه، شاهد کاهش سختی سازه خواهیم بود. این موضوع نه تنها باعث تغییر پاسخ سازه به حرکات زمین می‌گردد، بلکه همچنین باعث تغییر توزیع نیروهای اینرسی در ارتفاع سازه خواهد شد. برای تحقق این فرضیات باید از آنالیز پوش آور تطبیقی استفاده شود. همچنین در هر گام با توجه به کاهش سختی المانهای سازه باید الگوی بارگذاری اصطلاحاً به هنگام گرد [۴-۵]. آنتونیو و پینهو [۴-۵] اساس روش پوش آور تطبیقی را با توجه به الگوی بار اعمالی که می‌تواند هم نیرو باشد و هم جابه‌جایی، به دو گونه ارائه دادند: پوش آور تطبیقی مبتنی بر نیرو<sup>۱</sup> و مبتنی بر جابه‌جایی<sup>۲</sup>. الگوریتم تعریف شده جهت انجام آنالیز دارای چهار مرحله اصلی است:

- تعریف بردار بار و جرم اینرسی؛
- محاسبه ضریب بار؛
- محاسبه بردار مقیاس همپایه شده جهت اعمال به سازه؛
- به هنگام نمودن بردار نیروی بارگذاری.

پوش آور مبتنی بر جابه‌جایی نیز همانند روش پوش آور مبتنی بر نیرو است، با این تفاوت که به جای بردار نیرو  $P$  از بردار جابه‌جایی  $U$  استفاده می‌شود.

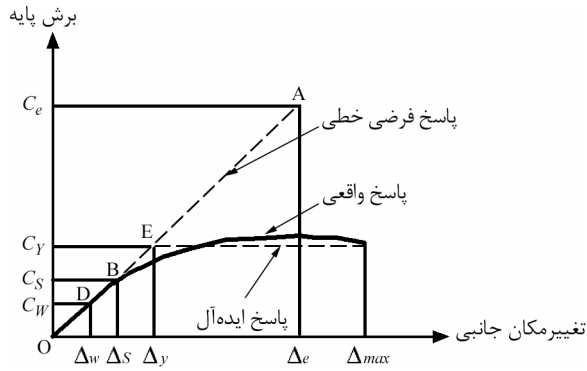
بزرگی بردار  $P$  از رابطه زیر به دست می‌آید:

در کشور ما کاربرد سیستم‌های دوگانه قاب-دیوار می‌باشد. این سیستم‌ها شامل ترکیبی از سیستم‌های قاب خمشی با دیوار برشی یا مهاربند بوده که حاصل این ترکیب افزایش کاربری و کارایی این سیستم‌ها تا ارتفاع ۵۰ طبقه و حتی بیشتر جهت مقابله با نیروهای جانبی است. بارهای قائم عمده‌تاً توسط قابهای ساختمانی کامل تحمل می‌شوند و مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه‌های از دیوارهای برشی یا قابهای مهاربندی شده همراه با مجموعه‌ای از قابهای خمشی صورت می‌گیرد. سهم برش-گیری هر یک از دو مجموعه با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو، در تمام طبقات، تعیین می‌شود [۱-۲]. طی مطالعاتی که در آیین‌نامه ۲۸۰۰ صورت گرفته ضریب رفتار برای سازه ترکیبی قاب خمشی بتنی با مهاربند هم محور فولادی ارائه نشده و تعداد طبقات سازه تأثیری در مقدار ضریب رفتار کلیه سیستم‌های سازه‌ای نداشته است. همچنین هیچ اشاره‌ای به ضریب اضافه مقاومت و ضریب کاهش نیرو ناشی از شکل‌پذیری در سازه‌های ترکیبی یا دوگانه نشده که تمامی این موارد به طور جداگانه مورد تحلیل قرار گرفته است.

در سیستم‌های مرکب از قابهای خمشی با دیوارهای برشی یا مهاربندها عوامل متعددی بر عملکرد سیستم همچنین نحوه توزیع نیروهای جانبی بین اجزاء سیستم و عناصر تشکیل‌دهنده سازه مؤثر می‌باشد که شناخت این عوامل و چگونگی تأثیرگذاری آنها نقش بسزایی در بهبود طراحی و افزایش کارایی و اقتصادی‌تر شدن طرح خواهد داشت [۲].

در این مقاله، ضمن بررسی رفتار سیستم‌های دوگانه قاب-دیوار و قاب-مهاربند با استفاده از نرم‌افزار *Seismostruct* به بررسی رفتار سیستم‌های ترکیبی در ارتفاع و رفتار مناسبتر هر کدام از سیستم‌ها در زلزله‌های مختلف بررسی می‌شود [۳]. با استفاده از منحنی پوش به دست آمده از منحنی غیرخطی، رفتار لرزه‌ای و ضریب رفتار قابهای مختلف به صورت جداگانه به دست آمده و با هم مقایسه شده است. به این منظور از شش قاب دوگانه یا ترکیبی با سیستم‌ها و ارتفاع مختلف استفاده شده است.

افزون می‌باشد، شکل (۱).



شکل (۱): نمودار منحنی ظرفیت یک سازه متعارف.

به طور کلی می‌توان گفت طراحی صحیح سازه منجر به شکل‌پذیرتر شدن سازه خواهد شد. در این وضعیت سازه می‌تواند به حداکثر مقاومت خود که با پارامتر  $V_y$  معرفی می‌شود، برسد. در نتیجه می‌توان گفت هرچه از مقاومت حداکثر اعضاء در هنگام آنالیزهای لرزه‌ای استفاده شود طراحی بهینه‌تر حادث می‌شود.

در شکل (۱)،  $\Delta_m$  حداکثر تغییر شکل نسبی ایجاد شده در طبقه می‌باشد که می‌توان گفت محاسبه مقدار  $V_y$  با مقاومت حد خمیری سازه یا مقاومت نهایی به هنگام ایجاد مکانیزم گسیختگی متناظر بوده و احتیاج به تحلیل غیرخطی دارد. به همین علت برای مقدار  $V_y$  به صورت مستقیم رابطه‌ای مشخص نگردیده است. از این رو جهت مقاصد طراحی در برخی از آیین‌نامه‌ها مقدار  $V_y$  را به مقدار  $V_s$  کاهش می‌دهند.  $V_s$  متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در کل سازه می‌باشد.

اختلاف مقدار نیروهای  $V_y$  و  $V_s$  را اصطلاحاً مقاومت افزون و نسبت آنها را با  $(\Omega)$  نشان داده می‌شود، رابطه (۶).

$$\Omega = \frac{V_y}{V_s} \quad (۶)$$

ضریب  $Y$  بر اساس نوع آیین‌نامه‌های طراحی (بار مجاز یا بار نهایی) تعیین می‌شود و مقدار آن نسبت نیرو در هنگام تشکیل اولین مفصل پلاستیک ( $V_s$ ) به نیروی طراحی سازه ( $V_w$ ) می‌باشد.

$$Y = \frac{V_s}{V_w} \quad (۷)$$

$$P = \lambda \cdot P_0 \quad (۱)$$

پس از اعمال بردار بار در هر مرحله نیروی طبقات در هر مود به قرار زیر به دست می‌آید:

$$F_{ij} = \Gamma_j \phi_{ij} M_i S_a(j) \quad (۲)$$

در رابطه (۲)،  $i$ : شماره طبقه،  $j$ : شماره مود،  $\Gamma_j$ : ضریب مشارکت مود  $j$  ام و  $\phi_{ij}$ : مقدار مود شکل همپایه شده به جرم در طبقه  $i$  ام و مود  $j$  ام و  $M_i$ : جرم طبقه  $i$  ام و  $S_a(j)$ : شتاب طیفی متناظر با مود  $j$  ام می‌باشد.

مؤلفه‌های نیمرخ بار جانبی هر مود ارتعاشی که از معادلات فوق حاصل شده به یکی از روشهای  $SRSS$  یا  $CQC$  نظیر به نظیر با یکدیگر ترکیب شده و نهایتاً یک نیمرخ منفرد حاصل می‌شود. نظر به اینکه شکل الگو مورد نیاز است نه بزرگی آن، مؤلفه‌های این الگو به نسبت مجموع کل نیروها طبق رابطه زیر همپایه می‌گردند:

$$\bar{F}_i = \frac{F_i}{\sum_{i=1}^N F_i} \quad (۳)$$

با دانستن بردار مقیاس همپایه شده  $\bar{F}$ ، ضریب بردار افزایشی  $\Delta \lambda_t$  و بردار نیروی اسمی اولیه  $P_0$ ، بردار بار اعمالی تطبیقی  $P_t$  در هر گام  $t$  به قرار زیر حاصل خواهد شد:

$$P_t = P_{t-1} + \Delta \lambda_t \cdot \bar{F}_t \cdot P_0 \quad (۴)$$

روش تشریح شده با نام "به‌هنگام جزئی" از جمله شیوه‌های تطبیق بردار نیرو با وضعیت سختی جاری سازه است. دیگر روش به‌هنگام نمودن بردار بار تطبیقی "به‌هنگام کلی" می‌باشد که در آن بردار بار مقیاس شده در هر گام به طور کامل جانشین بردار قبلی می‌گردد و بردار قبلی هیچ‌گونه سهمی در بردار بار اعمالی به سازه، در گام جدید نخواهد داشت.

### ۳- محاسبه ضریب رفتار

در سال ۱۹۹۱، محقق آمریکایی یوانگ با استفاده از نمودار منحنی ظرفیت سازه برای محاسبه ضریب رفتار رابطه‌ای به صورت زیر معرفی نمود [۶]:

$$R = R_{\mu} \times \Omega \quad (۵)$$

که  $R_{\mu} = V_{eu} / V_y$  ضریب کاهش نیرو در اثر شکل‌پذیری سازه،  $V_{eu}$  حداکثر برش پایه در حالت ارتجاعی سازه،  $V_y$  مقاومت سازه در استانه تسلیم، و  $\Omega$  ضریب مقاومت

در غرب آمریکا، برای زلزله‌هایی در محدوده بزرگی از ۵/۷ تا ۷/۷ ریشتر مورد استفاده قرار دادند. رابطه کراوینگر و نصر با فرض میرایی معادل ۵ درصد میرایی بحرانی به صورت رابطه (۱۳) است:

$$R_{\mu} = [c(\mu - 1) + 1]^{1/c} \quad (13)$$

که مقدار  $c$  از رابطه (۱۴) به دست می‌آید:

$$c(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \quad (14)$$

در این رابطه:  $\alpha$  سختی بعد از تسلیم بوده و به صورت درصدی از سختی ارتجاعی بیان می‌شود.  $\alpha$  و  $b$  که پارامترهای برآزش (رگرسیون) هستند برای مقادیر مختلف  $\alpha$  از جدول (۱) به دست می‌آیند.

جدول (۱): ضرایب پیشنهادی کراوینگر و نصر برای محاسبه  $R_{\mu}$  [۸].

b	a	$\alpha$
۰/۴۲	۱/۰۰	۰/۰۰
۰/۳۷	۱/۰۰	۰/۰۲
۰/۲۹	۰/۸۰	۰/۱۰

#### ۴-۳- میراندا و برترو

میراندا و برترو [۹]، با مرور رابطه‌های ارائه شده توسط پژوهشگران دیگر، از جمله نیومارک و هال [۷]، ریدل و نیومارک [۱۰] و کراوینگر و نصر [۸]، رابطه‌های  $T - \mu - R_{\mu}$  را برای زمینهای صخره‌ای، رسوبی با استفاده از ۱۲۴ نگاشت حرکت زمین، توسعه دادند. رابطه‌های ارائه شده توسط این محققان برای محاسبه ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری طبق رابطه (۱۵) می‌باشد:

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 \quad (15)$$

که در رابطه (۱۵) مقدار  $\Phi$  به شرح زیر می‌باشد:

برای زمینهای سنگی:

$$\Phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} e^{-15[\ln(T) - 0.6]^2} \quad (16)$$

برای زمینهای رسوبی:

$$\Phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} e^{-2[\ln(T) - 0.2]^2} \quad (17)$$

برای زمینهای با خاک نرم:

$$\Phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} e^{-3(\ln(T/T_g) - 0.35)^2} \quad (18)$$

طبق نتایج به دست آمده ضریب  $Y$  در محدوده ۱/۴ تا ۱/۵ می‌باشد و برای مثال نتایج آیین‌نامه  $AISC-ASD1989$  مطابق رابطه (۸) برابر با ۱/۴۴ می‌باشد.

$$Y = \frac{V_s}{V_w} = \frac{M_p}{M_w} = \frac{ZF_y}{S(0.6F_y \times \frac{4}{3})} = \frac{1.15F_y}{0.8F_y} = 1.44 \quad (8)$$

در رابطه (۸)،  $Z$  مدول خمیری،  $S$  مدول ارتجاعی می‌باشد و  $\frac{4}{3}$  اضافه تنش مجاز به هنگام اثر نیروهای زلزله است.

طبق پارامترهای تعریف شده فوق، رابطه (۹) برای محاسبه ضریب رفتار توسط روش یوانگ معرفی گردیده است. [۶]

$$R = \frac{V_{eu}}{V_s} = \frac{V_{eu}}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} \times \frac{V_s}{V_w} = R_{\mu} \times \Omega \times Y \quad (9)$$

#### ۴- ضریب کاهش نیرو توسط شکل‌پذیری

در این تحقیق، جهت محاسبه  $R_{\mu}$  از روشهای نیومارک و هال، کراوینگر و نصر و میراندا و برترو استفاده گردیده است.

#### ۴-۱- نیومارک و هال

نیومارک و هال [۷] رابطه‌ای را پیشنهاد کردند که با استفاده از آن می‌توان ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری ( $R_{\mu}$ ) را برای سیستم‌های ارتجاعی-خمیری یکدرجه آزاد، در طی رابطه‌های (۱۰)، (۱۱) و (۱۲) محاسبه نمود. برای زمانهای تناوب کمتر از ۰/۰۳ ثانیه (فرکانسهای بالای ۳۳ هرتز):

$$R_{\mu} = 1/0 \quad (10)$$

برای زمانهای تناوب بین ۰/۱۲ ثانیه تا ۰/۵ ثانیه (فرکانسهای بین ۲ و ۸ هرتز):

$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \quad (11)$$

برای زمانهای تناوب بزرگتر از ۱ ثانیه (فرکانسهای کوچکتر از ۱ هرتز):

$$R_{\mu} = \mu \quad (12)$$

#### ۴-۲- کراوینگر و نصر

کراوینگر و نصر [۸]، رابطه‌ای برای سیستم‌های یکدرجه آزادی بر روی زمینهای صخره‌ای با خاک سخت توسعه دادند. آنها نتایج مطالعات آماری را بر پایه ۱۵ نگاشت حرکت زمین

## ۵- معرفی مدل‌های سازه‌ای با سیستم ترکیبی

نرم‌افزار *SeismoStruct*، نرم‌افزاری جهت انجام انواع آنالیزهای استاتیکی و دینامیکی غیرخطی می‌باشد. این نرم-افزار که توسط پینهو ارائه گردید از المانهای فیبری<sup>۳</sup> برای مدلسازی استفاده کرده و رفتار غیرخطی المانها توسط مدل رفتاری مصالح و نوع المان تعیین می‌شود [۳]. قابهای ارائه شده در این رساله سیستم قابها در پنج، ده و پانزده طبقه و هر قاب در دو حالت قاب خمشی فولادی همراه با دیوار برشی بتنی و قاب خمشی بتنی همراه با مهاربند هم محور فولادی استفاده شده است. ارتفاع تمام طبقات ۳ متر و دارای سه دهانه مساوی با طول ۵ متر می‌باشد و میرایی ۵ درصد در نظر گرفته شده است. تغییرمکان هدف برای قابهای با زمان تناوب کمتر از ۰/۷ ثانیه کمتر از ۰/۰۲۵ ارتفاع و برای زمان تناوب بیشتر از ۰/۷ ثانیه کمتر از ۰/۰۲۰ ارتفاع می‌باشد. لازم به ذکر است که قابهای پنج و ده طبقه زمان پریود آنها کمتر از ۰/۷ ثانیه و قاب پانزده طبقه بیشتر از ۰/۷ ثانیه می‌باشد [۱].

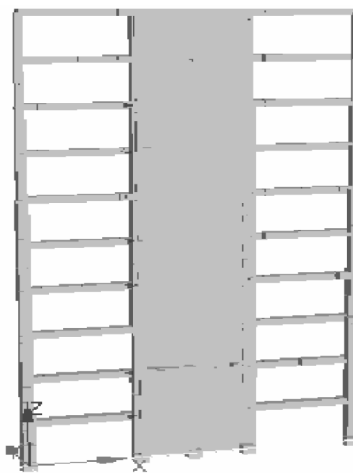
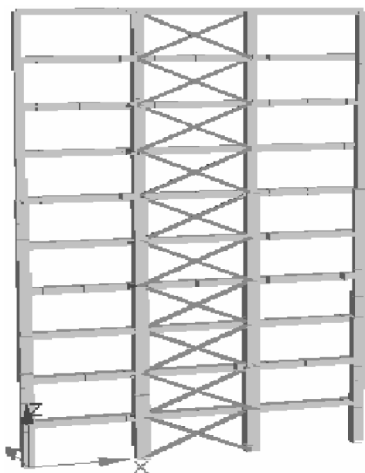
در این تحقیق، ابتدا مدل‌های دو بعدی قابها طبق اصول آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران توسط نرم‌افزار *Etabs* تحلیل و طراحی گردیده و سپس آنالیز لرزه‌ای پوش‌آور تطبیقی توسط نرم‌افزار *SeismoStruct* انجام گرفته است. شتاب مبنای طرح  $A=0/35$  و خاک منطقه از نوع II و بار زنده کلیه طبقات ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شده است. شکل (۲) نمونه‌ای از قاب خمشی بتنی با مهاربند هم‌محور فولادی و قاب خمشی فولادی با دیوار برشی بتنی را نشان می‌دهد.

## ۶- مشخصات زلزله‌های به کار رفته

در این مطالعه، ۲۲ شتابنگاشت حوزه-دور<sup>۴</sup> مطابق آیین‌نامه *FEMA695* برای آنالیز پوش‌آور تطبیقی استفاده شده است. تمامی شتابها به صورت واقعی و بدون تغییر در تحلیل استفاده شده است، جدول (۲) [۱۱].

جدول (۲): ۲۲ شتاب آیین‌نامه *FEMA695* برای *FAR-FIELD* [۱۱].

شماره	نام زلزله	شتاب زلزله
۱	Northridge- Beverly Hills-Mulhol	۰/۵۲
۲	Northridge-Canyon Country-WLC	۰/۴۸
۳	Duzce, Turkey-Bolu	۰/۸۲
۴	Hector Mine Hector	۰/۳۴
۵	Imperial Valley Delta	۰/۳۵
۶	Imperial Valley El Centro Array	۰/۳۸
۷	Kobe, Japan Nishi-Akashi	۰/۵۱
۸	Kobe, Japan Shin-Osaka	۰/۲۴
۹	Kocaeli, Turkey Duzce	۰/۳۶
۱۰	Kocaeli, Turkey Arcelik	۰/۲۲
۱۱	Landers Yermo Fire Station	۰/۲۴
۱۲	Landers Coolwater	۰/۴۲
۱۳	Loma Prieta Capitola	۰/۵۳
۱۴	Loma Prieta Gilroy Array #3	۰/۵۶
۱۵	Manjil, Iran Abbar	۰/۵۱
۱۶	Superstition Hills El Centro Imp.	۰/۳۶
۱۷	Superstition Hills Poe Road Temp	۰/۴۵
۱۸	Cape Mendocino Rio Dell Overpass	۰/۵۵
۱۹	Chi-Chi, Taiwan CHY101	۰/۴۴
۲۰	Chi-Chi, Taiwan TCU045	۰/۵۱
۲۱	San Fernando LA - Hollywood Stor	۰/۲۱
۲۲	Friuli, Italy Tolmezzo	۰/۳۵

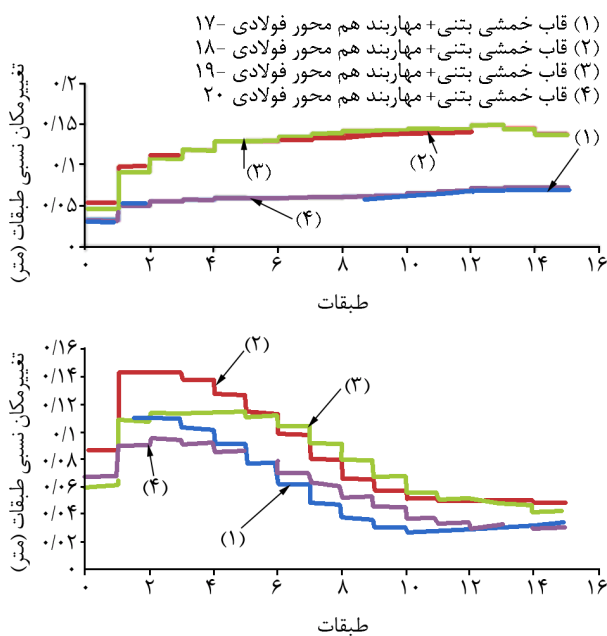


شکل (۲): قاب خمشی بتنی با مهاربند هم محور فولادی ده طبقه و قاب خمشی فولادی با دیوار برشی بتنی ده طبقه.

## ۷- بررسی قابهای مختلف و ارائه نمودارها

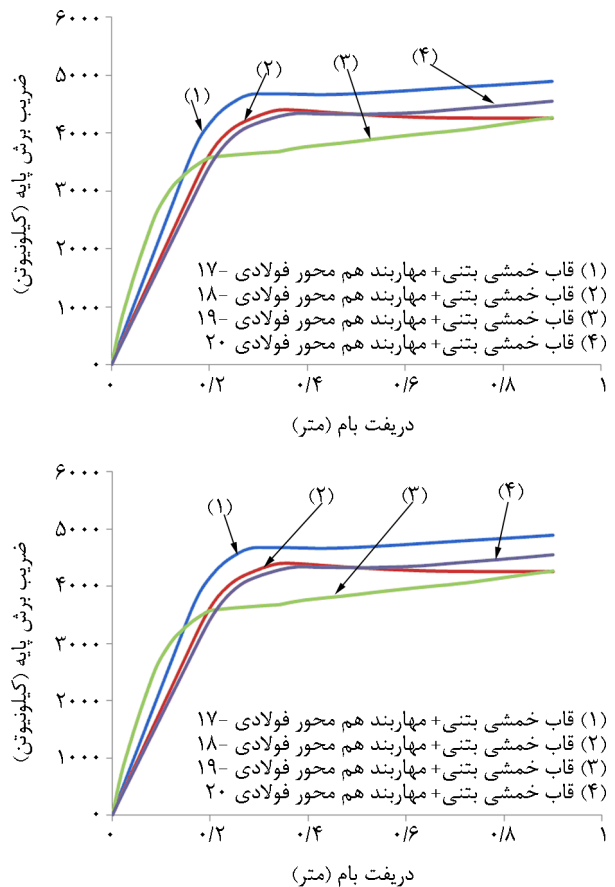
متوسط + مهاربند فولادی هم محور متوسط از قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتنی بیشتر بوده که بیشتر بودن سطح زیر منحنی پوش تحمل برش بیشتر و شکل-پذیری بالاتر را نشان می‌دهد، ولی رفتار قابها در ارتفاعهای مختلف یا تعداد طبقات مختلف متفاوت است. با توجه به معادلات ارائه شده در جدول (۳)، می‌توان رفتار متفاوت را در تعداد طبقات متفاوت مقایسه کرد (در منحنی‌های نشان داده شده اعداد ۱۷ تا ۲۰ مطابق با جدول شتابنگاشت‌های برگرفته از آیین‌نامه FEMA695 می‌باشد).

در شکل (۵)، نمونه‌ای از نمودار ضریب رفتار در مقابل شتاب و دیگری ضریب کاهش نیرو ناشی از شکل‌پذیری را در مقابل شتاب نشان می‌دهد. شکل (۵) برای قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتنی می‌باشد. با داشتن  $PGA$  هر منطقه و داشتن تعداد طبقات سازه می‌توان ضریب رفتار و ضریب کاهش نیرو ناشی از شکل‌پذیری را برای سیستم سازه‌ای ترکیبی به دست آورد. ضرایب رفتار و ضرایب کاهش نیرو ناشی از شکل‌پذیری به صورت میانگین از سه روش ارائه شده در بخش ۳ به دست آمده است (در شکل (۵) اعداد بعد از آن تعداد طبقات را نشان می‌دهد).



شکل (۴): نمونه‌ای از نمودارهای منحنی ظرفیت قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتنی متوسط + مهاربند فولادی هم محور متوسط پانزده طبقه و قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتنی متوسط پانزده طبقه حاصل از آنالیز پوش‌آور تطبیقی با استفاده از طیف ۱۷ تا طیف ۲۰.

در این مقاله با استفاده از روش پوش‌آور تطبیقی (تحلیل بار افزون)، رفتار لرزه‌ای قاب خمشی فولادی متوسط با دیوار برشی بتنی و قاب خمشی بتنی متوسط با مهاربند هم‌محور فولادی مورد بررسی قرار گرفته و نمونه‌ای از منحنی‌های تغییرمکان نسبی طبقات و منحنی‌های پوش نشان داده شده است. در نهایت نمونه‌ای از منحنی‌های خطی و معادلات خطی برگرفته از ضرایب رفتار و ضریب کاهش نیرو ناشی از شکل-پذیری و ضریب اضافه مقاومت برای قابهای ترکیبی متفاوت ارائه شده است. به عنوان نمونه دو منحنی پوش و دو منحنی تغییرمکان نسبی طبقات برای دو نوع سیستم سازه‌ای با تعداد طبقات پانزده در اشکال (۳) و (۴) نشان داده شده است که از شتابنگاشت‌های ۱۷ تا ۲۰ جدول (۲) نتیجه‌گیری شده است. با توجه به منحنی پوش، سطح زیر منحنی قاب خمشی بتنی



شکل (۳): نمونه‌ای از نمودارهای منحنی ظرفیت قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتنی متوسط پانزده طبقه و منحنی ظرفیت قاب خمشی بتنی متوسط + مهاربند فولادی هم‌محور متوسط پانزده طبقه حاصل از آنالیز پوش‌آور تطبیقی با استفاده از طیف ۱۷ تا طیف ۲۰.

**جدول (۳):** معادله خط برگرفته از  $R$ ,  $R_{\mu}$ ,  $\Omega$  در مقابل  $PGA$  برای قاب خمشی بتنی متوسط + مهاربند فولادی هم محور متوسط و قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتنی متوسط.

معادله خط			نوع سازه
$\Omega$	$R_{\mu}$	$R$	
$0.18PGA+2/3$	$0.12PGA+2/4$	$0.12PGA+8/7$	قاب خمشی بتنی با مهاربند هم‌محور فولادی پنج طبقه
$0.15PGA+1/7$	$0.13PGA+4/7$	$0.16PGA+10/7$	قاب خمشی بتنی با مهاربند هم‌محور فولادی ده طبقه
$0.16PGA+2/5$	$0.14PGA+2/2$	$0.18PGA+8/1$	قاب خمشی بتنی با مهاربند هم‌محور فولادی پانزده طبقه
$0.18PGA+1/3$	$0.13PGA+2/3$	$0.14PGA+4/5$	قاب خمشی فولادی با دیوار برشی بتنی پنج طبقه
$0.15PGA+1/9$	$0.17PGA+2/7$	$0.13PGA+7/2$	قاب خمشی فولادی با دیوار برشی بتنی ده طبقه
$0.13PGA+2/6$	$0.14PGA+1/9$	$0.15PGA+6/5$	قاب خمشی فولادی با دیوار برشی بتنی پانزده طبقه

سیستم سازه‌ای ترکیبی به دست آورد. معادلات زیر برای تعداد طبقات پنج، ده و پانزده طبقه به دست آمده است.

### ۸- نتیجه‌گیری

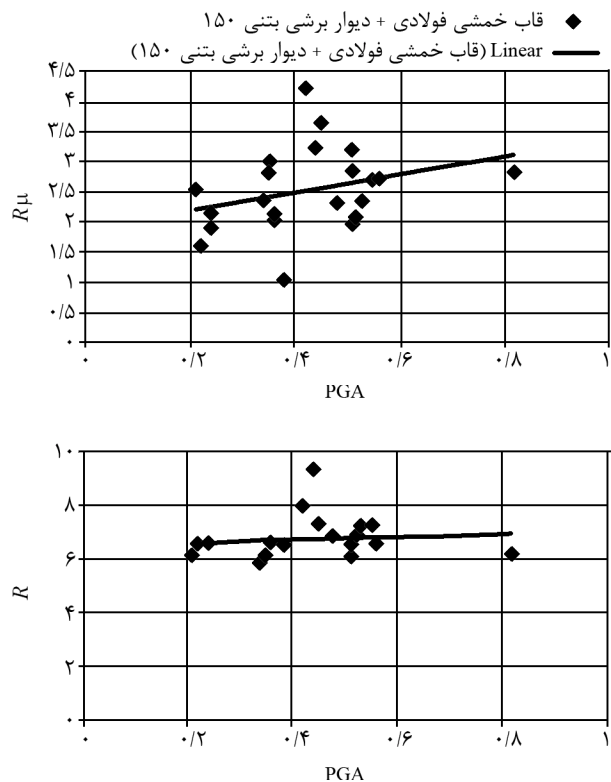
در نتیجه‌گیری نهایی ضریب رفتار به دست آمده در این مقاله به صورت میانگین از نتایج آنالیز استاتیکی پوش‌آور تطبیقی (تحلیل بارافزون) برای قابهای ترکیبی یا دوگانه (قاب خمشی متوسط (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتنی متوسط یا مهاربند هم‌محور فولادی) برابر با  $7/22$  به دست آمده است.

ضریب رفتار برای قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتنی برابر با  $6/1$  و برای قاب خمشی بتنی متوسط + مهاربند هم‌محور فولادی برابر با  $9/2$  به دست آمده است. با توجه به معادلات ضریب رفتار و ضریب کاهش نیرو ناشی از شکل‌پذیری، می‌توان ضریب رفتار و ضریب کاهش نیرو ناشی از شکل‌پذیری را به نسبت شتابهای مختلف برای قابهای مختلف به دست آورد.

طراحی سازه‌ها با استفاده از مقاطع مختلف و یا استفاده از سیستم سازه‌ای متفاوت، در ضریب شکل‌پذیری و ضریب رفتار آن سازه تأثیر دارد.

با توجه به نتایج حاصل از ضریب رفتار و تفاوت ضرایب در ارتفاع به نظر می‌رسد اگر ضریب رفتار با توجه به ارتفاع ساختمان مشخص شود، بهتر است.

با در نظر گرفتن آنالیز پوش‌آور تطبیقی مبتنی بر جابه‌جایی، نه تنها به دست آمدن نتایج دقیقتر (پروفیل‌های دررفت طبقات و منحنی ظرفیت) تضمین می‌شوند، بلکه تمام اجزای ارزیابی سازه دارای نتیجه روشن و منطقی می‌باشند.



شکل (۵): نمودار ضریب رفتار در مقابل شتاب و ضریب کاهش نیرو ناشی از شکل‌پذیری در مقابل شتاب قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتنی پانزده طبقه حاصل از آنالیز پوش‌آور تطبیقی با استفاده از طیف ۱ تا طیف ۲۲.

معادلات نشان داده شده در جدول (۳) برای ضریب رفتار، ضریب کاهش نیرو ناشی از شکل‌پذیری و ضریب مقاومت افزون در مقابل شتاب به دست آمده است که به صورت میانگین از نتایج تحلیل حاصل از  $22$  شتاب آیین‌نامه  $FEMA695$  ارائه شده در جدول (۲) می‌باشد. از طریق معادلات زیر با داشتن  $PGA$  هر منطقه و تعداد طبقات سازه می‌توان ضریب رفتار مختص آن منطقه را برای دو نوع

7. Newmark, N.M. and Hall, W.J. (1982). Earthquake spectra and design, *Journal of Earthquake Engineering*, 214-232.
  8. Krawinkler, H. and Nassar, A.A. (1992). Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities, nonlinear seismic analysis and design of reinforced concrete buildings, P. Fajfar and H. Krawinkler, eds., Elsevier Applied Science, New York.
  9. Miranda, E. and Bertero, V.V. (1994). Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistance design, *Journal of Engineering Structures*, 2(10), 357-379.
  10. Riddell, R. and Newmark, N.M. (1979). Statistical analysis of the response of nonlinear systems subjected to earthquake, Structural Research Series No. 468, Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana Illinois.
  11. FEMA696 (2009). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA696, Washington (DC): Federal Emergency Management Agency.
- سطح زیر منحنی پوش قاب خمشی بتنی با مهاربند هم-محور فولادی بیشتر از قاب خمشی فلزی با دیوار برشی بتنی می‌باشد که این مورد شکل‌پذیری بالاتر و رفتار مناسبتر این قاب ترکیبی را در برابر زلزله و اهمیت این قاب را در امر بهسازی سازه‌ها می‌رساند.

## ۹- مراجع

۱. مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، استاندارد ۸۴-۲۸۰۰ (۱۳۸۵). ویرایش سوم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران.
۲. ناطقی‌الهی، فریبرز (۱۳۷۲). طراحی ساختمان برای نیروهای باد و زمین لرزه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله-شناسی و مهندسی زلزله، تهران.
3. SeismoSoft (2004). SeismoStruct- A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures [online], Available from URL: <http://www.seissoft.com>.
4. Antoniou, S. and Pinho, R. (2004). Advantages and limitations of adaptive and non- adaptive force-based pushover procedures, *Journal of Earthquake Engineering*, 8(4), 497-522.
5. Antoniou, S. and Pinho, R. (2004). Development and verification of a displacement-base adaptive pushover procedures, *Journal of Earthquake Engineering*, 8(5), 643-661.
6. Uang, C.M. (1991). Establishing R (or  $R_w$ ) and Cd factors for building seismic provisions, *ASCE, Journal of Structural Engineering*, 117(1), 19-28.

## ۱۰- پانویس

- ۱- Force- Based Adaptive, Pushover Analysis
- ۲- Displacement - Based Adaptive Pushover Analysis
- ۳- Fiber Based Element
- ۴- Far-Field