

طراحی لرزه‌ای سازه‌ها با استفاده از "روش ضریب رفتار اصلاح شده"

موسی محمودی صاحبی^{۱*}، سهیل جوادیان فرد^۲

۱- استادیار، گروه عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران، ایران

۲- کارشناس ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران، ایران

m.mahmoudi@srttu.edu

تاریخ پذیرش: ۱۳۹۲/۰۴/۲۳

تاریخ دریافت: ۱۳۹۱/۰۳/۲۱

چکیده- در حال حاضر، در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها از دو روش نیرویی و تغییرمکانی استفاده می‌شود. اخیراً محققان با ترکیب اجزای دو روش نیرویی و تغییرمکانی، روش سومی با عنوان روش طراحی لرزه‌ای مرکب معرفی کرده‌اند. هدف از ارائه این مقاله، معرفی یک روش مرکب جدید با نام «روش ضریب رفتار اصلاح شده» است که از ترکیب روش نیرویی استاندارد ۲۸۰۰ و روش تغییرمکانی نشریه ۳۶۰ حاصل می‌شود. در این روش، ضریب رفتار با مشاهده رفتار واقعی سازه و بهره‌گیری از تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل پوش‌اور) تعیین می‌گردد. برای ارزیابی روش پیشنهادی، دو قاب فولادی ۵ و ۷ طبقه، به دو روش نیرویی استاندارد ۲۸۰۰ و روش مرکب ضریب رفتار اصلاح شده، طراحی شده و پاسخ‌های مختلف آنها مورد مقایسه قرار گرفته است. به دلیل اینکه در بسط تئوری روش مرکب پیشنهادی، از معایب روش‌های نیرویی و تغییرمکانی پرهیز شده است، پاسخ‌های لرزه‌ای همچون برش پایه طرح و تغییر مکان غیرارتجاعی سازه در این روش با دقت بیشتری تعیین می‌شود.

واژگان کلیدی: روش‌های طراحی لرزه‌ای، روش نیرویی، روش تغییرمکانی، روش مرکب، روش ضریب رفتار اصلاح شده.

۱- مقدمه

بنابراین برای تحلیل سازه‌ها در برابر زلزله‌های شدید باید از روش‌های تحلیل غیرخطی استفاده شود، ولی عدم آشنایی مهندسان با تحلیل‌های غیرخطی و عدم توانایی اغلب نرم‌افزارها در این زمینه، باعث شد تا آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای مبنای کار خود را بر تحلیل‌های خطی قرار داده و برای تعیین پاسخ‌های غیرخطی از ضریبی با عنوان ضریب رفتار استفاده کنند [۲]. از آنجایی که در این روش، زلزله به صورت یک نیروی استاتیکی معادل‌سازی می‌شود، با نام «روش طراحی لرزه‌ای بر اساس نیرو» یا روش نیرویی

اطلاع از ساختار، محدوده کاربرد و نقاط ضعف و قوت یک آیین‌نامه زلزله می‌تواند باعث درک عمیق‌تر تئوری‌های مورد استفاده در طرح آن آیین‌نامه و بهره‌گیری بهتر از آن در تحلیل و طراحی لرزه‌ای یک سازه شود [۱]. با توجه به فلسفه حاکم بر طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، برای لحاظ کردن مسائل اقتصادی و به جهت استفاده بهینه از خاصیت جذب و استهلاک انرژی، به اعضای سازه اجازه داده می‌شود که در برابر زلزله‌های شدید وارد ناحیه فرار ارتجاعی شوند.

شناخته می‌شود. این شیوه طراحی، علی‌رغم کاربرد فراوان در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای سراسر جهان، امروزه در معرض انتقادهای متعددی از جمله عدم دقت کافی در تعیین پاسخ‌های لرزه‌ای روبرو است.

مطابق با منحنی نیرو- تغییرمکان سازه، تغییرات نیرو در ناحیه غیرارتجاعی ناچیز بوده و سازه متحمل کرنش‌های بزرگ می‌شود که این مسئله بیانگر اهمیت بیشتر عامل تغییرمکان نسبت به عامل نیرو در طراحی سازه‌های مقاوم لرزه‌ای است. در چند دهه گذشته با پیشرفت علم دینامیک سازه‌ها و افزایش توانایی‌های نرم‌افزارهای مهندسی، روش طراحی لرزه‌ای دقیق‌تری بر مبنای تحلیل‌های غیرخطی با عنوان «روش طراحی لرزه‌ای بر اساس تغییرمکان» معرفی شد که در این روش، زلزله در قالب یک تغییرمکان معادل در طبقه بام بر سازه اعمال می‌شود. این روش در دستورالعمل‌های بهسازی لرزه‌ای مشهوری همچون گزارش ATC-40 [۳] و نشریه FEMA-356 [۴] معرفی شده است.

اخیراً محققان با ترکیب اجزای دو روش نیرویی و تغییرمکانی، «روش طراحی لرزه‌ای مرکب» را معرفی کرده‌اند که این روش علاوه بر سادگی از دقت قابل قبولی نیز برخوردار است. از مهمترین ویژگی‌های روش مرکب نسبت به دو روش دیگر، می‌توان به قابلیت طراحی سازه بر اساس هر دو عامل مقاومت و تغییرمکان اشاره کرد. این روش، نخستین بار در سال ۱۹۹۹ در کتاب SEAOC [۵] به طور کاربردی معرفی شد. سپس در سال ۲۰۰۳ دو محقق یونانی، بازئوس و بسکوس، روش مرکبی بر پایه ایجاد اصلاحات در نحوه تعیین ضریب رفتار آیین‌نامه EC8 [۶] ارائه کردند که کاراواسیلیس با جزییات بیشتر آن را تکمیل نمود [۷]. در سال ۲۰۰۷ در کانادا، قربانی‌اصل، در رساله دکترای خود روش مرکب جدیدی را پیشنهاد کرد که این روش شباهت زیادی به روش طیف ظرفیت مطرح‌شده در

گزارش ATC-40 [۸] داشت.

هدف از این مقاله، معرفی روش مرکب جدیدی به نام «روش ضریب رفتار اصلاح شده» و ارزیابی آن در تعیین پاسخ لرزه‌ای سازه‌هاست.

۲- روش‌های مختلف طراحی لرزه‌ای سازه‌ها

هر سازه برای مقابله با زلزله‌های آتی، دارای سه نیاز اصلی سختی، مقاومت و شکل‌پذیری است. تفاوت اصلی روش‌های موجود در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای، نحوه تعیین این نیازهاست. آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای می‌کوشند در روش پیشنهادی خود، دو ویژگی دقت و سهولت را در محاسبه و شیوه تأمین این نیازها بگنجانند. در این قسمت مبانی سه روش معروف طراحی لرزه‌ای سازه‌ها ارائه می‌گردد.

۲-۱- روش طراحی لرزه‌ای بر اساس نیرو

در روش طراحی لرزه‌ای بر اساس نیرو یا «روش FBD»^۱ نیروی برشی معادل زلزله طرح با در نظر گرفتن شتاب حداکثر زمین در تحرکات لرزه‌ای، پیروی از اصل سازه، طیف پاسخ الاستیک و ضریب رفتار محاسبه شده و سپس با استفاده از روابط تجربی در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد. در ادامه با انجام یک تحلیل خطی، نیروی المان‌ها مشخص و اعضا طراحی می‌شوند. در نهایت مطابق با روابط آیین‌نامه که مبتنی بر ضریب رفتار است، تغییرمکان‌های نسبی بین طبقه‌ای غیرالاستیک با استفاده از تغییرمکان‌های نسبی بین طبقه‌ای الاستیک، تعیین شده و با مقادیر حدی مشخص شده در آیین‌نامه مقایسه می‌گردند. در صورت تجاوز مقادیر پاسخ از مقادیر حدی، مقاطع قوی‌تر جایگزین مقاطع اولیه خواهند شد.

در آیین‌نامه زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰) [۹]، نیروی استاتیکی معادل زلزله از رابطه (۱) به دست می‌آید.

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

که W وزن موثر ساختمان و C ضریب زلزله است که مطابق رابطه (۲) محاسبه می‌شود.

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

در این رابطه، A نسبت شتاب مبنای طرح (شتاب زلزله به شتاب ثقل g)، B ضریب بازتاب ساختمان، I ضریب اهمیت ساختمان و R ضریب رفتار ساختمان است. در این آیین‌نامه برای کنترل تغییر مکان جانبی، تغییر مکان‌های واقعی طبقات بر اساس رابطه (۳) محاسبه می‌شوند.

$$\Delta_M = 0.7VR\Delta_w \quad (3)$$

که در آن Δ_M تغییر مکان جانبی نسبی غیرارتجاعی تحت زلزله طرح در طبقه و Δ_w تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی تحت زلزله طرح در طبقه است. تغییر مکان جانبی نسبی غیرارتجاعی تحت زلزله طرح در محل مرکز جرم هر طبقه نباید از مقادیر مطرح شده در رابطه (۴) بیشتر شود. در رعایت این محدودیت، اثر $P-\Delta$ باید در محاسبه تغییر مکان‌ها منظور شود.

$$\Delta_M < 0.7 \text{ ثانیه} < 0.25T \text{ برابر ارتفاع طبقه} < \Delta_M \quad (1-4)$$

$$\Delta_M \leq 0.7 \text{ ثانیه} \geq 0.2T \text{ برابر ارتفاع طبقه} \leq \Delta_M \quad (2-4)$$

در رابطه (۴)، T زمان تناوب اصلی ساختمان است.

علی‌رغم سهولت این روش، امروزه انتقادهای فراوانی به روش نیرویی وارد شده که اهم این نقدها به طور خلاصه بیان می‌شود.

۱. ضرایب رفتار توصیه شده در آیین‌نامه‌ها به صورت

تقریبی می‌باشند. تحقیقات پژوهشگران بیانگر وجود تأثیر عوامل متعددی بر مقدار ضریب رفتار است که غالباً نادیده گرفته می‌شود [۱۰].

۲. در این روش، فقط مقاومت مورد نیاز سازه کنترل می‌شود و کنترل نیاز شکل‌پذیری سازه به صورت تقریبی انجام می‌شود.

۳. در روش طراحی لرزه‌ای بر اساس نیرو، سختی مستقل از مقاومت و شکل‌پذیری کنترل می‌شود [۱۱].

۴. این روش با محاسبه نیروهای داخلی المان‌ها آغاز شده و سپس تغییر شکل‌های مربوط به آنها محاسبه و کنترل می‌شوند. این بدان معناست که معیار اصلی طراحی در این روش، تأمین مقاومت مورد نیاز سازه است.

۲-۲- روش طراحی لرزه‌ای بر اساس تغییر مکان

اساس روش طراحی لرزه‌ای بر اساس تغییر مکان یا «روش DBD»^۱ بر انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل پوش-اور) شکل گرفته که مشاهده رفتار واقعی سازه در ناحیه غیرخطی را با دقت بیشتری امکان‌پذیر می‌کند. در روش DBD پارامتر تغییر مکان نقش اصلی را در روند طراحی سازه ایفا می‌کند. در این روش، سازه برای یک تغییر مکان تقاضا متناظر با سطح عملکرد مورد نظر طراحی می‌شود، به طوری که تا رسیدن تغییر مکان جانبی تراز بام به تغییر مکان تقاضای تعیین‌شده، تغییر شکل‌های ایجاد شده در اجزای سازه، نباید از مقادیر مجاز متناظر با آن سطح عملکرد فراتر روند.

از مزیت‌های این روش، پذیرش فلسفه طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد بوده که طراح را قادر می‌سازد، سازه را با توجه به درجه اهمیت آن، برای سطح عملکرد دلخواه طراحی کند.

شکل‌پذیری، نمی‌توان تنها از یکی از روش‌های نیرویی یا تغییرمکانی موجود استفاده کرد. در روش نیرویی هدف از طراحی، تأمین مقاومت لازم برای مقابله با نیروهای وارد بر سازه بوده و این در شرایطی است که در روش تغییرمکانی، تأمین سطح شکل‌پذیری مورد نیاز سازه، مبنای طراحی را تشکیل می‌دهد. چنانچه طراحی سازه برای یکی از عوامل-های مقاومت یا شکل‌پذیری انجام پذیرد، این امکان وجود دارد که آن سازه جوابگوی عامل دیگر نباشد. این مسئله و همچنین کاستی‌های اشاره شده در روش‌های متداول نیرویی و تغییرمکانی، باعث ظهور روش جدیدی با نام روش طراحی لرزه‌ای مرکب بر اساس نیرو-تغییرمکان یا «روش HBD»^۱ شد. در این روش این امکان فراهم می‌شود که با تعیین دقیق‌تر پاسخ‌های لرزه‌ای، سازه برای هر دو عامل مذکور طراحی شود که این موضوع باعث خواهد شد تا سازه علاوه بر داشتن قابلیت تحمل نیروی استاتیکی معادل زلزله، بتواند در برابر زلزله طرح، مقصود عملکردی متناظر با تغییرمکان تقاضا را نیز برآورده سازد.

۳- معرفی روش ضریب رفتار اصلاح شده

در این تحقیق روش مرکب جدیدی توسط نویسندگان مقاله معرفی شده است که از ترکیب بهترین اجزای روش نیرویی استاندارد ۲۸۰۰ و روش تغییرمکانی نشریه ۳۶۰، به دست آمده است. از آنجایی که در این روش، ضریب رفتار ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی اصلاح می‌شود، «روش ضریب رفتار اصلاح شده» نام‌گذاری شده است. مهم‌ترین خصوصیات این روش مرکب عبارتند از:

۱. در این روش از مقدار تخمینی آیین‌نامه‌ای ضریب رفتار پرهیز شده و از تمام ظرفیت شکل‌پذیری سازه جهت

در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ایران (نشریه ۳۶۰) [۱۲] تغییرمکان تقاضا با عنوان تغییرمکان هدف معرفی شده و مطابق رابطه (۵) محاسبه می‌شود.

$$\delta_t = C_1 C_2 C_3 C_4 S_a \frac{T_e}{T_p} g \quad (5)$$

در این رابطه، C_1 ضریب اصلاح برای ارتباط تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییرمکان بام سیستم چند درجه آزادی، C_2 ضریب اصلاح برای تبدیل تغییرمکان‌های محاسبه شده از پاسخ خطی الاستیک به تغییرمکان‌های غیرالاستیک ماکزیمم مورد انتظار، C_3 ضریبی برای در نظر گرفتن اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای بر تغییرمکان‌ها به دلیل رفتار غیرارتجاعی و C_4 ضریب اصلاح برای اعمال اثرات P- Δ بر تغییرمکان‌ها است. S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب مؤثر T_e است که مقدار آن برای زلزله سطح خطر ۱- برابر A.B خواهد بود. ضرایب A و B همان تعاریف استاندارد ۲۸۰۰ را دارا می‌باشند.

روش‌های تغییرمکانی دارای معایبی هستند که ذیلاً به آنها اشاره می‌شود:

۱. روش تعیین تغییرمکان هدف در نشریه ۳۶۰ یک روش تقریبی است. زیرا در محاسبه آن از ضرایب تجربی استفاده می‌شود.
۲. استفاده از روش تغییرمکانی برای ارزیابی سازه‌های موجود پیشنهاد شده است و لذا استفاده از آن برای طراحی سازه‌های جدید کار ساده‌ای نیست. زیرا تعیین مقاومت مورد نیاز سازه (به عنوان نیاز اصلی سازه) به کمک این روش مقدور نیست. این روش فقط می‌تواند نیاز شکل‌پذیری سازه را کنترل نماید.

۳-۲ روش طراحی لرزه‌ای مرکب

برای انجام طراحی لرزه‌ای برای هر دو عامل مقاومت و

طراحی لرزه‌ای سازه پایه‌ریزی شده است. مراحل گام به گام روش ضریب رفتار اصلاح شده به شرح ذیل است:

۱. فرض یک مقدار مناسب برای ضریب رفتار. با توجه به هدف طراحی لرزه‌ای (عملکرد مورد انتظار از سازه در برابر یک سطح خاص از زلزله) یک ضریب رفتار حدس زده می‌شود و بر اساس آن نیروی جانبی زلزله مشابه روش نیرویی به دست می‌آید (رابطه ۱). در صورتیکه سطح عملکرد سازه، ایمنی جانی در نظر گرفته شود، مقادیر پیشنهادی در استاندارد ۲۸۰۰ بهترین مقادیر برای فرض اولیه است.

۲. طراحی سازه مشابه روش نیرویی. طراحی سازه برای نیروهای قائم و جانبی انجام می‌شود و مقاطع عرضی اعضای سازه تعیین می‌گردد.

۳. انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی با منظور کردن اثر P- Δ . تحلیل استاتیکی غیرخطی برای به دست آوردن منحنی پوش‌آور انجام می‌شود. تحقیقات نشان می‌دهد که استفاده از توزیع مثلی به عنوان بار جانبی زلزله در ارزیابی ضریب رفتار و تغییرمکان جانبی نسبی منجر به تولید پاسخ‌های بهتری در مقایسه با توزیع یکنواخت خواهد شد [۱۳].

۴. تعیین تغییرمکان غیرارتجاعی ماکزیمم بام (Δ_{ii}). برای تعیین تغییرمکان نهایی بام، باید تغییرمکان غیرارتجاعی بام متناظر با هر یک از پارامترهای شکل‌پذیری و سختی تعیین شده و مقدار کمتر به عنوان تغییرمکان نهایی بام در طراحی مورد استفاده قرار گیرد.

$$(\Delta_{ii} = \min \{\Delta_{ii1}, \Delta_{ii2}\})$$

تغییرمکان نهایی بام متناظر با ظرفیت شکل‌پذیری (Δ_{ii1})، برابر با تغییرمکانی است که به تشکیل اولین مفصل پلاستیک در محدوده سطح عملکرد مورد نیاز سازه منجر می‌شود. برای تعیین تغییرمکان نهایی بام متناظر با ظرفیت سختی جانبی سازه (Δ_{ii2})، لازم است تا رابطه‌ای بین

محاسبه دقیق ضریب رفتار استفاده می‌شود.

۲. از تحلیل پوش‌آور در تعیین تغییرمکان‌های دقیق‌تر غیرارتجاعی به جای رابطه تجربی استاندارد ۲۸۰۰ بهره‌گیری می‌شود.

۳. قابلیت طراحی بر اساس سطح عملکرد دلخواه در برابر سطوح خطر مختلف زلزله امکان‌پذیر است.

۴. با توجه به اهمیت بیشتر عامل تغییرمکان نسبت به نیرو در طراحی سازه‌های مقاوم لرزه‌ای، تغییرمکان به عنوان پارامتر اصلی طراحی در این روش مطرح می‌باشد.

۵. در نظر گرفتن محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای برای کنترل تغییرمکان جانبی نسبی و اثر P- Δ به سهولت قابل انجام است.

۶. در طراحی لرزه‌ای هر سازه، از یک طرف باید سه نیاز مقاومت، شکل‌پذیری و سختی جانبی تأمین شود و از طرف دیگر این طراحی باید از لحاظ اقتصادی نیز توجیه‌پذیر باشد. در روش نیرویی، نیازهای مقاومت و شکل‌پذیری با لحاظ کردن ضریب رفتار مناسب تأمین می‌شود و نیاز سختی در مرحله‌ای مجزا و تحت عنوان کنترل تغییرمکان غیرارتجاعی نسبی طبقات ارضا می‌شود. در حالیکه در روش مرکب پیشنهادی، هر سه نیاز مذکور در قالب یک پروسه تأمین می‌شوند، بدین گونه که با طراحی سازه به وسیله ضریب رفتار اصلاح شده، به طور خودکار، کنترل سختی نیز انجام می‌شود.

۷. سادگی و سرعت قابل قبول در انجام مراحل طراحی از دیگر مزایای این روش می‌باشد.

۸. در این روش، بدون نیاز به محاسبه تغییرمکان هدف، حداکثر ظرفیت شکل‌پذیری در طراحی منظور می‌گردد.

۳-۱- مراحل گام به گام در روش پیشنهادی

روش مرکب پیشنهاد شده بر مبنای استفاده از مقادیر دقیق ضریب رفتار و تغییرمکان ماکزیمم غیرارتجاعی بام در

در تعیین نیروی جانبی زلزله نقش دارد. این ضریب در روش طراحی به روش مقاومت نهایی از حاصل ضرب دو ضریب کاهش با عنوان‌های ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری سازه (R_{μ}) و ضریب کاهش ناشی از مقاومت افزون سازه (R_S) مطابق با رابطه (۸) به دست می‌آید.

$$R = R_{\mu} R_S \quad (8)$$

در طراحی به روش تنش مجاز، ضریب دیگری با نام ضریب اطمینان (Y) همانند رابطه (۹) مورد استفاده قرار می‌گیرد.

$$R_w = R_{\mu} R_S Y \quad (9)$$

با تعیین مقدار دقیق این ضرایب، می‌توان به مقدار واقعی ضریب رفتار سازه دست یافت [۱۴].

بر اثر شکل‌پذیری، ساختمان ظرفیتی برای استهلاک انرژی خواهد داشت که به دلیل وجود این ظرفیت، مطابق با شکل (۱) می‌توان نیروی طراحی ارتجاعی (V_e) را به تراز مقاومت نهایی (V_u) کاهش داد. از این رو بنابر رابطه (۱۰) ضریب کاهش مقاومت بر اثر شکل‌پذیری، عبارت است از خارج قسمت نیروی وارد به سازه در صورتی که رفتار آن ارتجاعی باقی بماند، به نیروی متناظر با مقاومت نهایی سازه.

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_u} \quad (10)$$

مقاومت ذخیره‌ای که بین تراز مقاومت نهایی سازه (V_u) و تراز تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه (V_S) وجود دارد به عنوان مقاومت افزون شناخته می‌شود. از این رو مطابق رابطه (۱۱)، ضریب کاهش ناشی از مقاومت افزون عبارت است از خارج قسمت نیروی متناظر با مقاومت نهایی سازه به نیروی متناظر با تشکیل اولین لولای خمیری در سازه.

تغییر مکان نسبی بام و تغییر مکان نسبی طبقه تعریف شود. در سال ۲۰۰۰، گوپتا و کراوینکلر، با انجام آنالیزهای تاریخیچه زمانی غیرخطی روی قاب‌های خمشی فولادی، نسبت تغییر مکان نسبی بام به حداکثر تغییر مکان نسبی طبقه β ، را تعیین کردند. مطالعات آنها نشان داد که این نسبت برای قاب‌های خمشی فولادی منظم کوتاه و متوسط به ترتیب برابر $0/83$ و $0/5$ و برای قاب‌های بلند عددی بین $0/33$ تا $0/4$ است [۸]. بنابر این با در نظر گرفتن محدودیت‌های ارائه شده در رابطه (۴)، می‌توان رابطه (۶) را برای تعیین تغییر مکان نهایی بام متناظر با ظرفیت سختی جانبی سازه، به کار برد.

$$\Delta_{u2} = 0/025 \beta H_T T < \text{ثانیه } 0/7 \quad (1-6)$$

$$\Delta_{u2} = 0/020 \beta H_T T \geq \text{ثانیه } 0/7 \quad (2-6)$$

۵. دوخطی کردن منحنی پوش اور و تعیین تغییر مکان تسلیم بام (Δ_y).

پژوهشگران روش‌های مختلفی را برای تخمین تغییر مکان تسلیم یا به عبارتی ایده‌آل کردن منحنی پاسخ سازه‌ها پیشنهاد کرده‌اند. در این تحقیق مطابق با یکی از روش‌های متداول، نمودارهای دوخطی دارای دو خصوصیت مشابه با منحنی پاسخ واقعی سازه می‌باشند که عبارتند از سختی ارتجاعی (شیب ابتدای منحنی) و مقدار جذب انرژی (سطح زیر منحنی).

۶. تعیین ضریب شکل‌پذیری (μ) با استفاده از رابطه (۷).

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (7)$$

۷. تعیین ضریب رفتار جدید سازه (R).

ضریب رفتار، ضریب کاهش مقاومت سازه از سطح الاستیک به سطح غیرالاستیک بوده که به منظور استفاده از ظرفیت مقاومت و شکل‌پذیری سازه در ناحیه فرا ارتجاعی،

$$R_{S0} = \frac{V_u}{V_s} \quad (11)$$

$$R_{S0} \times Y = \frac{V_u}{V_s} \times \frac{V_s}{V_w} = \frac{V_u}{V_w} \quad (15)$$

تحقیقات پژوهشگران نشان می‌دهد که برای تعیین ضریب کاهش مقاومت ناشی از مقاومت افزون واقعی سازه باید عوامل دیگری را نیز لحاظ نمود که مهمترین این عوامل مطابق رابطه (۱۲)، تحت عنوان ضرایب R_1 و R_2 مطرح هستند. در این رابطه، R_1 نسبت تنش تسلیم واقعی به تنش تسلیم اسمی است که مقدار آن برابر $1/0.5$ و R_2 اثر سرعت بارگذاری در افزایش تنش تسلیم است که مقدار $1/1$ برای آن توصیه می‌شود [۱۵].

$$R_S = R_{S0} \times R_1 \times R_2 \quad (12)$$

ضریب اطمینان (Y) نیز بنابر رابطه (۱۳)، عبارت است از نسبت نیروی متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک (V_s) به نیرو در تراز طراحی (V_w).

$$Y = \frac{V_s}{V_w} \quad (13)$$

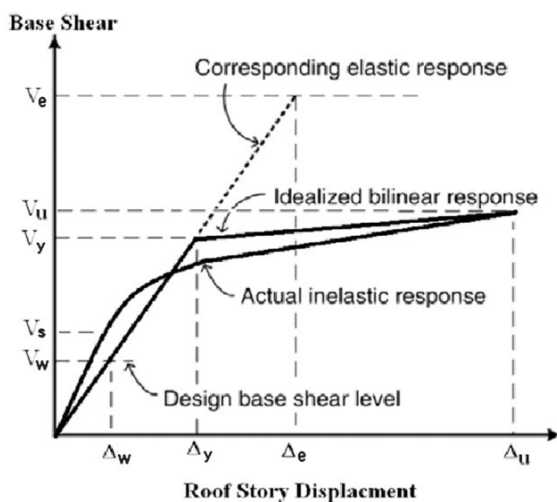
برای تعیین ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری (R_μ)، می‌توان از رابطه (۱۴) که توسط فایفر پیشنهاد شده است، استفاده کرد [۱۶].

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T < T_c \quad (1-14)$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_c \quad (2-14)$$

T زمان تناوب اصلی سازه و T_c زمان تناوب مشخصه وابسته به زمین و میزان لرزه‌خیزی منطقه بوده که معادل پارامتر T_s در استاندارد ۲۸۰۰ است. حاصل ضرب ضریب کاهش ناشی از مقاومت افزون در ضریب اطمینان ($R_{S0} \times Y$) با استفاده از رابطه (۱۵) نیز به دست می‌آید. در این رابطه، V_u برابر با نیروی متناظر با تغییر مکان Δ_u حاصل از گام 4 و V_w برابر با برش پایه طراحی حاصل از گام 1 در نظر گرفته می‌شود.

۸. مقایسه ضریب رفتار در دو مرحله متوالی.
ضریب رفتار جدید که در گام ۷ به دست آمده است با ضریب رفتار گام ۱ مقایسه و در صورت یکسان بودن ضرایب در دو مرحله متوالی، عملیات متوقف می‌شود. در غیر اینصورت با در نظر گرفتن ضریب رفتار جدید، عملیات از مرحله ۲ تکرار می‌شود. تلاش‌های متوالی تا آنجا تکرار می‌شوند که ضریب رفتار سازه به یک مقدار مشخص همگرا شود. تجربه مدل‌سازی نمونه‌های گوناگون نشان می‌دهد که اختلاف حداکثر ۱۰ درصد بین دو ضریب رفتار متوالی قابل قبول است.



شکل (۱) پاسخ کلی واقعی و ایده‌آل شده سازه

۴- مطالعات موردی

برای ارزیابی روش پیشنهادی، دو قاب دو بعدی فولادی سه دهانه ۵ و ۷ طبقه با دیافراگم‌های صلب به روش ضریب رفتار اصلاح شده و همچنین روش نیرویی استاندارد ۲۸۰۰، طراحی شده و نتایج حاصل از آنها با یکدیگر مقایسه شده است. ارتفاع طبقات و طول دهانه‌ها ۳ متر فرض شده است. قاب‌های مورد بررسی برای سطح

تجاوز کند. در جدول (۲) این محدودیت کنترل شده است.

۴-۱-۲- روش مرکب ضریب رفتار اصلاح شده

در انجام طراحی به روش ضریب رفتار اصلاح شده باید به این نکته توجه کرد که طبق تحقیقات انجام شده، ایجاد مفاصل پلاستیک در ستون‌ها باعث کاهش شدید شکل‌پذیری سازه می‌شود که این موضوع کاهش ضریب رفتار را به همراه دارد [۱۰]. از طرف دیگر، بدیهی است که ستون‌ها به عنوان اصلی‌ترین اجزای سازه‌ای، بیش‌ترین سهم را در کاهش تلفات مالی و جانی دارا می‌باشند. بنابراین در روش ضریب رفتار اصلاح شده سعی بر آن است که در قاب‌های بادبندی، اولین مفصل پلاستیک متناظر با سطح عملکرد انتخابی، در بادبند و در قاب‌های خمشی، این مفصل در تیر تشکیل شود.

بر اساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ و با در نظر گرفتن ضریب رفتار برابر با ۶، مقاطعی مطابق با جدول (۱) برای قاب بادبندی شده حاصل خواهد شد. با به دست آوردن منحنی پویش‌آور با توزیع متناسب با شکل مود اول، ضریب رفتار جدید برابر با ۵/۴۴ تعیین می‌شود. با در نظر گرفتن ضریب رفتار جدید، مقاطع طراحی شده طبق جدول (۳) به دست می‌آید.

در معرفی مشخصات مفاصل، از پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش مطرح شده در نشریه ۳۶۰ استفاده شده است. پارامترهای به‌دست‌آمده در طی روند طراحی در جدول (۴) ارائه شده است. Δ_{u1}^{roof} تغییر مکان نهایی بام متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک ایجاد شده در محدوده سطح عملکرد ایمنی جانی و Δ_{u3}^{roof} تغییر مکان نهایی بام حاصل از رابطه (۸) با در نظر گرفتن $\beta = 0/83$ است.

جدول (۴) نشان می‌دهد که مقدار ضریب رفتار جدید

عملکرد ایمنی جانی در برابر وقوع زلزله‌ای با دوره بازگشت ۴۷۵ سال طراحی شده‌اند. این هدف عملکردی در استاندارد ۲۸۰۰ برای سازه‌های با اهمیت متوسط (ضریب اهمیت برابر ۱) تعریف می‌شود. بار مرده وارد بر تیرها، ۳۰۰۰ و بار زنده آنها، ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر منظور شده است. ساختگاه قاب‌ها، زمین نوع ۲ در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد (شتاب مبنای طرح برابر با ۰/۳۵g) است. طراحی قاب‌ها مطابق با مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۱۷] صورت پذیرفته و از نرم‌افزار SAP۲۰۰۰ نسخه ۱۴.۲.۲ [۱۸] برای تحلیل و طراحی بهره‌گیری شده است. فولاد مصرفی، دارای مقاومت تسلیم ۲۴۰۰ و مقاومت نهایی ۳۷۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع بوده و مدول الاستیسیته آن برابر $2/04 \times 10^6$ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع در نظر گرفته شده است. قاب‌های مورد بررسی در شکل (۲) نشان داده شده‌اند.

۴-۱- قاب فولادی ۷ طبقه با بادبند ضربدري

۴-۱-۱- روش نیرویی استاندارد ۲۸۰۰

برای قاب ساده ۷ طبقه که در آن سیستم مقاوم در برابر بار جانبی زلزله بادبند‌های ضربدري است، با استفاده از رابطه‌های (۱) و (۲) و بهره‌گیری از طیف‌های طراحی استاندارد ۲۸۰۰، ضریب زلزله برابر ۰/۱۴۶، وزن کل قاب معادل ۲۱۰۶۴۴ کیلوگرم و برش پایه طراحی برابر ۳۰۷۵۴ کیلوگرم به دست می‌آید. با کنترل اثر P- Δ و تغییر مکان نسبی طبقات، مقاطع بهینه طراحی شده برای قاب ۷ طبقه مطابق جدول (۱) است.

با توجه به اینکه زمان تناوب اصلی قاب مورد بررسی طبق رابطه تخمینی استاندارد ۲۸۰۰، کوچک‌تر از ۰/۷ ثانیه به دست می‌آید، لذا طبق رابطه (۴)، تغییر مکان نسبی غیرارترجاعی در هر طبقه نباید از ۲/۵٪ ارتفاع آن طبقه

شکل‌پذیری (R_{II})، با استفاده از رابطه (۱۴)، به منظور دستیابی به پاسخ دقیقتر، زمان تناوب حاصل از تحلیل مودال بکارگیری شده است.

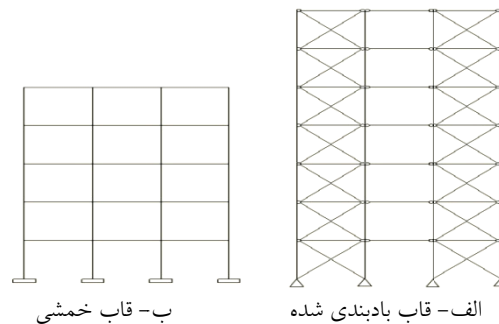
جدول (۲) کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقات قاب ۷ طبقه مطابق استاندارد ۲۸۰۰

طبقه	تغییرمکان جانبی (cm)	Δ_w (cm)	Δ_w / V_R	Δ_M (cm)	ارتفاع طبقه (cm)	وضعیت
۷	۳/۷۴	۰/۷۶	۴/۲	۳/۱۹	۰/۰۲۵	قابل قبول
۶	۲/۹۸	۰/۷۵	۴/۲	۳/۱۵	۷/۵	قابل قبول
۵	۲/۳۳	۰/۶۷	۴/۲	۲/۸۱	۷/۵	قابل قبول
۴	۱/۵۶	۰/۵۷	۴/۲	۲/۳۹	۷/۵	قابل قبول
۳	۰/۹۹	۰/۴۷	۴/۲	۱/۹۷	۷/۵	قابل قبول
۲	۰/۵۲	۰/۳۳	۴/۲	۱/۳۹	۷/۵	قابل قبول
۱	۰/۱۹	۰/۱۹	۴/۲	۰/۸۰	۷/۵	قابل قبول

۴-۱-۳- مقایسه نتایج دو روش طراحی لرزه‌ای

پاسخ‌های به دست آمده از دو روش طراحی لرزه‌ای برای قاب ۷ طبقه، در جدول (۵) مقایسه شده‌اند. در این جدول مقادیر برش پایه، وزن سازه و تغییرمکان نهایی بام مورد قیاس قرار گرفته است. همانگونه که از این جدول مشاهده می‌گردد، ضریب رفتار جدید کمتر از ضریب رفتار استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد. ضریب رفتار بر اساس ضریب شکل‌پذیری و ضریب مقاومت افزون به دست می‌آید. ایندو ضریب در روش پیشنهادی به طور مستقیم به تغییرمکان نهایی بام بستگی دارند و تغییرمکان نهایی بام نیز از دو عامل سطح عملکرد (در این مثال، ایمنی جانبی) و سختی جانبی منتج می‌شود. با توجه به تعیین کننده نبودن سختی در این مثال می‌توان نتیجه گرفت که در مواردی، سطح عملکرد یگانه عامل مؤثر در تعیین ضریب رفتار بوده و عدم بیان تفسیر روشن از سطح عملکرد در آیین‌نامه‌های نیرویی همچون استاندارد ۲۸۰۰، می‌تواند یک ایراد قابل توجه به حساب آید.

به دست آمده در پایان تلاش اول دارای اختلاف ۹ درصد با مقدار اولیه است، لذا می‌توان مقاطع طراحی شده در پایان تلاش اول را به عنوان مقاطع نهایی قاب پذیرفت. در این مثال به دلیل کوچکتر بودن Δ_{II1}^{roof} از Δ_{II2}^{roof} ، ضریب شکل‌پذیری بر اساس Δ_{II1}^{roof} تعیین گردید، زیرا عموماً قاب‌های بادبندی شده مشکلی از جهت سختی جانبی ندارند. در شکل (۳)، منحنی‌های پاسخ واقعی و ایده‌آل شده قاب در تلاش اول نشان داده شده است.



شکل (۲) قاب‌های فولادی طراحی شده

جدول (۱) اعضای قاب ۷ طبقه در طراحی نیرویی

طبقه	ستون‌های کناری	ستون‌های میانی	تیرها	بادبندها
۷	۱۰۰HEB	۱۰۰HEB	۲۴۰IPE	۸۰UNP۲
۶	۱۲۰HEB	۱۲۰HEB	۲۴۰IPE	۸۰UNP۲
۵	۱۴۰HEB	۱۴۰HEB	۲۴۰IPE	۱۰۰UNP۲
۴	۱۸۰HEB	۱۸۰HEB	۲۴۰IPE	۱۰۰UNP۲
۳	۲۲۰HEB	۲۲۰HEB	۲۴۰IPE	۱۰۰UNP۲
۲	۲۴۰HEB	۲۶۰HEB	۲۴۰IPE	۱۰۰UNP۲
۱	۲۸۰HEB	۲۸۰HEB	۲۴۰IPE	۱۰۰UNP۲

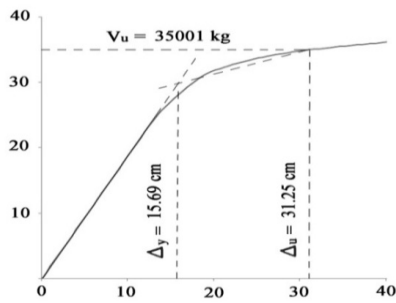
با توجه به این که محدودیت مربوط به تغییرمکان نسبی طبقه در استاندارد ۲۸۰۰، با در نظر گرفتن زمان تناوب حاصل از رابطه تخمینی موجود در این استاندارد تعریف می‌شود، به منظور هماهنگی در مقایسه نتایج دو روش طراحی، در روش ضریب رفتار اصلاح‌شده نیز از این زمان تناوب، برای استفاده از رابطه (۶) در تعیین Δ_{II2}^{roof} بهره گرفته شده است. ولی برای تعیین ضریب کاهش ناشی از

۴-۲- قاب خمشی فولادی ۵ طبقه

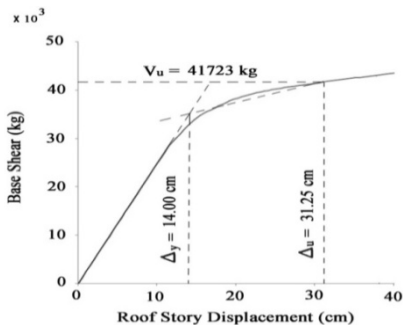
۴-۲-۱- روش نیرویی استاندارد ۲۸۰۰

برای قاب خمشی فولادی ۵ طبقه که دارای شکل پذیری ویژه فرض شده است، با استفاده از رابطه‌های (۱) و (۲) و بهره‌گیری از طیف‌های طراحی استاندارد ۲۸۰۰، ضریب زلزله برابر ۰/۰۷۷، وزن کل قاب برابر ۱۴۸۲۶۱ کیلوگرم و برش پایه طراحی معادل ۱۱۴۱۶ کیلوگرم تعیین گردید. با کنترل اثر $P-\Delta$ و تغییر مکان نسبی طبقات، مقاطع بهینه برای این قاب بدست آمده است که برای جلوگیری از طولانی شدن بحث از ارائه آن خودداری می‌شود.

با توجه به اینکه زمان تناوب اصلی قاب مورد بررسی کوچکتر از ۰/۷ ثانیه به دست می‌آید، لذا طبق رابطه (۴)، تغییر مکان نسبی غیرارجاعی در هر طبقه نباید از ۲/۵٪ ارتفاع آن طبقه تجاوز کند که در جدول (۶) این محدودیت کنترل شده است.



الف) تلاش اول



ب) تلاش دوم

شکل (۴) منحنی‌های پاسخ واقعی و ایده‌آل شده قاب ۵ طبقه در تلاش-

های متوالی

جدول (۳) مقاطع اعضا به روش جدید در تلاش اول

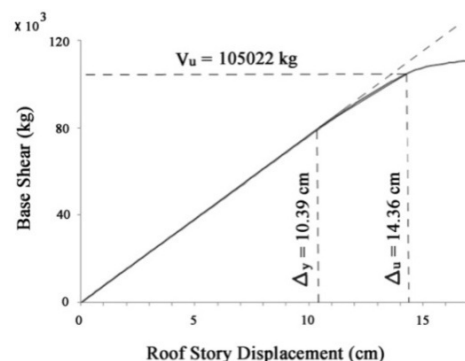
طبقه	ستون‌های کناری	ستون‌های میانی	تیرها	بادبندها
۷	۱۰۰HEB	۱۰۰HEB	۲۴۰IPE	۸۰UNP۲
۶	۱۲۰HEB	۱۲۰HEB	۲۴۰IPE	۸۰UNP۲
۵	۱۶۰HEB	۱۶۰HEB	۲۴۰IPE	۱۰۰UNP۲
۴	۱۸۰HEB	۲۰۰HEB	۲۴۰IPE	۱۰۰UNP۲
۳	۲۲۰HEB	۲۲۰HEB	۲۴۰IPE	۱۰۰UNP۲
۲	۲۶۰HEB	۲۶۰HEB	۲۴۰IPE	۱۰۰UNP۲
۱	۲۸۰HEB	۳۰۰HEB	۲۴۰IPE	۱۰۰UNP۲

۴-۲-۲- روش مرکب ضریب رفتار اصلاح شده

بنابر استاندارد ۲۸۰۰ ضریب رفتار ۱۰ برای قاب خمشی ویژه، در نظر گرفته می‌شود که با انجام تحلیل پوش‌اور برای این قاب، ضریب رفتاری برابر با ۷/۰۳ در پایان تلاش اول به دست می‌آید. با انجام طراحی به روش ضریب رفتار اصلاح شده با استفاده از ضریب رفتار جدید، مقاطع جدید حاصل می‌شود.

با طی روند طراحی، سرانجام مقدار ضریب رفتار در تلاش دوم به عدد ۶/۶۲ همگرا می‌شود که با در نظر گرفتن این ضریب رفتار، مقاطع جدید بدست می‌آید که می‌توان آن را به عنوان مقاطع نهایی قاب پذیرفت.

پارامترهای حاصل از طی گام‌های طراحی، در جدول (۷) ارائه شده است. در شکل (۴)، منحنی‌های پاسخ واقعی و ایده‌آل شده سازه در تلاش‌های اول و دوم مشخص است.



شکل (۳) منحنی‌های پاسخ در تلاش اول

۴-۲-۳- مقایسه نتایج دو روش طراحی لرزه‌ای

۵- نتیجه گیری

پاسخ‌های به دست آمده از دو روش طراحی لرزه‌ای برای قاب ۵ طبقه، در جدول (۸) با هم مقایسه شده‌اند. از این جدول پیداست، علی‌رغم اینکه در روش نیرویی، ضریب رفتار بزرگتری استفاده شده است ولی به دلیل کنترل سختی، سازه قوی‌تری حاصل شده است. در روش پیشنهادی، تأثیر کنترل سختی در ضریب رفتار اعمال شده است.

در این مقاله، روش جدیدی با نام روش ضریب رفتار اصلاح شده برای طراحی لرزه‌ای سازه‌ها پیشنهاد شده است. که نسبت به روش‌های رایج دارای مزایای خاصی است. برای ارزیابی این روش دو مدل ۵ و ۷ طبقه فولادی در نظر گرفته شد و به دو روش نیرویی و روش پیشنهادی طراحی گردید و نتایج زیر حاصل شد:

جدول (۴) پارامترهای به دست آمده در طراحی قاب ۷ طبقه به روش ضریب رفتار اصلاح شده

تلاش	R_{w1}	V_w (kg)	V_u (kg)	Δ_{u1}^{roof} (cm)	Δ_{u2}^{roof} (cm)	Δ_y^{roof} (cm)	μ	T_{modal} (s)	$R_{50 \times Y}$	R_{ii}	$R_1 \times R_2$	R_{w2}	$\delta R_w / R_{w1}$
۱	۶۰۰	۳۰۷۵۴	۱۰۵۰۲۲	۱۴/۳۶	۴۳/۷۵	۱۰/۳۹	۱/۳۸	۰/۷۱	۳/۴۱	۱/۳۸	۱/۱۵۵	۵/۴۴	٪۹

جدول (۵) مقایسه نتایج دو روش طراحی لرزه‌ای برای قاب ۷ طبقه

روش نیرویی استاندارد ۲۸۰۰	روش مرکب ضریب رفتار اصلاح شده
ضریب رفتار	۶/۰۰
برش پایه طراحی (کیلوگرم)	۳۰۷۵۴
وزن اسکلت (کیلوگرم)	۹۰۴۴
تغییر مکان نهایی بام (سانتی‌متر)	۱۵/۷۰

جدول (۶) کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات قاب ۵ طبقه مطابق استاندارد ۲۸۰۰

طبقه	تغییر مکان جانبی (cm)	Δ_w (cm)	$0/VR$	Δ_M (cm)	ارتفاع طبقه (cm)	وضعیت
۵	۴/۶۸	۰/۹۰	۷	۶/۳۰	۷/۵	قابل قبول
۴	۳/۷۸	۱/۰۱	۷	۷/۰۷	۷/۵	قابل قبول
۳	۲/۷۷	۱/۰۵	۷	۷/۳۵	۷/۵	قابل قبول
۲	۱/۷۲	۱/۰۴	۷	۷/۲۸	۷/۵	قابل قبول
۱	۰/۶۸	۰/۶۸	۷	۴/۷۶	۷/۵	قابل قبول

جدول (۷) پارامترهای به دست آمده در طراحی قاب ۵ طبقه به روش ضریب رفتار اصلاح شده

تلاش	R_{w1}	V_w (kg)	V_u (kg)	Δ_{u1}^{roof} (cm)	Δ_{u2}^{roof} (cm)	Δ_y^{roof} (cm)	μ	T_{modal} (s)	$R_{50 \times Y}$	R_{ii}	$R_1 \times R_2$	R_{w2}	$\delta R_w / R_{w1}$
۱	۱۰/۰۰	۱۱۴۱۶	۳۵۰۰۱	۴۹/۶۷	۳۱/۲۵	۱۵/۶۹	۱/۹۹	۱/۳۵	۳/۰۶	۱/۹۹	۱/۱۵۵	۷/۰۳	٪۳۱
۲	۷/۰۳	۱۶۲۴۹	۴۱۷۲۳	۳۸/۱۲	۳۱/۲۵	۱۴/۰۰	۲/۲۳	۱/۲۱	۲/۵۷	۲/۲۳	۱/۱۵۵	۶/۶۲	٪۶

جدول (۸) مقایسه نتایج دو روش طراحی لرزه‌ای برای قاب ۵ طبقه

روش نیرویی استاندارد ۲۸۰۰	روش مرکب ضریب رفتار اصلاح شده
ضریب رفتار	۱۰/۰۰
برش پایه طراحی (کیلوگرم)	۱۱۴۱۶
وزن اسکلت (کیلوگرم)	۵۳۶۴
تغییر مکان نهایی بام (سانتی‌متر)	۳۲/۷۶

۶- منابع

- [۱] برگی، خسرو؛ "اصول مهندسی زلزله"؛ تهران، مؤسسه انتشارات دانشگاه تهران، ۱۳۸۸، ۴۰۶-۴۰۵.
- [۲] ایماشی، نرگس؛ "طراحی و ارزیابی لرزه‌ای ساختمانهای بتن مسلح بر اساس عملکرد به روش کنترل جابجایی"؛ پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت معلم، کرج، ۱۳۸۸، ۲-۱.
- [3] Applied Technology Council; "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (ATC-40)"; Redwood City, California, 1996.
- [4] American Society of Civil Engineers (ASCE); "Pre standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA-356)"; Federal Emergency Management Agency, Washington .D.C, 2000.
- [5] Structural Engineers Association of California (SEAOC); "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary (the Blue Book)"; 7th Edition, Sacramento, California, Seismology Committee, 1999.
- [6] European Committee of Standardization; Design of Structures for Earthquake Resistance (Eurocode 8); "Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules For Buildings, British Standard", 2004.
- [7] Bazeos, N. "Comparison of Three Seismic Design Methods for Plane Steel Frames"; Soil Dynamics and Earthquake Engineering; 29, 2009, 553-562.
- [8] Ghorbanie-Asl, M. "Performance-Based Seismic Design of Building Structures", PhD. Thesis, Carleton University, Ottawa, Canada, 2007.
- [۹] کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله؛ "آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)؛"؛ ویرایش سوم، تهران، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۸۴.

۱. ضریب رفتار مورد استفاده در روش مرکب، دقیق‌تر از روش نیرویی استاندارد ۲۸۰۰ می باشد. زیرا در روش مرکب پیشنهادی، ضریب رفتار با مشاهده رفتار اجزای سازه‌ای و بر اساس ظرفیت مقاومت و شکل‌پذیری واقعی به دست می‌آید.

۲. با مقایسه مقادیر برش پایه و وزن اسکلت به دست آمده برای قاب ۵ طبقه، مشاهده می‌شود که اگرچه برش پایه حاصل از روش نیرویی استاندارد ۲۸۰۰، کوچک‌تر از پاسخ حاصل از روش مرکب است، اما وزن قاب طراحی شده مطابق استاندارد ۲۸۰۰، بیشتر از وزن قاب طراحی شده به روش مرکب است. این مسئله بیانگر، تأثیر زیاد کنترل تغییرمکان نسبی طبقات در طراحی سازه‌ها به روش نیرویی می‌باشد. از آنجایی که افزایش ابعاد مقاطع به منظور افزایش سختی جانبی قاب ۵ طبقه، افزایش مقاومت و کاهش شکل‌پذیری سازه را به همراه دارد، لذا می‌توان نتیجه گرفت که سه عامل مقاومت، شکل‌پذیری و سختی، به طور مستقیم با یکدیگر در ارتباط هستند. در روش ضریب رفتار اصلاح شده، با در نظر گرفتن این ارتباط، هر سه عامل مذکور در قالب یک پروسه، در تولید برش پایه طرح نقش دارند.

۳. در روش طراحی لرزه‌ای مرکب پیشنهادی، از تئوری حاکم بر روش نیرویی استاندارد ۲۸۰۰ استفاده شد و در معرفی مشخصات مفاصل پلاستیک، پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش، ضوابط نشریه ۳۶۰ به کار گرفته شد. از آنجایی که این روش برگرفته از دو آیین‌نامه معتبر داخلی یعنی استاندارد ۲۸۰۰ و نشریه ۳۶۰ است، بنابراین از آن می‌توان به عنوان یک روش قابل قبول که متکی بر پذیرش فلسفه طراحی بر اساس هر دو عامل مقاومت و عملکرد می‌باشد، استفاده کرد.

- [۱۰] بهزادی؛ کرامت‌اله؛ "تأثیر هندسه سازه بر ضریب رفتار قاب‌های فولادی"؛ پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه یزد، یزد، ۱۳۸۴، ۱۶۷-۱۵۹.
- [۱۱] Priestley; M.J.N.; "Displacement Based Design Approaches to Rational Limit States Design of New Structures"; Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering, Rotterdam, Balkema, 1999, 317-335.
- [۱۲] سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی جمهوری اسلامی ایران؛ "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه شماره ۳۶۰)"؛ ۱۳۸۵.
- [۱۳] Maheri; M.; and Akbari; R.; "Seismic Behavior Factor, R, for Steel X-Braced and Knee-Braced RC Buildings"; Engineering Structures; 25, 2003, 1505-1513.
- [۱۴] تسنیمی؛ عباس‌علی؛ و معصومی؛ علی؛ "محاسبه ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح"؛ تهران، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۸۵، ۱۰-۶.
- [15] Mahmoudi; M.; and Zaree; M.; "Evaluating Response Modification Factors of Concentrically Braced Steel Frames"; Journal of Constructional Steel Research; 66, 2010, 1196-1204.
- [16] Fajfar; P.; and EERI; M.; "A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design"; Earthquake Spectra; 16(3), 2000, 573-592.
- [۱۷] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، "طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی (مبحث دهم)"؛ تهران؛ نشر توسعه ایران، ۱۳۸۷.
- [18] SAP2000 14.2.2; "Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures"; Berkeley, California, Computers and Structures Inc., 2010.

«Research Note»

Introduction of “Modified Response Modification Factor Method” for Structural Seismic Design

M. Mahmoudi^{1*}, S. Javadian Fard²

1- Assistant Prof., Faculty of Civil Engineering, Shahid Rajaei Teacher Training University, Tehran, Iran

2- M.Sc. Student, Faculty of Civil Engineering, Shahid Rajaei Teacher Training University, Tehran, Iran

m.mahmoudi@srttu.edu

Abstract:

The traditional procedure for seismic design of building structures has been generally termed the force-based design (FBD) method. In the FBD method, the elastic seismic force acting on the structure is calculated first with the aid of a design acceleration response spectrum. This elastic force is then divided by a reduction factor called behavior factor R , representing the ductility and overstrength capacities of the structures. The implementation of FBD in seismic codes, does not clearly define the performance level. Furthermore, this method assumes the constant behavior factor values for the structures with the similar types of the lateral load resisting systems and do not take into account structure numeral properties same as the influence of the number of stories. These are some disadvantages of the FBD method that have been referred in many researches. So recently, procedures have been developed to substitute for this method.

The design procedure would be more rational if the performance of the structure was quantified through a target value of deformation treated as an input variable in the design procedure. This target value of deformation can be assigned to different performance objectives and is the starting point for the development of the rather new displacement-based seismic design (DBD) method and is described in the some guidelines and publications as a performance-based seismic design method.

The third and newest seismic design method is called the hybrid force/displacement-based design (HBD) method that adopts the seismic design philosophy based on both the resistance and the performance. The HFD method combines the best elements of the FBD and DBD methods and tries to avoid those ones, which are usually thought of as disadvantages.

This research proposes a new hybrid force/displacement-based seismic design method that is named the modified behavior factor (MBF) method. The MBF method combines the FBD method of the Iranian Earthquake Resistance Design Code (Standard No. 2800) and the DBD method of the Iranian Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (Publication No. 360). Two 5 and 7 story frames with three bays have been seismically

designed by the MBF and the FBD methods and the results of them have been compared. The seismic responses of the MBF method are more precise than the responses of the FBD method.

Keywords: Performance-based seismic design, Force-based design, Displacement-based design, Hybrid-based design, The modified response modification factor method.