

تأثیر الگوهای بارگذاری جانبی بر روی ضریب رفتار سازه‌ی فلزی با شکل‌پذیری متوسط

جواد وافقی‌امیری* (دانشیار)

غلامرضا عبدالله‌زاده (استادیار)

محمدرضا بنی‌هاشمی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

مهندسی عمران شریف
دوری ۲-۲۸، شماره ۳، ص. ۵۷-۴۷

در این نوشتار، تأثیر الگوی بارگذاری بر اضافه مقاومت، شکل‌پذیری، و ضریب رفتار قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی^۱ و با آنالیز دینامیکی غیرخطی بررسی شده است. تأثیر پارامترهای مؤثر دیگری بر روی ضریب رفتار از جمله نوع مقاطع ایرانی (IPB و IPE) و امریکایی (W) به‌کار گرفته شده در طراحی، تعداد دهانه‌ها و ارتفاع سازه ارزیابی شده است. نتایج نشان می‌دهند که روند تغییرات مقادیر به‌دست آمده از آنالیز استاتیکی غیرخطی با نتایج آنالیز دینامیکی غیرخطی بر هم منطبق است و مقادیر شکل‌پذیری و ضریب رفتار سازه‌های طراحی شده با مقاطع امریکایی بیشتر از مقادیر سازه‌های طراحی با مقاطع ایرانی است. همچنین با افزایش ارتفاع، شکل‌پذیری، و ضریب رفتار سازه برای هر دو نوع مقاطع به‌کار گرفته شده در طراحی تحت کلیه الگوهای بارگذاری جانبی کاهش یافته است. ضمناً با توجه به نتایج متوسط شکل‌پذیری و ضریب رفتار به‌دست آمده برای سازه‌های طراحی شده با مقاطع امریکایی تحت الگوی بارگذاری مستطیلی اصلاح شده و برای مقاطع ایرانی، الگوی بارگذاری مثالی-مستطیلی بیشترین مقدار راز خود نشان داده است.

واژگان کلیدی: شکل‌پذیری، ضریب رفتار، تحلیل استاتیکی غیرخطی، تحلیل دینامیکی غیرخطی، الگوهای بارگذاری جانبی.

۱. مقدمه

یکی از پارامترهای مهم در کاهش نیروهای طراحی در مقابل زلزله، ضریب رفتار ساختمان‌هاست. ارزیابی ضرایب توصیه شده در آیین‌نامه‌ها که اصولاً مبنایی تجربی دارند، با بررسی عملکرد ساختمان‌های ساخته شده براساس ضوابط آیین‌نامه‌یی در زلزله‌های واقعی انجام می‌پذیرد. اما در چند دهه اخیر به‌صورت موازی مطالعات تئوریک گسترده‌یی بر روی تعیین ضرایب رفتار ساختمان‌ها انجام شده است. براساس این مطالعات عوامل اصلی مؤثر بر مقدار ضریب رفتار ساختمان‌ها دو عامل ظرفیت شکل‌پذیری و مقاومت افزون سازه هستند که خود تحت تأثیر پارامترهای مختلفی قرار دارند. در سال ۲۰۰۳ محققان، با بررسی ضریب رفتار قاب‌های ترکیبی بتنی با مهاربندهای فولادی ضربردی و زاویه‌یی نشان دادند که با افزایش مهاربند در این نوع سیستم‌ها، ضریب رفتار سازه افزایش یافته و با افزایش تعداد طبقات ضریب رفتار سازه در این نوع سیستم کاهش می‌یابد.^[۱] در پژوهشی دیگر در سال ۱۹۹۵ نشان داده شد که اضافه مقاومت و شکل‌پذیری سازه در سیستم‌های قاب خمشی با مهاربندهای ضربردی X و V شکل تقریباً یکسان است، و همچنین ضریب

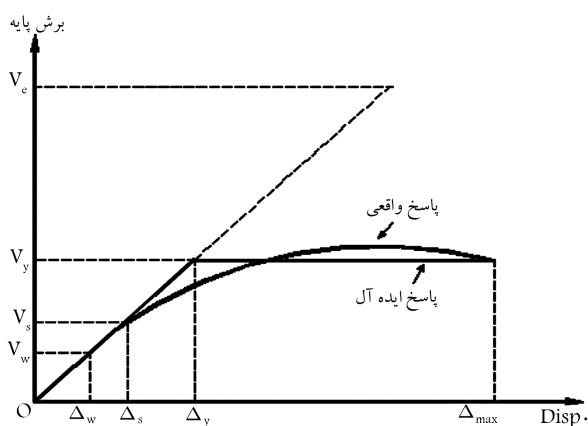
* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۸۹/۱/۱۵، اصلاحیه ۱۳۹۰/۲/۲۶، پذیرش ۱۳۹۰/۵/۳.

رفتار سازه با افزایش تعداد طبقات در این نوع سیستم‌ها کاهش می‌یابد.^[۲] برخی پژوهشگران در سال ۱۹۹۵، در بررسی تأثیر درجه‌ی نامعینی به‌صورت افزایش تعداد قاب‌های مقاوم در قاب‌های خمشی، آن را موجب افزایش ظرفیت جانبی سازه و درنهایت افزایش ضریب رفتار معرفی کردند؛ همچنین این پارامتر را در مورد قاب‌های مهاربندی با افزایش تعداد مهاربند بررسی کردند و آن را موجب افزایش صلبیت جانبی سازه و درنهایت کاهش شکل‌پذیری و ضریب رفتار دانستند.^[۳]

همچنین در بررسی ضریب رفتار سیستم قاب خمشی با مهاربندهای کماتش‌ناپذیر مشخص شد که با افزایش تعداد طبقات، شکل‌پذیری، و اضافه مقاومت سازه کاهش و به‌دنبال آن ضریب رفتار سازه نیز کاهش می‌یابد.^[۴] و نیز در بررسی ضریب رفتار قاب خمشی معمولی و ویژه با مهاربندهای جتاغی مشخص شد که با افزایش طول دهانه (۶-۱۰ متر) در این نوع سیستم‌ها شکل‌پذیری و اضافه مقاومت سازه افزایش و درنتیجه ضریب رفتار سازه نیز افزایش می‌یابد.^[۵] در پژوهشی دیگر در نظر گرفتن تأثیر الگوهای بارگذاری جانبی مختلف بر روی ضریب رفتار سیستم قاب خمشی بتنی مشخص شد که الگوی بارگذاری مثالی در مقایسه با سایر الگوهای بارگذاری استفاده شده (مستطیلی، مولته مودال، سهموی و...) ضریب رفتار بیشتری از خود

vaseghi@nit.ac.ir
abdollahzadeh@nit.ac.ir
reza_niaki@yahoo.com



شکل ۱. رفتار کلی سازه. [۱۰]

و اتلاف انرژی بر اثر رفتار هیستریزس^۲، میرایی^۳، و اثر مقاومت افزون سازه، این نیروی ارتجاعی را با استفاده از ضریب کاهش مقاومت (ضریب رفتار) به نیروی طراحی تبدیل می‌کنند. با توجه به شکل ۱، مقدار مقاومت کشسانی (V_e) مورد نیاز از رابطه ۱ به دست می‌آید:

$$V_e = C_e \cdot W \quad (1)$$

در این رابطه، W وزن سازه و V_e بیشینه برش پایه و C_e ضریب زلزله است، در صورتی که سازه کاملاً در محدوده کشسانی باقی بماند. از آنجا که یک سازه که به صورت صحیح طراحی شده است، معمولاً می‌تواند مقادیر قابل ملاحظه‌ای از شکل‌پذیری را تأمین کند، سازه می‌تواند به صورت اقتصادی‌تری طراحی شود تا بیشینه مقاومت V_y را که متناظر با برش پایه تسلیم سازه است، تأمین کند. برای اهداف طراحی، آیین‌نامه‌ها مقدار V_y را تا مقدار V_s کاهش می‌دهند که نمایانگر تشکیل اولین مفصل خمیری در مجموعه سازه است. در طراحی با استفاده از روش بار نهایی در سازه‌های بتنی و روش ضرایب بار و مقاومت در سازه‌های فولادی از این تراز نیرویی استفاده می‌شود. اختلاف نیروی بین V_s و V_y را اصطلاحاً اضافه مقاومت می‌نامند. از آنجا که در آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌های فولادی و بتنی در بسیاری از کشورها هنوز استفاده از روش تنش مجاز متداول است، آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ ایران مقدار V_s را به V_W کاهش می‌دهد. [۱۱]

۱.۳. ضریب شکل‌پذیری کلی سازه (μ_s)

با ایده‌آل کردن منحنی کشسانی-خمیری کامل در شکل ۱، ضریب شکل‌پذیری کلی سازه طبق رابطه ۲ عبارت است از:

$$\mu_s = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (2)$$

۲.۳. ضریب کاهش مقاومت در اثر شکل‌پذیری (R_μ)

در اثر شکل‌پذیری، ساختمان ظرفیتی برای استهلاک انرژی خواهد داشت. به دلیل این ظرفیت، استهلاک انرژی نیروی طراحی کشسانی (V_e) را می‌توان طبق رابطه ۳، به تراز مقاومت تسلیم (V_y) کاهش داد:

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad (3)$$

توجه به این نکته ضروری است که تراز مقاومت تسلیم به تراز ایجاد مکانیزم گسیختگی در سازه و یا فروریزش سازه اطلاق می‌شود و نه به تراز اولین تسلیم در سازه.

نشان داده است. [۷] و نیز با در نظر گرفتن الگوهای بارگذاری جانبی مختلف بر روی یک ساختمان پنج طبقه‌ی برشی با رفتار ارتجاعی خمیری کامل نشان داده شد که انتخاب یک الگوی بارگذاری مناسب در طراحی می‌تواند از تغییر شکل و نرمی تحمیل شده در زلزله بکاهد. [۸] از آنجایی که الگوی بارگذاری می‌تواند بر روی آرایش مفصل خمیری تشکیل شده در سازه مؤثر باشد، لذا بر روی پاسخ‌های لرزه‌یی سازه از جمله ضریب رفتار نیز مؤثر خواهد بود. نتایج این امر نشان می‌دهد که استفاده از یک نوع الگوی بارگذاری جانبی در آیین‌نامه‌های لرزه‌یی برای توزیع نیروی زلزله در ارتفاع سازه برای طراحی سیستم‌های سازه‌یی مختلف معیار مناسبی نیست. بنابراین، انتخاب الگوهای بارگذاری جانبی مناسب برای توزیع نیروی زلزله در ارتفاع سازه در طراحی سیستم‌های سازه‌یی مختلف با توجه به تأثیر آن بر روی ضریب رفتار و پارامترهای مؤثر بر آن (شکل‌پذیری و اضافه مقاومت) نقش مهمی در طراحی بهینه و اقتصادی سازه دارد و موجب عملکرد بهتر سازه در برابر زلزله‌های شدید خواهد شد. این امر موجب شده است تا در این پژوهش از تأثیر این پارامتر (الگوی بارگذاری) بر روی ضریب رفتار سیستم قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط استفاده شود.

۲. کلیات روش پژوهش

در این پژوهش چند نمونه قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط با تعداد طبقات و دهانه‌های مختلف تحت هشت الگوی بارگذاری جانبی استاتیکی تحلیل و طراحی شده‌اند، لازم به ذکر است که طراحی‌ها براساس آیین‌نامه‌ی AISC-ASD۸۹ است، [۹] و کلیه ضوابط مربوط به طراحی قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط ارزیابی شده است. ضمناً در انتخاب تیرها و ستون‌ها یک بار از مقاطع موجود در ایران (IPB و IPE) و بار دیگر از مقاطع آمریکایی (W) استفاده شده است؛ تا ضمن مقایسه نمونه‌ها از نقطه نظر تأثیر الگوهای بارگذاری مختلف بر روی ضریب رفتار و پارامترهای مربوط به آن که هدف اصلی انجام این پژوهش است، مقایسه‌یی هم بر روی عوامل مختلف مؤثر بر روی این ضریب (از جمله: نوع و شکل مقاطع، ارتفاع سازه، تعداد دهانه‌ها به عنوان عامل نامعینی در سازه) انجام شود. پس از طراحی نمونه‌ها تحت الگوهای بارگذاری جانبی مختلف، تحلیل استاتیکی غیرخطی (pushover) انجام شده است، و به منظور صحت و درستی نتایج به دست آمده از این تحلیل، نمونه‌یی از سازه‌ی طراحی شده طبق هر یک از الگوهای بارگذاری جانبی (الگوی بارگذاری جانبی آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰)، تحت سه رکورد مختلف مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی قرار گرفته است. در انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها از آنجایی که سه پارامتر مهم یک شتاب‌نگاشت: محتوای بسامدی، مدت زمان حرکت شدید، و بیشینه شتاب آن است و مهم‌ترین پارامتر در میان این سه، محتوای بسامدی است؛ سعی شده است سه شتاب‌نگاشت انتخابی آن‌هایی باشند که از نظر محتوای بسامدی بیانگر دامنه‌ی وسیعی از واقعیت‌های موجود تولید زلزله‌ها هستند (ناغان ۱۳۵۶، طبس ۱۳۵۷ و منجیل ۱۳۶۹). همچنین متوسط مقادیر به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی، معیار بررسی در این پژوهش قرار گرفته است.

۳. تعریف مؤلفه‌های ضریب رفتار

آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌یی کنونی، نیروهای لرزه‌یی برای طراحی ارتجاعی ساختمان را از یک طیف خطی که وابسته به زمان تناوب طبیعی ساختمان و شرایط خاک محل احداث ساختمان است، به دست می‌آورند و برای لحاظ کردن اثر رفتار غیرارتجاعی

۳.۳. ضریب اضافه مقاومت (R_s)

مقاومت ذخیره‌یی که بین تراز واقعی تسلیم سازه (V_y) و تراز اولین تسلیم (V_s) وجود دارد، برحسب ضریب اضافه مقاومت مطابق رابطه‌ی ۴ بیان می‌شود:

$$R_{s1} = \frac{V_y}{V_s} \quad (4)$$

اضافه مقاومت به‌دست آمده در رابطه‌ی ۴ عواملی نظیر: اختلاف بین تنش اسمی جاری شدن و تنش واقعی جاری شدن، عدم اطمینان موجود در مدل‌های ریاضی، و اثر المان‌های غیرسازه‌یی را در نظر نمی‌گیرد. به‌منظور در نظر گرفتن عوامل فوق، مقدار ضریب اضافه مقاومت به‌دست آمده از این روش را می‌توان با چند ضریب اصلاحی به ضریب اضافه مقاومت واقعی سازه تبدیل کرد: [۱۲]

$$R_s = R_{s1} \cdot f_1 \cdot f_2 \cdot f_3 \dots \quad (5)$$

در این رابطه، f_1 اختلاف بین حد جاری شدن اسمی و حد جاری شدن واقعی سازه است که با توجه به مطالعه‌های آماری انجام شده بر روی سازه‌های فولادی مقدار این ضریب را 1.05 در نظر گرفتند. [۱۳] f_2 افزایش تنش جاری شدن در اثر افزایش نرخ تغییر کرنش در موقع زلزله است که مقدار این ضریب برای سازه‌های فولادی 1.1 در نظر گرفته شده است. [۱۴] در این پژوهش نیز همین مقادیر برای این ضرایب انتخاب شده است. بقیه‌ی مقادیر f زمانی که اطلاعات قابل اعتمادی در مورد آن‌ها وجود داشته باشد، استفاده می‌شوند. در غیراین صورت عدد 1 را می‌توان برای آن در نظر گرفت.

۴.۳. ضریب تنش مجاز (γ)

این ضریب برای در نظر گرفتن اختلاف در الگوی طراحی در آیین‌نامه‌های مختلف استفاده می‌شود. برای طراحی براساس تنش مجاز، تراز مربوط به نیروی طراحی (V_W) کوچک‌تر از تراز اولین تسلیم قابل توجه (V_s) است که نسبت تراز بین اولین تسلیم به نیروی طراحی با ضریب تنش مجاز بیان می‌شود (رابطه‌ی ۶):

$$\gamma = \frac{V_s}{V_W} \quad (6)$$

۵.۳. ظرفیت جانبی سازه (R_{ss})

اضافه مقاومت ذخیره شده در سازه از تراز نیروی طراحی تا تراز نیروی تسلیم سازه را ظرفیت جانبی سازه می‌گویند که از رابطه‌ی ۷ به‌دست می‌آید:

$$R_{ss} = \frac{V_y}{V_W} = \frac{V_y}{V_s} \times \frac{V_s}{V_W} = R_{s1} \times \gamma \quad (7)$$

۶.۳. تعیین ضریب رفتار (R یا R_W)

با توجه به شکل ۱، ضریب رفتار مطابق با روش طراحی براساس مقاومت (حد نهایی) را می‌توان به‌صورت رابطه‌ی ۸ تعیین کرد:

$$R = \frac{V_e}{V_s} = \frac{V_e}{V_y} \cdot \frac{V_y}{V_s} = R_\mu \times R_{s1} \quad (8)$$

و ضریب رفتار مطابق با روش طراحی براساس تنش مجاز (استاندارد ۲۸۰۰ ایران) را می‌توان به‌صورت رابطه‌ی ۹ تعیین کرد:

$$R_W = R_\mu \cdot R_{s1} \cdot \gamma = R_\mu \times R_{ss} \quad (9)$$

تحقیقات زیادی بر روی دو مؤلفه‌ی اصلی ضریب رفتار مخصوصاً ضریب کاهش شکل‌پذیری (R_μ) انجام شده است و در هر کدام از آن‌ها روابط مختلفی برحسب دوره‌ی تناوب اصلی سازه، میرایی، نوع خاک و شکل‌پذیری سازه ارائه شده است. [۱۴-۱۶] در این پژوهش از روابط ناسر و کروینکلر [۱۵] برای تعیین ضریب کاهش شکل‌پذیری استفاده شده است:

$$R_\mu = [C(\mu - 1) + 1]^{\frac{1}{\alpha}} \quad (10)$$

$$C(T, \alpha) = \frac{T^\alpha}{1 + T^\alpha} + \frac{b}{T} \quad (11)$$

α در رابطه‌ی ۱۱، مقدار سخت‌شوندگی کرنشی است و مقدار a و b برای $\alpha = 3\%$ برابر $a = 0.975$ و $b = 0.36$ است. [۱۶]

۴. معرفی نمونه‌ها

۴.۱. سیستم سازه‌یی

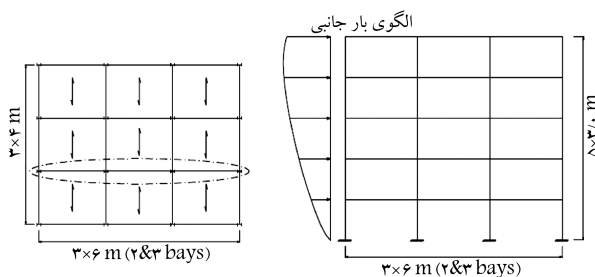
سیستم سازه‌یی انتخاب شده در این پژوهش قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط و فولاد مصرفی در طراحی و تجزیه و تحلیل از نوع St۳۷ با مقاومت جاری شدن $f_y = 240 \frac{kg}{cm^2}$ است.

۴.۲. هندسه و بارگذاری نمونه‌ها

گستره‌یی از قاب‌های خمشی فولادی مطابق شکل ۲، با تعداد دهانه‌های ۲ و ۳ و تعداد طبقات (۳، ۵، ۸، ۱۰، ۱۲ و ۱۵) برای پوشش دادن دامنه‌ی وسیعی از دوره‌ی تناوب سازه بررسی شده است. در تمامی قاب‌های مورد بررسی طول دهانه‌ها ۶ متر و ارتفاع طبقات ۳ متر در نظر گرفته شده است. قاب‌های در نظر گرفته شده، قاب میانی یک ساختمان است که دهانه‌های جانبی آن در دو طرف ۴ متر در نظر گرفته شده است. جهت بارگذاری ثقلی نمونه‌ها، بار زنده‌ی 200 کیلوگرم بر مترمربع و بار مرده‌ی 600 کیلوگرم بر مترمربع در کف‌ها در نظر گرفته شده است.

ضریب زلزله برای منطقه‌یی با خطر نسبی زیاد و نوع زمین III و همچنین ساختمان با اهمیت زیاد محاسبه شده است. ضمناً کلیه‌ی نمونه‌ها در حالت صفحه‌یی و از تغییر شکل محوری اعضا صرف نظر شده است.

طراحی کلیه‌ی سازه‌ها در همه‌ی الگوهای بارگذاری به‌صورتی انجام گرفته است که نسبت تنش اعضا در محدوده‌ی $1.0 - 0.99$ باشد تا ضریب اضافه مقاومت تا حد امکان عدم قطعیت کم‌تر داشته باشد.



شکل ۲. پلان سازه و جهت بارگذاری ثقلی و جانبی.

جدول ۱. مشخصات لرزه‌ی شتاب‌نگاشت‌ها.

ایستگاه	سال	M	R (Km)	شماره رکورد	مدت (s)	خاک	PGA (cm/s ²)
طیس	۱۹۷۸	۶٫۴	۵۵	۱۰۸۴	۳۳٫۳	نوع ۳	۸۴٫۶
ناغان	۱۹۷۷	۶٫۱	۵٫۶	۱۰۵۴	۴۶٫۲	نوع ۳	۸۷٫۲
منجیل	۱۹۹۰	۶٫۲	۱۷۶	۳۴۶۱	۲۲٫۳	نوع ۳	۴۱

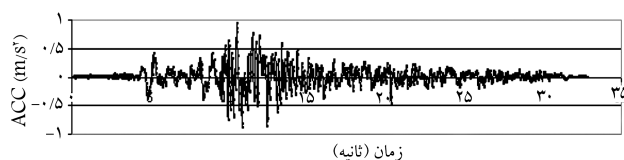
۵. الگوی بارگذاری سهموی دو ($k = 1 + 0.8T$).

۶. الگوی بارگذاری آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ که به دلیل وجود بار شلاقی با الگوی نوع ۲ می‌تواند متفاوت باشد.

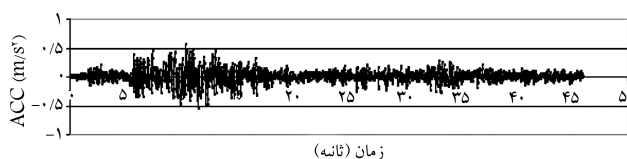
۷. الگوی بارگذاری آیین‌نامه‌ی نرپ-۰۹۴. این الگو از نوع الگوهای سهموی است که با قراردادن k از رابطه‌ی ۱۳ در رابطه‌ی ۱۲ به دست می‌آید.

$$k = \begin{cases} 1 & T \leq 0.5 \\ 0.75 + 0.5T & 0.5 \leq T < 2.5 \\ 2 & T \geq 2.5 \end{cases} \quad (13)$$

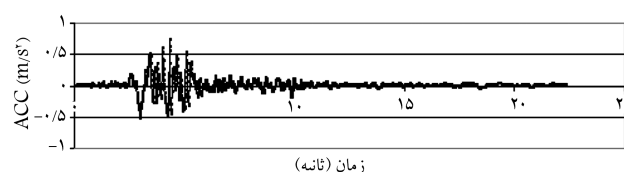
۸. الگوی بارگذاری مستطیلی اصلاح شده. در این الگو یک بار متمرکز برابر $0.5TV$ در تراز بام و بقیه‌ی بار یعنی $V(1 - 0.5T)$ با توزیع مستطیلی در ارتفاع سازه توزیع می‌شود.



شکل ۳. منحنی شتاب - زمان زلزله‌ی طیس.



شکل ۴. منحنی شتاب - زمان زلزله‌ی منجیل.



شکل ۵. منحنی شتاب - زمان زلزله‌ی ناغان.

۳.۴. مشخصات زلزله‌های منتخب

به دلیل این که اثر نوع حرکت زمین نیز در رفتار سازه‌ها منظور شود، و همچنین بنا به دلایلی که در روش پژوهش عنوان شد، در تجزیه و تحلیل نمونه‌ها از داده‌های شتاب‌نگاشت ۳ زلزله با زمان‌های تداوم و محتوای بسامد متفاوت به ترتیب ناغان ۱۳۵۶، طیس ۱۳۵۷، و منجیل ۱۳۶۹، که مشخصات آن‌ها در جدول ۱ و شکل‌های ۳ تا ۵ نشان داده شده، استفاده شده است.

۴.۴. بارهای جانبی

در بسیاری از آیین‌نامه‌ها توزیع بار جانبی در ارتفاع سازه به صورت رابطه‌ی ۱۲ است:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^N W_j h_j^k} V \quad (12)$$

که در آن، W_i و h_i به ترتیب عبارت‌اند از: وزن و ارتفاع طبقه‌ی i ام در بالای کف سازه، N تعداد طبقات؛ و k توانی که تفاوت آیین‌نامه‌های لرزه‌ی را در توزیع بارگذاری نشان می‌دهد. در این پژوهش الگوهای بارگذاری جانبی مورد استفاده با تغییر مقدار k از رابطه‌ی ۱۲ به این صورت به دست خواهد آمد:

۱. الگوی بارگذاری مستطیلی ($k = 0$).

۲. الگوی بارگذاری مثلثی ($k = 1$).

۳. الگوی بارگذاری مثلثی - مستطیلی ($k = 0.5 + 0.9T$).

۴. الگوی بارگذاری سهموی یک ($k = 1 + 0.4T$).

۵. تحلیل غیرخطی مدل‌ها

پس از تحلیل خطی و طراحی نمونه‌ها تحت هر یک از الگوهای بارگذاری جانبی نام‌برده با اختصاص مفصل خمیری مطابق آیین‌نامه‌ی FEMA-۳۵۶^[۱۷] در نقاط بیشینه‌ی تنش تحلیل غیرخطی استاتیکی و دینامیکی غیرخطی برای تعیین ضریب رفتار انجام شده است.

جهت ستون‌های قاب خمشی مفصل خمیری (PM۳) مطابق آیین‌نامه‌ی FEMA-۳۵۶ به ابتدا و انتهای اعضا اختصاص داده شده است. جهت تیرهای قاب خمشی مفصل خمیری (M۳) مطابق آیین‌نامه‌ی FEMA-۳۵۶ به ابتدا و انتهای اعضا اختصاص داده شده است.

در تحلیل استاتیکی غیرخطی، تمام نمونه‌ها تحت یک بار ثقلی اولیه (بار مرده به صورت کامل به اضافه‌ی ۲۰٪ بار زنده) و تحت هر کدام از الگوهای بارگذاری جانبی به طور مجزا با نرم افزار SAP۲۰۰۰ تا تغییرمکان هدف پوش داده شده است.^[۱۸]

تغییرمکان هدف مربوط، در این پژوهش مطابق استاندارد آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ زلزله‌ی ایران کنترل تغییرمکان نسبی طبقات (کنترل دررفت^۴) است که: ۱. برای قاب با دوره‌ی تناوب اصلی کم‌تر از ۰٫۷ ثانیه: $\Delta_m < 0.25H$ ؛ ۲. برای قاب با دوره‌ی تناوب اصلی بیشتر از ۰٫۷ ثانیه: $\Delta_m < 0.2H$.

در این رابطه، (H) ارتفاع طبقات و (Δ_m) بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی طبقات در تحلیل غیرخطی است.

سپس در ادامه با داشتن نمودار منحنی ظرفیت سازه مشابه شکل ۱ که از انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی حاصل شده است، می‌توان کلیه‌ی پاسخ‌های لرزه‌ی سازه‌ی مربوط به این پژوهش را از آن استخراج کرد.

جدول ۳. نتایج ضریب رفتار مثال فوق.

تعداد طبقه	R_w	γ	R_{s1}	R_s	R_μ	μ	بارگذاری
۸	۴٫۴۵	۱٫۷۰۳	۱٫۵۱	۱٫۳۰۷	۱٫۷۳	۱٫۷	مثلی ($K=1$)

جدول ۴. خلاصه‌ی نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی سازه‌ی هشت طبقه با سه دهانه و مقاطع ایرانی تحت الگوهای بارگذاری جانبی مختلف.

ضریب رفتار و پارامترهای مربوط به سازه‌ی هشت طبقه با سه دهانه با مقاطع امریکایی							الگوهای بارگذاری جانبی
R_w	γ	R_μ	μ	R_{s1}	R_s		
۳٫۶	۱٫۵۹۵	۱٫۷۳۶	۱٫۷۱	۱٫۳	۱٫۱۲		مثلی
۳٫۸۳	۱٫۵۸۸	۱٫۸	۱٫۷۵	۱٫۳۴	۱٫۱۶		مثلی - مستطیلی
۳٫۶۲	۱٫۵۸۲	۱٫۷۶	۱٫۷۳	۱٫۳	۱٫۱۲		مستطیلی اصلاح شده
۳٫۵۹	۱٫۵۶	۱٫۷۶	۱٫۷۳	۱٫۳۱	۱٫۱۴		سه‌موی نوع ۱
۳٫۷۲	۱٫۵۷	۱٫۸۱	۱٫۷۸	۱٫۳۱	۱٫۱۴		سه‌موی نوع ۲
۳٫۵۴	۱٫۶۷	۱٫۶۳	۱٫۶	۱٫۳	۱٫۱۱		مستطیلی
۳٫۵	۱٫۵۴۴	۱٫۷۳	۱٫۷۰۵	۱٫۳۱	۱٫۱۴		آیین‌نامه‌ی نرپ (Nehrp-۹۴)
۳٫۵۳	۱٫۴۹۱	۱٫۷۸	۱٫۷۴	۱٫۳۳	۱٫۱۵		آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰

باتوجه به نتایج جدول ۲ که از تحلیل غیرخطی به‌دست آمده است، پارامترهای مربوط به ضریب رفتار با استفاده از روابط ۱ تا ۱۱ که در متن تعریف شده است، به‌دست آمده و نتایج در جدول ۳ به‌طورکامل ارائه شده است.

آن‌گونه‌که مشاهده می‌شود با انتخاب ضریب رفتار سازه برابر عدد ۷، ضریب رفتار محاسبه‌شده برابر ۴٫۴۵ محاسبه می‌شود، لذا ضریب رفتار انتخاب‌شده با ضریب رفتار اولیه‌ی سازه فاصله دارد. درنهایت برای سازه‌ی مزبور با تغییر و انتخاب ضریب رفتار از ۷ به ۴٫۴۵ تحلیل و طراحی به‌طورمجدد صورت گرفته و به‌دنبال آن تحلیل غیرخطی نیز انجام شده است. عملیات مذکور تا هم‌گرایی جواب‌ها که در این‌جا ضریب رفتار سازه است، ادامه پیدا می‌کند. برای قاب هشت طبقه با سه دهانه‌ی طراحی‌شده با مقاطع ایرانی تحت الگوی بارگذاری مثلی ($K=1$) پس از پنج بار تحلیل و طراحی خطی، تحلیل غیرخطی، و کنترل نتایج، هم‌گرایی اتفاق افتاده و نتیجه‌ی نهایی مقدار ضریب رفتار هم‌گراشده در جدول ۴ آمده است. این روند برای کلیه‌ی الگوهای بارگذاری جانبی و برای هر دو نوع مقاطع به‌کارگرفته‌شده در طراحی (ایرانی و امریکایی) یکسان بوده است و با توجه به زیادبودن تحلیل‌های غیرخطی از ذکر جزئیات کار صرف‌نظر و در ادامه به نتایج کلی تجزیه و تحلیل پرداخته شده است.

۸. خلاصه‌ی نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی برای نمونه‌های طراحی‌شده با مقاطع ایرانی تحت الگوهای بارگذاری جانبی

با توجه به مثال عنوان‌شده، نتایج تحلیل قاب هشت طبقه با سه دهانه‌ی طراحی‌شده با مقاطع ایرانی تحت الگوهای بارگذاری جانبی مختلف به‌طورکامل تشریح شده

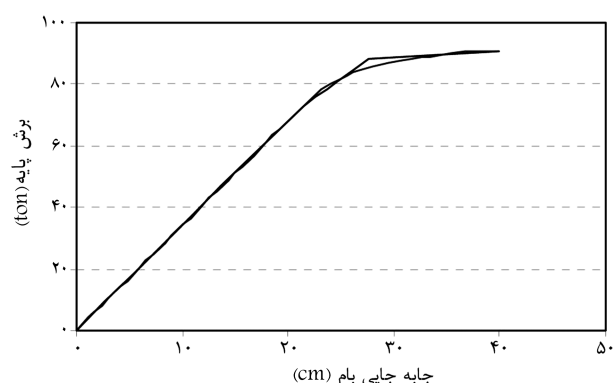
۶. هم‌گرا کردن نمونه‌ها

نمونه‌ها بعد از طراحی قاب‌های مورد بررسی، تحت اثر بارهای جانبی موردتحلیل استاتیکی غیرخطی واقع شدند. با توجه به نتایج تحلیل غیرخطی و دستیابی به منحنی (برش پایه - تغییرمکان)، مشخصات سازه از قبیل شکل‌پذیری و اضافه مقاومت سازه تعیین و براساس آن ضریب رفتار سازه به‌دست آمد. مقدار به‌دست آمده با ضریب رفتار اولیه‌ی سازه مقایسه و در صورت وجود خطای هم‌گرایی بیشتر از ۳٪، سازه مجدداً براساس ضریب رفتار به‌دست آمده تحلیل، طراحی، و مورد ارزیابی غیرخطی واقع شد، این‌کار تا جایی ادامه یافت که ضریب رفتار به‌دست آمده در محدوده‌ی غیرخطی با ضریب رفتار موجود در طراحی سازه هم‌گرا شود.

۷. مثال نمونه

مدل‌های موردبررسی در این پژوهش شامل قاب‌های با تعداد طبقات ۳، ۵، ۸، ۱۰، ۱۲ و ۱۵ طبقه‌اند که در این قسمت فقط جزئیات مربوط به قاب ۸ طبقه بیان می‌شود، اما درنهایت نتایج به‌دست آمده برای کلیه‌ی قاب‌ها ارائه می‌شود.

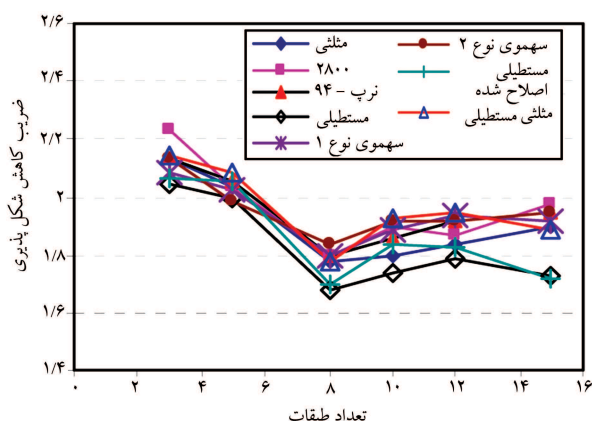
مثلاً سازه‌ی هشت طبقه با سه دهانه‌ی طراحی‌شده با مقاطع ایرانی تحت الگوی بارگذاری جانبی مثلی ($k=1$) با ضریب رفتار اولیه ($R=7$) طراحی شد و موردتحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفت، و برای دستیابی به ضریب رفتار سازه، منحنی برش پایه‌ی آن در شکل ۶ آمده است. که در آن با توجه به شکل، برای دستیابی به نقطه‌ی تسلیم کلی سازه از نمودار دوخطی شده‌ی ایده‌آل سازه (ظرفیت جذب انرژی یکسان) استفاده شده است و نتایج آن در جدول ۲ آمده است.



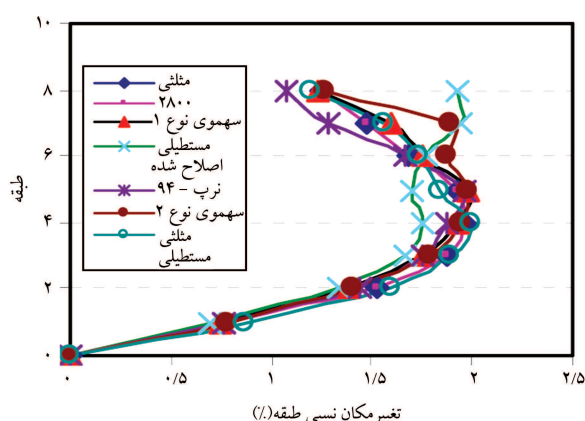
شکل ۶. نمودار دوخطی ایده‌آل‌سازی شده‌ی منحنی برش پایه - تغییرمکان سازه و $R=7$.

جدول ۲. نقاط کلیدی سازه‌ی هشت طبقه با سه دهانه‌ی طراحی‌شده با مقاطع ایرانی و $R=7$.

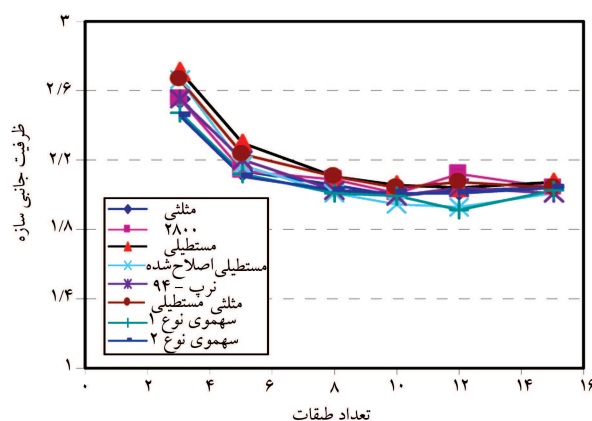
نقطه‌ی تغییر مکان هدف		نقطه‌ی تسلیم کلی سازه		اولین مفصل خمیری		تحلیل خطی $R=7$	
V_e	Δ_e	V_y	Δ_y	V_s	Δ_s	V_d	Δ_d
(ton)	(cm)	(ton)	(cm)	(ton)	(cm)	(ton)	(cm)
۹۱٫۷	۲۴٫۵	۸۷٫۲	۱۹٫۲	۶۶٫۷	۹٫۶۴	۳۹٫۲	۳۹٫۲



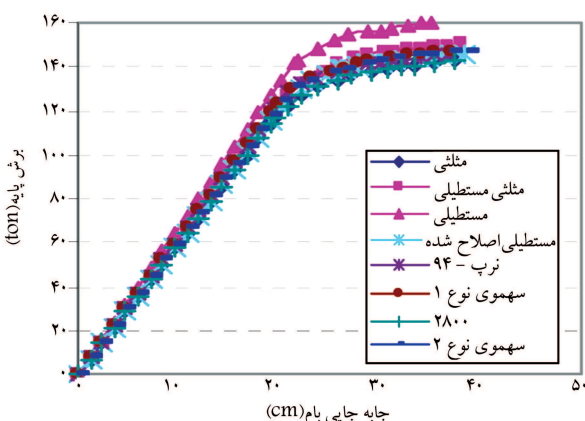
شکل ۹. نمودار مقایسه‌ی ضریب کاهش شکل پذیری با افزایش ارتفاع تحت الگوهای بارگذاری.



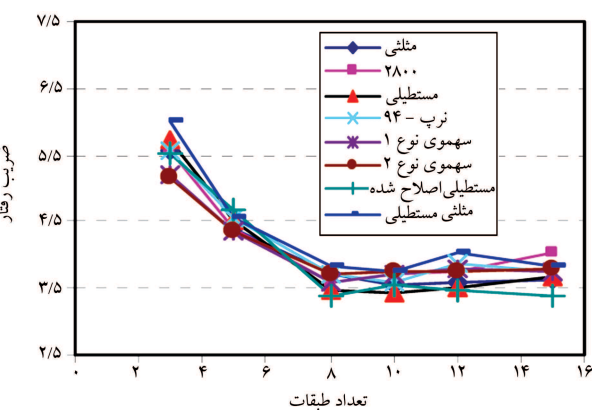
شکل ۷. منحنی تغییر مکان نسبی طبقات تحت الگوهای بارگذاری جانبی مختلف.



شکل ۱۰. نمودار مقایسه‌ی ظرفیت جانبی سازه با افزایش ارتفاع تحت الگوهای بارگذاری.



شکل ۸. منحنی برش پایه - تغییر مکان بام سازه تحت الگوهای بارگذاری جانبی مختلف.



شکل ۱۱. مقایسه‌ی تغییرات ضریب رفتار با افزایش ارتفاع تحت الگوهای بارگذاری جانبی مختلف.

نیز صادق است. همچنین از ذکر جزئیات نتایج آنالیز مربوط به سازه‌های دهانه طراحی شده با مقاطع ایرانی تحت الگوهای بارگذاری جانبی مختلف، با توجه به نتایج مشابه آن‌ها با نمونه‌های سه دهانه صرف نظر و فقط به مقایسه‌ی متوسط مقادیر ضریب رفتار آن‌ها با یکدیگر در شکل ۱۲ پرداخته شده است.

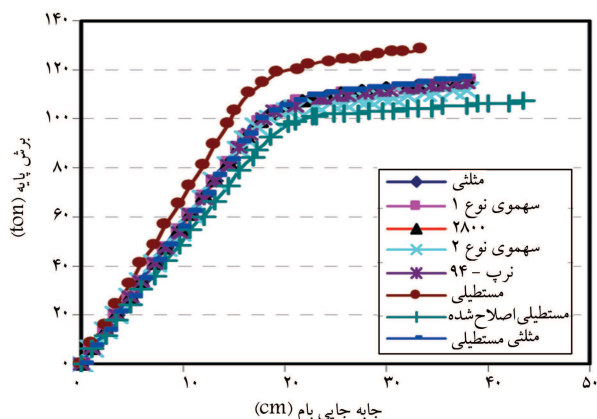
نتایج نشان می‌دهد که در نظر گرفتن تعداد دهانه‌ها تأثیر ناچیزی بر روی ضریب

است. شکل‌های ۷ و ۸ به ترتیب برش پایه - تغییر مکان بام و تغییر مکان نسبی طبقات ساختمان ۸ طبقه را تحت الگوهای مختلف بار جانبی نشان می‌دهد. چنان که در شکل ۷ مشخص است، سازه تا حدی پوش داده می‌شود که بیشینه‌ی تغییر مکان نسبی طبقه مطابق آیین‌نامه به ۲٪ محدود شود.

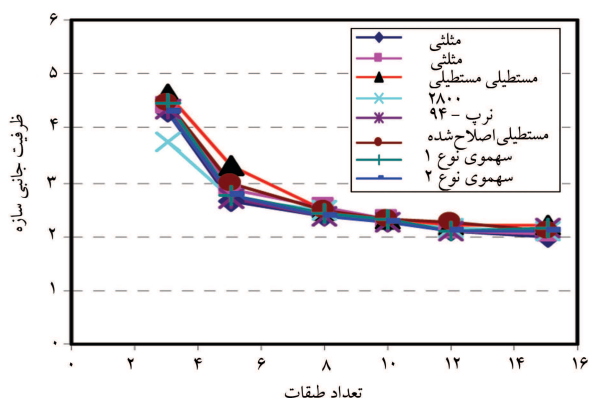
بعد از دو خطی کردن منحنی برش پایه - تغییر مکان، می‌توان پارامترهای مربوط به محاسبه‌ی ضریب رفتار را به دست آورد. نتایج مربوط به آنالیز در جدول ۴ آورده شده است. سپس در ادامه، نتایج مربوط به تمامی نمونه‌ها در شکل‌های ۹ تا ۱۱ به طور کامل تشریح شده است.

با توجه به شکل ۹، ضریب کاهش شکل پذیری سازه با افزایش تعداد طبقات برای کلیه الگوهای بارگذاری جانبی کاهش می‌یابد. همچنین چنان که در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود، ظرفیت سازه در ساختمان‌های کوتاه (۳ و ۵ طبقه) کاملاً چشم‌گیر بوده است و با افزایش ارتفاع سازه مقدار این ضریب کاهش می‌یابد. دلیل این کاهش حاکم بودن نیروهای ثقلی در طراحی است. ظرفیت سازه، در واقع مقدار مقاومتی است که در اثر عوامل مختلف در سازه ذخیره می‌شود و انهدام سازه را به تأخیر می‌اندازد. در یک مطالعه‌ی تحقیقاتی نشان داده شده است که پایداری ساختمان‌ها (مخصوصاً ساختمان‌های کوتاه) به این عامل بستگی دارد.^[۱۹]

با توجه به شکل‌های ۹ و ۱۰ نشان داده شده که مؤلفه‌های ضریب رفتار (ضریب کاهش شکل پذیری و اضافه مقاومت سازه‌ی) با افزایش تعداد طبقات سازه کاهش یافته است و این نتیجه در مورد ضریب رفتار سازه با توجه به شکل ۱۱



شکل ۱۴. منحنی برش پایه - تغییر مکان بام سازه تحت الگوهای بارگذاری مختلف.

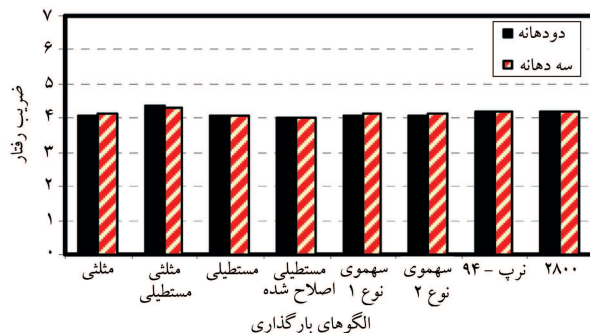


شکل ۱۵. نمودار مقایسه‌ی ظرفیت جانبی سازه‌های طراحی شده با مقاطع امریکایی.

جدول ۵. خلاصه‌ی نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی سازه‌ی هشت طبقه با سه دهانه‌ی طراحی شده با مقاطع امریکایی.

ضریب رفتار و پارامترهای مربوط به سازه‌ی هشت طبقه با سه دهانه با مقاطع امریکایی						
الگوهای بارگذاری جانبی	R_s	R_{s1}	μ	R_μ	γ	R_w
مثلی	۱/۱۴۸	۱/۲۸	۲/۰۷۲	۲/۱۶	۱/۹۱	۵/۲۸
مثلی - مستطیلی	۱/۱۴۳	۱/۳۲	۲/۰۶	۲/۱۱	۱/۸۷	۵/۲۲
مستطیلی اصلاح شده	۱/۱۴۱	۱/۳۱۷	۲/۲۶	۲/۳۳۶	۱/۹۲	۵/۹
سه‌موی نوع ۱	۱/۱۴	۱/۳۱۶	۲/۰۹۶	۲/۱۵۴	۱/۸۶	۵/۲۷
سه‌موی نوع ۲	۱/۱۲۷	۱/۳	۲/۱۰۶	۲/۱۶۵	۱/۸۳	۵/۱۵
مستطیلی	۱/۱۳۴	۱/۳۱	۱/۹۷۵	۲/۰۲	۱/۸۹	۵
آیین‌نامه‌ی نرپ (۹۴-NEHRP)	۱/۱۱۴	۱/۲۹	۲/۰۸	۲/۱۴	۱/۹	۵/۲۳
آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰	۱/۱۵	۱/۳۳	۲/۰۸۵	۲/۱۳۸	۱/۸۳۶	۵/۲۲

تغییر در تعداد دهانه، به مقایسه‌ی متوسط مقادیر ضریب رفتار به دست آمده از سازه‌های طراحی شده با مقاطع امریکایی با توجه به شکل ۱۸ پرداخته شده است، نتایج نشان می‌دهد که افزایش تعداد دهانه در سیستم‌های طراحی شده با مقاطع امریکایی تأثیر ناچیزی بر روی ضریب رفتار دارد، به طوری که می‌توان از مقدار آن صرف نظر کرد.



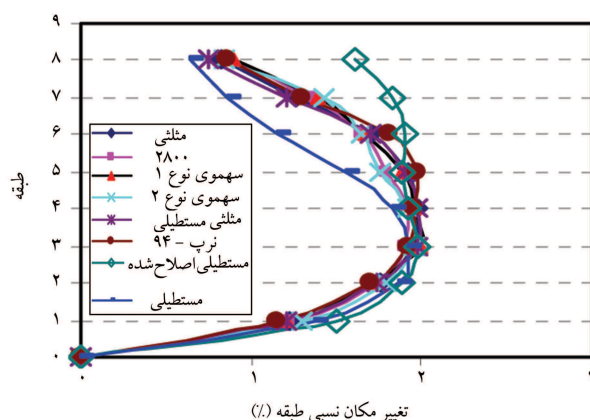
شکل ۱۲. مقایسه‌ی متوسط ضریب رفتار به دست آمده برای سازه‌های دو و سه دهانه.

رفتار دارد، به طوری که می‌توان از مقدار آن صرف نظر کرد. صحت و درستی نتایج فوق در سیستم قاب خمشی نیز قابل مشاهده است. [۲۰]

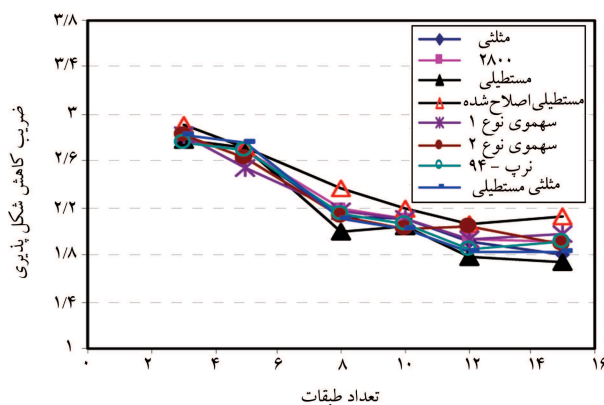
۹. خلاصه‌ی نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی برای نمونه‌های طراحی شده با مقاطع امریکایی تحت الگوهای بارگذاری جانبی مختلف

در این بخش، نتایج آنالیز سازه‌های طراحی شده با مقاطع امریکایی ارائه می‌شود، بدین صورت که نتایج تحلیل نمونه‌ی قاب هشت طبقه با سه دهانه‌ی طراحی شده با مقاطع امریکایی تحت تمامی الگوهای بارگذاری جانبی مختلف را به طور کامل در شکل‌های ۱۳ و ۱۴ و در جدول ۵ آورده و در ادامه نتایج مربوط به کل آنالیز در شکل‌های ۱۵ تا ۱۸ نشان داده شده است.

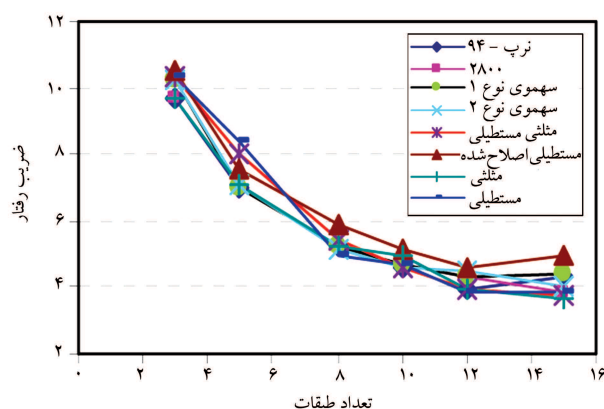
با توجه به شکل‌های ۱۵ و ۱۶ اضافه مقاومت و شکل پذیری سازه‌های طراحی شده با مقاطع امریکایی تحت الگوهای بارگذاری جانبی مختلف با افزایش ارتفاع سازه کاهش یافته است. همچنین با توجه به نمودار اضافه مقاومت سازه اثر آن در ساختمان‌های کوتاه به دلیل حاکم بودن نیروهای ثقلی در طراحی چشم‌گیرتر است. با توجه به کاهش اضافه مقاومت و شکل پذیری سازه‌های طراحی شده با مقاطع امریکایی با افزایش تعداد طبقات سازه ضریب رفتار سازه نیز تحت الگوهای بارگذاری جانبی مختلف با توجه به شکل ۱۷ کاهش یافته است. ضمناً به منظور تأثیر درجه‌ی نامعینی به صورت افزایش تعداد دهانه‌ها و همچنین پرهیز از تکرار نتایج مشابه به دلیل



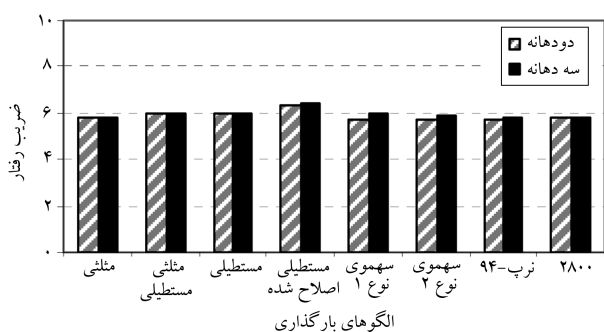
شکل ۱۳. منحنی تغییر مکان نسبی طبقات تحت الگوهای بارگذاری مختلف.



شکل ۱۶. نمودار مقایسه‌ی ضریب کاهش شکل‌پذیری سازه‌های طراحی شده با مقاطع امریکایی.



شکل ۱۷. مقایسه‌ی ضریب رفتار سازه‌های طراحی شده با مقاطع امریکایی تحت الگوهای بارگذاری جانبی مختلف.



شکل ۱۸. مقایسه‌ی متوسط مقادیر ضریب رفتار نمونه‌های دو و سه دهانه‌ی طراحی شده با مقاطع امریکایی.

همچنین نتایج نشان می‌دهد که ضریب رفتار به‌دست آمده تحت الگوی بارگذاری مستطیلی اصلاح شده مقادیر بیشتری نسبت به سایر الگوها از خود نشان داده است.

۱۰. تحلیل دینامیکی غیرخطی قاب‌ها

در این بخش برای بررسی رفتار واقعی قاب‌ها و نیز تعیین صحت و دقت استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی در بررسی نتایج، سازه‌های طراحی شده با مقاطع ایرانی و امریکایی تحت الگوی بارگذاری جانبی آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰، مورد ارزیابی تحلیل

دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی تحت سه شتاب‌نگاشت (طیس، ناغان و منجیل) قرار می‌گیرد. ضریب مقیاس شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در این تحلیل هر کدام به‌طور مجزا با یک روند سعی و خطا با انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی نمونه‌های مورد نظر تا جایی ادامه می‌یابد که معیار گسیختگی یا تغییر مکان هدف در این تحقیق (کنترل تغییر مکان نسبی طبقات مطابق با آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰) تحقق پذیرد، آنگاه با داشتن ضریب مقیاس به‌دست آمده برای هر کدام از شتاب‌نگاشت‌ها، سازه مورد تحلیل دینامیکی خطی و غیرخطی قرار می‌گیرد و بیشینه‌ی برش پایه‌ی ارتجاعی و غیرارتجاعی به‌دست آمده از آن به‌عنوان برش پایه‌ی خطی (V_e) و برش پایه‌ی غیرخطی (V_y) در نظر گرفته می‌شود، که معیار اصلی تعیین ضریب رفتار و پارامترهای مؤثر مربوط به آن است.^[۷]

۱۱. نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی نمونه‌های

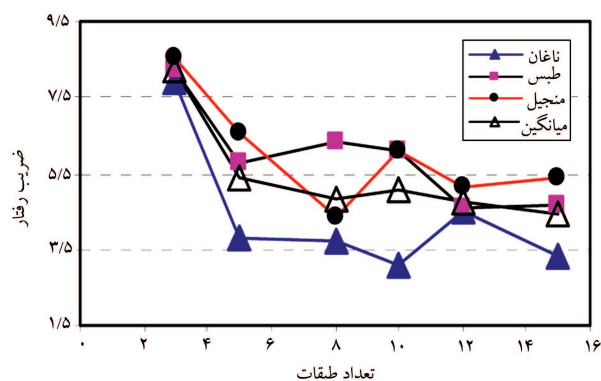
طراحی شده با مقاطع ایرانی و امریکایی

خلاصه‌ی گزارش پاسخ‌های لرزه‌ی قاب هشت طبقه‌ی طراحی شده با مقاطع ایرانی و امریکایی تحت سه رکورد زلزله‌ی مورد نظر به‌عنوان نمونه‌ی نتایج تحلیل این بخش در جدول ۶ آمده و نتایج آنالیزهای دینامیکی غیرخطی مربوط به کلیه‌ی نمونه‌ها در شکل‌های ۱۹ تا ۲۳ آورده شده است.

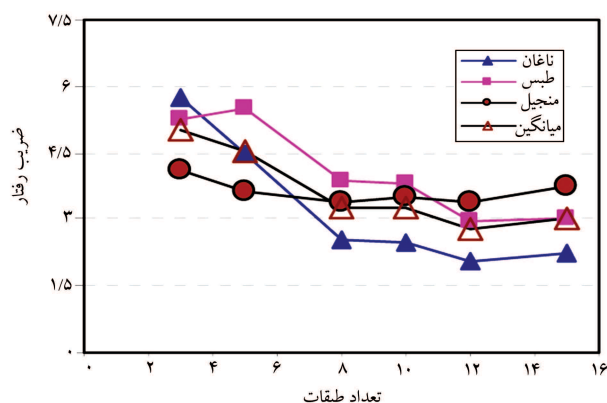
چنان‌که می‌دانیم به‌دلیل متفاوت بودن شدت، مدت و محتوای بسامدهای زلزله‌های مختلف، اثر آن‌ها در پاسخ دینامیکی سازه متفاوت خواهد بود. این موضوع به‌خوبی با توجه به نتایج به‌دست آمده‌ی حاصل از سه رکورد مورد استفاده در آنالیز تأیید می‌شود. با توجه به شکل‌های ۱۹ و ۲۰ نتایج نشان می‌دهند که مؤلفه‌های ضریب رفتار (اضافه مقاومت و شکل‌پذیری سازه) ماهیتاً هم وابسته به ویژگی‌های سازه و هم وابسته به ویژگی‌های رکورد زلزله است، در حالی‌که در نتیجه‌گیری‌های نهایی فقط از دیدگاه پارامترهای سازه‌ی مورد بررسی قرار گرفت. همچنین با توجه به شکل ۱۹، شکل‌پذیری سیستم‌های طراحی شده با مقاطع امریکایی در تمامی ارتفاعات مختلف سازه بیشتر از سیستم‌های طراحی شده با مقاطع ایرانی بوده است و این نتیجه در مورد تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی در مورد تمام حالت‌های بارگذاری جانبی نیز کاملاً صادق است. دلیل این امر را می‌توان از روند تشکیل مفصل خمیری بر روی نمونه‌ی

جدول ۶. نتایج آنالیز دینامیکی سازه‌ی هشت طبقه با مقاطع ایرانی و امریکایی (با معیار تغییر مکان نسبی طبقه).

سیستم ۸ طبقه با مقاطع ایرانی							
REC	P.R.A	V_y (ton)	V_e (ton)	V_s (ton)	R_μ	R_s	R
ناغان	۰/۴۱۸g	۷۷/۱۴	۹۵/۲۵	۳۷/۶	۱/۲۴	۲/۰۵	۲/۵۳
طیس	۰/۶۲g	۹۱/۹	۱۴۳/۶	۳۷/۶	۱/۵۶۳	۲/۴۷	۳/۸۶
منجیل	۰/۴۵۹g	۸۴/۵	۱۲۶/۸	۳۷/۶	۱/۵۰۴	۲/۲۶	۳/۴۰۶
سیستم ۸ طبقه با مقاطع امریکایی							
REC	P.R.A	V_y (ton)	V_e (ton)	V_s (ton)	R_μ	R_s	R
ناغان	۰/۵۶g	۹۶/۸	۱۴۰/۳	۳۷/۶	۱/۴۵	۲/۵۷	۳/۷۳
طیس	۰/۶۸g	۱۰۱/۹	۲۳۸	۳۸/۶	۲/۳۳۵	۲/۷۱	۶/۳۳
منجیل	۰/۷۴۶g	۱۰۵	۱۶۳/۳	۳۷/۶	۱/۵۶	۲/۷۹	۴/۳۴



شکل ۲۲. نمودار مقایسه‌ی ضریب رفتار دینامیکی سازه‌های طراحی شده با مقاطع امریکایی تحت رکوردهای مختلف.



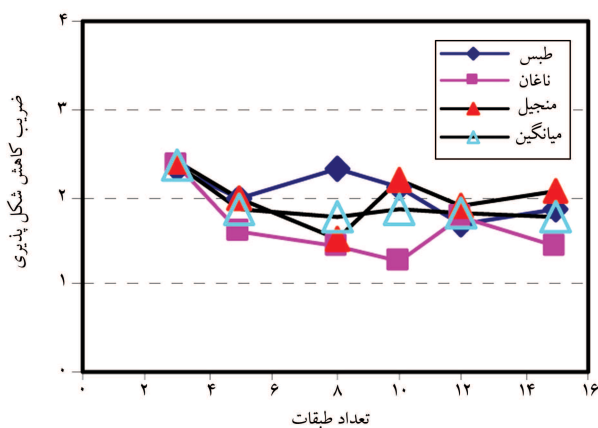
شکل ۲۳. نمودار مقایسه‌ی ضریب رفتار دینامیکی سازه‌های طراحی شده با مقاطع ایرانی تحت رکوردهای مختلف.

از سیستم طراحی شده با مقاطع ایرانی و امریکایی تحت رکورد طیس در شکل ۲۱ نشان داد. با توجه به آن در نظر گرفتن معیار کنترل تغییر مکان نسبی طبقه به عنوان معیار تغییر مکان هدف در این پژوهش نشان می‌دهد که مفاصل خمیری بیشتری در سیستم‌های طراحی شده با مقاطع امریکایی تشکیل شده است؛ این موضوع بیانگر بالابودن سطح اتلاف انرژی در سازه است و با تعداد مفاصل خمیری تشکیل شده در هنگام مکانیزم نهایی ارتباط مستقیم دارد؛ به طوری که هرچه تعداد مفاصل خمیری بیشتر باشد، سطح اتلاف انرژی در سازه بالاتر و شکل پذیری بیشتر خواهد بود.

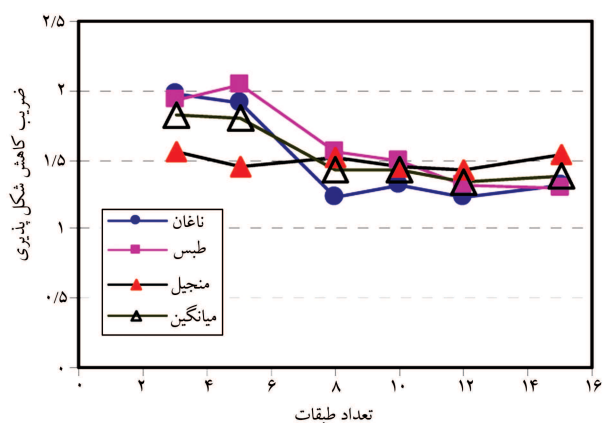
با توجه به کاهش شکل پذیری سازه با افزایش ارتفاع برای هر دو نوع نمونه طراحی شده با مقاطع ایرانی و امریکایی تحت آنالیزهای دینامیکی غیرخطی، نتایج این امر در مورد ضریب رفتار سازه نیز صادق است که با توجه به شکل‌های ۲۲ و ۲۳، کاهش ضریب رفتار سازه با افزایش ارتفاع نشان داده شده است.

۱۲. مقایسه‌ی نتایج تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی و دینامیکی

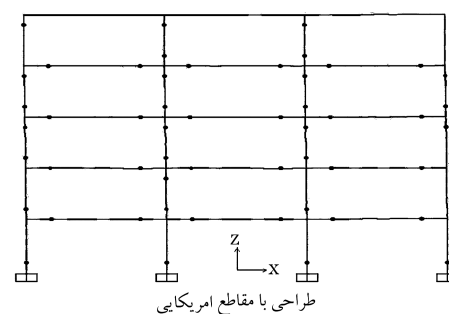
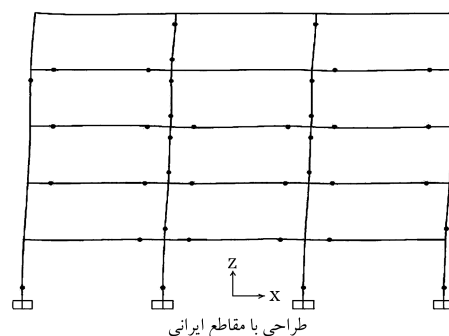
در شکل ۲۴، متوسط نتایج شکل پذیری، اضافه مقاومت و ضریب رفتار سازه‌های طراحی شده با مقاطع ایرانی و امریکایی تحت الگوهای بارگذاری مختلف نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد که مقادیر به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی نمونه‌ها، گویای صحت و درستی نتایج به دست آمده از تحلیل‌های استاتیکی



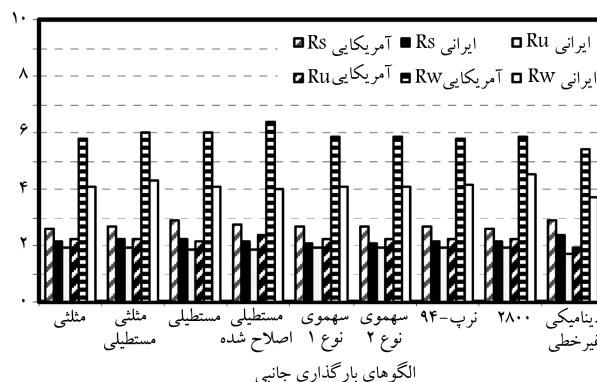
شکل ۱۹. نمودار مقایسه‌ی ضریب کاهش شکل پذیری دینامیکی سازه‌های طراحی شده با مقاطع امریکایی.



شکل ۲۰. نمودار مقایسه‌ی ضریب کاهش شکل پذیری دینامیکی سازه‌های طراحی شده با مقاطع ایرانی.



شکل ۲۱. تشکیل مفاصل خمیری تحت رکورد طیس.



شکل ۲۴. نمودار مقایسه‌ی تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی سازه‌های طراحی شده با مقاطع ایرانی و امریکایی.

به تغییرمکان نسبی طبقات برای دو نوع سازه‌ی طراحی شده با مقاطع ایرانی و امریکایی نشان داده شده است.

۲. در حالت کلی با صرف نظر از برخی نتایج می‌توان گفت متوسط مقادیر ضریب رفتار به دست آمده تحت الگوهای بارگذاری جانبی مختلف کم‌تر از مقادیر آیین‌نامه‌ی توصیه شده ($R = 7$) است. ضمناً نتایج نشان می‌دهد که سازه‌های طراحی شده با مقاطع امریکایی (w) دارای ضریب رفتار بیشتری نسبت به مقاطع ایرانی (IPE و IPB) هستند. به خوبی مشاهده می‌شود که علت عمده‌ی آن تفاوت مؤلفه‌ی شکل‌پذیری ضریب رفتار است. بنابراین، با یک نگاه کلی می‌توان سیستم‌های طراحی شده با مقاطع امریکایی را شکل‌پذیرتر از سیستم‌های طراحی شده با مقاطع ایرانی دانست. این موضوع را می‌توان از روند تشکیل مفاصل خمیری در قاب‌ها نیز مشاهده کرد. در قاب‌های طراحی شده با مقاطع امریکایی، مکانیزم نهایی در حالت در نظر گرفتن معیار کنترل تغییرمکان نسبی طبقه عمدتاً با تعداد مفاصل خمیری بیشتری صورت گرفته است، که این موضوع مؤید بالاتر بودن سطح اتلاف انرژی در این نوع سیستم‌هاست.

۳. به طور کلی با افزایش ارتفاع سازه مقادیر شکل‌پذیری و ضریب رفتار به دست آمده برای سیستم‌های طراحی شده با مقاطع ایرانی و امریکایی کاهش می‌یابد که این امر عدم تطبیق آن را با مقادیر ثابت آیین‌نامه‌ی نشان می‌دهد.

۴. شکل‌پذیری سیستم‌های طراحی شده با مقاطع ایرانی، تحت الگوهای بارگذاری مختلف در حدود (۶۵-۷۰)٪ سیستم‌های طراحی شده با مقاطع امریکایی است.

۵. ضریب رفتار سیستم‌های طراحی شده با مقاطع ایرانی، تحت الگوهای بارگذاری مختلف در حدود (۷۸-۸۳)٪ سیستم‌های طراحی شده با مقاطع امریکایی است.

۶. اگر در ستون‌های قاب خمشی مفصل خمیری ایجاد نگردد می‌تواند توزیع شکل‌پذیری را در طبقات مناسب‌تر کند و از طرف دیگر با اضافه شدن اضافه مقاومت و شکل‌پذیری قاب، رفتار آن در زلزله مناسب‌تر می‌شود.

۷. به طور کلی در نظر گرفتن یک الگوی بارگذاری جانبی آیین‌نامه‌ی در طراحی سیستم‌های سازه‌ی مختلف و اعمال یک ضریب به عنوان ضریب رفتار برای هر نوع سیستم سازه‌ی بدون توجه به مقادیر اضافه مقاومت و شکل‌پذیری آن نمی‌تواند تضمین‌کننده‌ی پایداری آن تحت زلزله‌های احتمالی باشد. به طور کلی رفتار لرزه‌ی سازه‌ها به عوامل بسیار زیادی مرتبط است. مناسب‌ترین روش طراحی در نظر گرفتن خصوصیات هر سازه و اعمال آن در روش طراحی است.

۱۳. نتیجه‌گیری

۱. با مقایسه‌ی ضریب رفتار به دست آمده برای هر یک از الگوهای بارگذاری جانبی نشان داده شده که برای مقاطع امریکایی الگوی بارگذاری مستطیلی اصلاح شده بالاترین ضریب رفتار و برای مقطع ایرانی، الگوی بارگذاری مثلثی-مستطیلی ضریب رفتار بیشتری از خود نشان می‌دهد که علت این امر ضعف سیستم‌های طراحی شده با مقاطع ایرانی در ستون‌های طبقات بالایی، به دلیل بیشترین تغییرمکان جانبی نسبی و همچنین بیشترین تعداد مفاصل خمیری تشکیل شده در این طبقات است، که نتایج آن در شکل‌های ۷ و ۱۳ مربوط

پانوشته‌ها

1. pushover
2. hysteresis
3. damping
4. drift

منابع (References)

1. Maheri, M.R. and Akbari, R. "Seismic behavior factor, R , for steel X-braced and knee-braced RC buildings", *Engineering Structures*, **25**(25), pp. 1505-1513 (2003).

2. Balendra, T. and Huang, X. "Overstrength and ductility factors for steel frames designed according to BS 5950", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **129**(8), pp. 1019-1035 (2003).
3. Freeman, S.A. "On the correlation of code forces to earthquake demands", Proc. 4th U.S.-Japan Workshop on the Improvement of Building Structural Design and Construction Practices, ATC-15-3, pp. 245-268 (1995).
4. Mirshahy, A.A., *The Effect of Indeterminatny and Overstrength on Strength Reduction Factor*, Master of Science Thesis, Civil Engineering Department, Iran University of science & Technology, (in Persian) (1998).
5. Asgarian, B. and Shokrgozar, H.R. "BRBF response

- modification factor", *Journal of Constructional Steel Research*, **62**(2), pp. 290-298 (February 2009).
6. Kim, J. and Choi, H. "Response modification factors of chevron- braced frames", *Engineering Structures*, **27**(2) pp. 285-300 (2005).
7. Mwafy, A.M. and Elnashai. A.S., "Calibration of force reduction of factor of RC building", *Journal of Earthquake Engineering*, **6**(22), pp. 239-273 (2002).
8. Moghaddam, H., *Earthquake Engineering, Theory and Application*, Tehran, Farahang, (In Persian) (2002).
9. American Institute of Steel, *Manual of Steel Construction*, Chicago (1989).
10. Uang, C.M. "Establishing R (or R_w) and C_d factors for building seismic provisions", *Journal of Structural Engineering ASCE*, **117**(1), pp. 19-28 (1991).
11. BHRC, Iranian Code of Practice for Seismic Resistance Design of Buildings: Standard no. 2800 (3rd edition) Building and Housing Research Center (2005).
12. Uang, C.M. "Seismic force reduction and displacement amplification factors", *Proc. Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, **10**, pp. 5875-5880 (1992).
13. Schmidt, B.J. and Bartlett, F.M. "Review of resistance factor for steel: Resistance distributions and resistance factor calibration", *Canadian Journal of Civil Engineering*, **29**(1), pp. 109-118 (2002).
14. Miranda, E. and bertero, V., "Evaluation of strength reduction factors for Earthquake-resistant design", *Earthquake Spectra*, **10**(2), pp. 357-379 (1994).
15. Nassar, A.A.; Osterass, J.D. and Krawinkler, H. "Seismic design based on streugth and ductility demands", *Proc. Tenthworld Conference on Earthquake Engineering*, **10**, pp. 5861-5866 (1992).
16. Newmark, N.M. and Hall, W.J. "Earthquake spectra and design. El Cerrito", California: Earthquake Engineering Research Institute (EERI) (1982).
17. FEMA-356, "Prestandara and commentary for the seismic rehabilitation of buildings" (2000).
18. Computers & Structures Inc., *SAP2000 Structural Program*, Berkeley, California (2010).
19. Osteraas, J. and Krawinkler, H. "Seismic desigu based on strength of structures", *Proc. 4th US National Conf. on Earthquake Engineering*, **2**, pp. 955-964 (1990).
20. Assaf, A.F., *Evaluation of Structural Overstrngth in Steel Building Systems*, MSC thesis, Northrastern University, Boston, MA (1989).