



پیاده‌سازی روش انرژی و ارزیابی دقت روابط کاهش شکل‌پذیری در تخمین پاسخ لرزه‌ای سازه‌های مرکزگرا

معین عبدالمحمدی، کیارش ناصر اسدی، جمال احمدی*

دانشکده مهندسی، دانشگاه زنجان، زنجان، ایران .

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۰/۰۳/۱۸
بازنگری: ۱۴۰۰/۰۹/۰۱
پذیرش: ۱۴۰۰/۰۹/۱۲
ارائه آنلاین: ۱۴۰۰/۰۹/۲۹

کلمات کلیدی:

سازه‌های مرکزگرا
تغییر شکل ماندگار
طراحی بر اساس انرژی
ضریب کاهش شکل‌پذیری
ضریب اصلاح انرژی

خلاصه: ترمیم خسارات ناشی از تغییر شکل‌های ماندگار پس از زلزله در سازه‌های رایج هزینه زیادی دارد. از این رو سازه‌های مرکزگرا جهت کاهش تغییر شکل‌های ماندگار پس از زلزله توسط محققین معرفی شده است. در طراحی معمول این سازه‌ها به روش نیرویی، برای محاسبه برش پایه از یک ضریب رفتار مشخص جهت در نظرگیری رفتار غیرالاستیک استفاده می‌شود که به خوبی نمی‌تواند بیانگر عملکرد واقعی سازه‌ها باشد. از طرفی روش انرژی با انتخاب مکانیزم تسلیم مطلوب و تغییر مکان هدف در ابتدای روند طراحی، برآورد دقیق‌تری از نیروی وارد بر سازه نسبت به روش نیرویی ارائه می‌دهد. از آنجایی که تاکنون این روش برای تحلیل سازه‌های مرکزگرا استفاده نشده است، در این مطالعه، برای اولین بار از روش انرژی برای تعیین پاسخ لرزه‌ای سازه مهاربندی مرکزگرا استفاده شده و دقت آن با نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی مقایسه گردیده است. نتایج مطالعه نشان داد روش انرژی به عنوان یک روش تحلیلی ساده و سریع و بدون نیاز به مدل‌سازی نرم‌افزاری می‌تواند برآورد قابل قبولی از پاسخ سازه ارائه نماید. با مقایسه روابط مختلف کاهش شکل‌پذیری، مشاهده شد که رابطه ارائه شده توسط لای-بیگز به علت انتخاب رکورد زلزله مصنوعی و نزدیک به طیف طراحی مناسب‌ترین رابطه، با دقت بالای ۸۰ درصد می‌باشد. همچنین نتایج نشان داد با افزایش ارتفاع سازه، دوران نهایی سازه کاهش یافت که سبب شد دقت روش انرژی با سایر روابط نیز در برآورد پاسخ سازه، به دلیل کاهش شکل‌پذیری افزایش یابد.

۱- مقدمه

علاوه بر سختی و مقاومت خوب، شکل‌پذیری و ظرفیت تغییر مکان به مراتب بهتری نسبت به سیستم‌های مهاربندی رایج دارند. از طرفی تغییر شکل‌های باقی‌مانده در این سازه‌ها بسیار اندک و نزدیک به صفر است. این سیستم اولین بار توسط راک و همکاران [۱] پیشنهاد و در سال‌های بعد توسط سایر محققان توسعه داده شد.

از تحقیقات انجام گرفته در این زمینه می‌توان به تحقیقات ائرتون و همکاران [۲] بر روی سیستم‌های لرزه‌ای با جانمایی مختلف فیوز در قاب مهاربندی مرکزگرا اشاره کرد که بر اساس آن، تغییر در جانمایی اعضا نه تنها تاثیر مستقیم بر نیروی برشی و کششی فیوز و کابل دارد بلکه سبب تغییر در بیشترین مقدار پیش‌تنیدگی مجاز کابل می‌گردد که این امر مقادیر مورد نیاز کابل و میراگر را نیز تغییر می‌دهد. مطالعه رهگذر و همکاران [۳] تحت عنوان "ارزیابی لرزه‌ای مبتنی بر قابلیت اطمینان سازه با هسته مرکزی مرکزگرا" نشان می‌دهد که تغییرات ماندگار این سازه‌ها نزدیک به صفر بوده و هیچ‌گونه آسیب جدی به اعضای اصلی سازه وارد نمی‌گردد. کینگ و همکاران [۴] پاسخ‌های لرزه‌ای سازه مرکزگرا با مهاربندهای کمانش‌تاب

سیستم سازه‌ای مرکزگرا^۱ با قابلیت ایجاد بازشدگی^۲ در اتصالات، یک نمونه از سیستم‌های جدید سازه‌ای است که می‌تواند خسارات ناشی از نیروهای لرزه‌ای را کاهش دهد. از ویژگی‌های سازه‌های مرکزگرا وجود المان‌های مستهلک‌کننده انرژی است که در سازه تعبیه شده و به راحتی قابل تعویض می‌باشد. وجود کابل در این سازه‌ها، عدم وجود اتصال صلب و ایجاد بازشو در اتصالات سبب می‌شود این سازه‌ها پس از باربرداری به حالت اولیه و پایدار خود بازگردند. سیستم‌های مختلفی برای سازه‌های مرکزگرا معرفی شده‌اند که از انواع مهم این سیستم‌ها می‌توان به سیستم‌های مهاربندی مرکزگرا^۳ اشاره کرد که در سال‌های گذشته نسبت به سایر سیستم‌ها بیشتر مورد استقبال محققان قرار گرفته است. سیستم‌های مهاربندی مرکزگرا

- 1 Self-Centering (SC)
- 2 Gap Opening
- 3 Self-Centering -Concentric Braced Frame (SC-CBF)

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: J_ahmadi@znu.ac.ir



به تحقیقات چائو و گول [۱۲] بر روی قاب مهاربندی همگرا، قمری و شوشتری [۱۳] در مورد سازه سه بعدی قاب خمشی فولادی ویژه، روحانی و حمیدی [۱۴] در خصوص توسعه روش طراحی بر اساس عملکرد در قاب‌های مهاربندی واگرا، چوندا و همکاران [۱۵] بر روی قاب‌های با مهاربند زانویی کمانش‌تاب، ژبو و همکاران [۱۶] در مورد قاب مهاربندی با آلیاژ حافظه‌دار، عبدالله زاده و همکاران [۱۷] در قاب‌های دوگانه با دیوار برشی فولادی، شعیبی و همکاران [۱۸] در سازه‌های با ستون‌های متصل شونده^۲، کرم‌الدین و زنگنه [۱۹] در سازه دوگانه قاب خمشی فولادی و مهاربندی واگرا اشاره کرد که نتایج حاصل از این تحقیقات نشان دهنده آن می‌باشد که روش انرژی می‌تواند تخمین بهتری از نیروی وارد به سازه و توزیع آن در ارتفاع ارائه نماید. همچنین بررسی پاسخ لرزه‌ای حاصل از تحلیل دینامیکی این سازه‌ها نشان داد که ایجاد و گسترش مفاصل پلاستیک، مکانیزم تسلیم مطلوب و میزان تغییر مکان سازه‌ها مطابق با اهداف عملکردی از پیش تعیین شده بوده که بیانگر دقت این روش در طراحی عملکردی سازه‌ها می‌باشد. از آنجایی که روش انرژی، یک روش طراحی بر اساس عملکرد است و توانسته برتری خود را نسبت به روش نیرویی در طراحی سازه‌های معمولی نشان دهد، در این مطالعه برای اولین بار، قابلیت روش انرژی برای تحلیل محاسباتی به منظور تخمین پاسخ چهار سازه مهاربندی مرکزگرا، بدون هیچ‌گونه مدل‌سازی نرم‌افزاری مورد بررسی قرار گرفته است. در این تحلیل جهت محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری (R_f) علاوه بر رابطه نیومارک هال [۲۰] که در تحقیقات گذشته استفاده شده است، روابط دیگری مانند روابط، کراوینکلر و نصار [۲۱]، بیگز و لای [۲۲]، ریدل و همکاران [۲۳] و لی و همکاران [۲۴] برای محاسبه R_f به کار گرفته شد و دقت آن‌ها ارزیابی گردید.

۲- روش انرژی برای ارزیابی و طراحی سازه‌ها

بهره‌گیری از مفهوم انرژی در طراحی لرزه‌ای اولین بار توسط هاوونر در سال ۱۹۵۶ ارائه شد. هاوونر مقدار بیشینه انرژی ورودی به سازه را برای یک سیستم کاملاً الاستیک به طور متوسط به صورت رابطه ۱ بیان کرد [۲۵].

$$E_t = \frac{1}{2} m S_V^2 = \frac{1}{2} m \left(\frac{T}{2\pi} S_{ag} \right)^2 \quad (1)$$

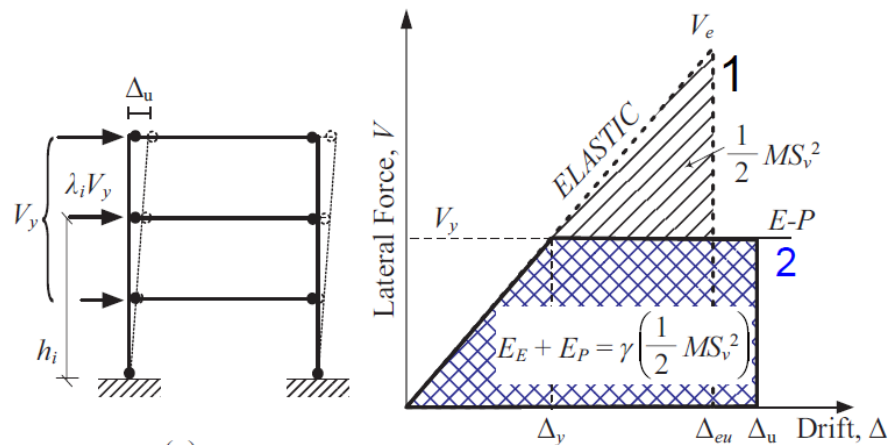
و یوسف بیک و همکاران [۵] یک مهاربند جدید مرکزگرا با سختی ثانویه صفر با استفاده از کمانش الاستیک را بررسی کردند. نتایج مطالعات نشان داد تمرکز خرابی در المان‌های قابل تعویض اتفاق می‌افتد و مهاربندها کمتر وارد ناحیه غیرخطی می‌شوند.

علاوه بر سازه‌های مهاربندی، مطالعات دیگری بر روی اتصالات فولادی که با استفاده کابل‌های پس کشیده تقویت شده‌اند، انجام پذیرفته است. در این راستا، گارلوک [۶] بر روی اتصال فولادی تیر به ستون با قابلیت بازشدگی با کابل‌های پس کشیده مطالعات قابل توجهی انجام داده است. همچنین پژوهش دیگری توسط روجاس [۷] در خصوص یک اتصال پس کشیده با میراگر اصطکاکی در بال‌های تیر برای اتلاف انرژی انجام پذیرفته است. رفتار مرکزگرایی در سازه‌های دارای دیوارهای پیش‌ساخته، برشی و مصالح بنایی نیز موضوع پژوهش تعدادی از محققین بوده است. تحقیقات انجام شده توسط زارعیان و همکاران [۸] با هدف ارزیابی آزمایشگاهی دیوارهای مرکزگرا دوگانه با میراگر اصطکاکی، مطالعه لیو و همکاران [۹] تحت عنوان "توسعه و اعتبارسنجی آزمایشگاهی سازه مرکزگرا با دیوار برشی فولادی همراه با مهاربندهای مستهلک کننده انرژی"، تحقیقات سریتاران و همکاران [۱۰] در خصوص ارائه یک روش طراحی مناسب برای دیوارهای پیش‌ساخته، مطالعه آزمایشگاهی نیو و ژانگ [۱۱] روی سازه‌های مصالح بنایی از جمله این مطالعات بوده است. نتایج حاصل از همه این تحقیقات بیانگر رفتار مطلوب سازه‌های مرکزگرا در زلزله، اتلاف انرژی مطلوب و تغییر مکان ماندگار نزدیک به صفر پس از زلزله می‌باشد.

در اکثر مطالعات گذشته، طراحی سازه‌های مرکزگرا با توجه به نیروی به دست آمده از ضوابط آیین‌نامه و ضریب رفتار از پیش تعیین شده، بدون در نظر گرفتن ابعاد و جانمایی این المان‌های سازه‌ای انجام شده است. در صورتی که نسبت دادن یک عدد ثابت به عنوان ضریب رفتار بدون توجه به جانمایی میراگرها و کابل‌ها، ارتفاع سازه، تعداد طبقات، طول دهانه و ... نمی‌تواند برآورد دقیقی از نیروهای وارد به سازه ارائه نماید. از این رو طراحی این سازه‌ها نیازمند استفاده از روش دقیق‌تر برای محاسبه نیروی وارد بر کلیه اعضا می‌باشد.

از سوی دیگر، طراحی بر اساس عملکرد (روش انرژی)، با در نظر گرفتن شکل‌پذیری و مکانیزم رفتاری مطلوب و تغییر مکان هدف از پیش تعیین شده، دارای دقت قابل قبولی در محاسبه نیروهای وارد بر سازه می‌باشد. در سال‌های اخیر تحقیقات بسیاری جهت ارزیابی طراحی به روش انرژی در سیستم‌های سازه‌ای مختلف انجام شده است. از جمله این تحقیقات می‌توان

1 Shape memory alloys braced frames (SMABFs)
2 linked column frame



شکل ۱. مفهوم طراحی سازه بر اساس انرژی [۲۶]

Fig. 1. Concept of energy based design

ضریب اصلاح انرژی γ با برابر قرار دادن سطح نمودار ۱ و ۲ بر اساس ضریب شکل‌پذیری سازه (μ_s) و ضریب کاهش شکل‌پذیری سازه (R_μ)، مطابق با رابطه ۳ به دست می‌آید.

$$\gamma = \frac{2\mu_s - 1}{R_\mu^2} \quad (3)$$

$$\mu_s = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (4)$$

در روابط فوق Δ_{max} تغییر مکان نهایی، Δ_y تغییر مکان تسلیم، μ_s ضریب شکل‌پذیری، R_μ ضریب کاهش شکل‌پذیری و γ ضریب اصلاح انرژی می‌باشد.

برای محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری روابط مختلفی ارائه شده است. در تحقیقات گذشته به روش انرژی از رابطه نیومارک-هال استفاده گردیده است، اما در این مطالعه علاوه بر رابطه نیومارک-هال چهار رابطه دیگر نیز در محاسبات به کار گرفته شده است.

در روش نیومارک-هال ضریب کاهش شکل‌پذیری با توجه به ضریب شکل‌پذیری و دوره تناوب سازه برای سیستم یک درجه آزاد الاستوپلاستیک^۱

که در آن، m کل جرم لرزه‌ای سازه، T دوره تناوب سازه، S_v سرعت طیفی، S_a شتاب طیفی و g شتاب گرانش زمین می‌باشند.

در روش طراحی بر اساس انرژی، برش پایه و نیروی اعضای سازه‌ای با برابر قرار دادن کار داخلی و کار خارجی در تغییر مکان هدف از پیش تعیین شده و با توجه به مکانیزم تسلیم مطلوب سازه محاسبه می‌شود [۲۶]. شکل ۱ به صورت شماتیک مفهوم روش انرژی را نشان می‌دهد.

با توجه به شکل ۱ مشاهده می‌شود که کل انرژی ورودی به سازه برابر با سطح زیر نمودار سازه یک درجه آزاد الاستیک (نمودار ۱) می‌باشد. در تغییر مکان هدف، سازه وارد ناحیه غیرخطی می‌شود که رفتار آن در نمودار ۲ (شکل ۱) نشان داده شده است. با برابر قرار دادن سطح نمودار ۱ و ۲ تغییر مکان سازه الاستوپلاستیک کامل محاسبه می‌گردد. یانگ و برترو در سال ۱۹۹۸ [۲۷] نشان دادند که همه انرژی ورودی به سیستم الاستوپلاستیک صرف این تغییر مکان نمی‌شود و مقداری از آن به دلیل اتلاف انرژی ناشی از چرخه‌های هیستریزیس تلف می‌گردد. از این رو انرژی ورودی به سازه مطابق با رابطه ۲ با ضرب یک ضریب اصلاح انرژی (γ) در کل انرژی ورودی اصلاح می‌گردد.

$$E_e + E_p = \frac{1}{2} \gamma m S_v^2 = \frac{1}{2} \gamma m \left(\frac{T}{2\pi} S_a g \right)^2 \quad (2)$$

جدول ۱. محاسبه ضریب کاهش شکل پذیری به روش نیومارک-هال [۲۰]

Table 1. Calculation of ductility reduction factor by Newmark-Hall method

دوره تناوب	ضریب کاهش شکل پذیری
$0 \leq T < \frac{T_1}{10}$	$R_\mu = 1$
$\frac{T_1}{10} \leq T < \frac{T_1}{4}$	$R_\mu = \sqrt{2\mu_s - 1} \left(\frac{T_1}{4T} \right)^{2.513 \log(\sqrt{2\mu_s - 1})^{-1}}$
$\frac{T_1}{4} \leq T < T'$	$R_\mu = \sqrt{2\mu_s - 1}$
$T' \leq T < T_1$	$R_\mu = \frac{T\mu_s}{T_1}$
$T_1 \leq T$	$R_\mu = \mu_s$
	که در آن $T_1 = 0.57 \text{ sec}$ و $T' = T_1 \frac{\sqrt{2\mu_s - 1}}{\mu_s}$ می باشد.

جدول ۲. ضرایب پارامترهای برازش برای ضریب کاهش شکل پذیری در روش کراوینکلر و نصار [۲۱]

Table 2. The coefficients for ductility reduction factor in Krawinkler and Nassar method

b	a	α
۰/۴۲	۱	۰
۰/۳۷	۱	۰/۰۲
۰/۲۹	۰/۸	۰/۱

مطابق جدول ۱ محاسبه می شود [۲۰].

کراوینکلر و نصار برای محاسبه R_μ از رابطه ای که برای سیستم های یک درجه آزادی بر روی زمین های صخره ای با خاک سخت توسعه دادند، استفاده کردند. آن ها نتایج مطالعات آماری را بر پایه ۱۵ نگاهت حرکت زمین در غرب آمریکا، برای زلزله هایی در محدوده بزرگی ۵/۷ تا ۷/۷ ریشتر مورد استفاده قرار دادند. رابطه کراوینکلر و نصار با فرض میرایی معادل ۵ درصد میرایی بحرانی به صورت رابطه ۵ بیان می شود [۲۱].

$$R_\mu = [c(\mu - 1) + 1]^{1/c} \quad (5)$$

مقدار C از رابطه ۶ به دست می آید:

$$c(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \quad (6)$$

در رابطه ۶ α سختی بعد از تسلیم بوده و به صورت درصدی از سختی ارتجاعی بیان می شود. a و b پارامترهای برازش (رگرسیون) هستند و از جدول ۲ به دست می آیند.

روش دیگری توسط لای و بیگز با استفاده از پاسخ ۲۰ زلزله مصنوعی برای محاسبه ضریب کاهش شکل پذیری مطابق با رابطه ۷ بیان شده است [۲۲].

$$R_\mu = \alpha + \beta (\log T) \quad (7)$$

جدول ۳. ضرایب α و β در روش لای و بیگز [۲۲]

Table 3. α and β coefficients in Lai and Biggs method

دوره تناوب		$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 5$
$0.1 \leq T < 0.5s$	α	۱/۶۷۹۱	۲/۲۲۹۶	۲/۶۵۸۷	۳/۱۱۰۷
	β	۰/۳۲۹۱	۰/۷۲۹۶	۱/۰۵۸۷	۱/۴۳۰۷
$0.5 \leq T < 0.7s$	α	۲/۰۳۳۲	۲/۷۷۲۲	۳/۳۷۰۰	۳/۸۳۳۶
	β	۱/۵۰۵۵	۲/۵۳۲۰	۳/۴۲۱۷	۳/۸۳۲۳
$0.7 \leq T < 4s$	α	۱/۸۴۰۹	۲/۴۸۲۳	۲/۹۸۵۳	۳/۴۱۸۰
	β	۰/۲۶۴۲	۰/۶۶۰۵	۰/۹۳۸۰	۱/۱۴۹۳

$$A_0 = 0.99 \mu + 0.15$$

$$B_0 = 23.69 \mu^{-0.83}$$

$$A_1 = 2.07 \ln(\mu) - 0.28 \quad (9)$$

$$B_1 = -10.55 \ln(\mu) + 5.21$$

$$R(T, \mu) = A_0(1 - \exp(-B_0 \times T))$$

$$C_{x1} = 1 + A_1 \times \alpha_1 + B_1 \times \alpha_1^2$$

$$R_\mu = R(T, \mu) \times C_{x1} \quad (10)$$

در روابط فوق K_0 سختی اولیه و α_1 ضریب شیب ثانویه می‌باشد که با توجه به رفتار در نظر گرفته برای سازه مشخص می‌گردد. به جهت مقایسه ضرایب کاهش شکل‌پذیری از روش‌های مختلف، مقادیر این ضریب به عنوان نمونه برای دو شکل‌پذیری ۲ و ۵ در سازه یک درجه آزادی با میرایی ۵ درصد و مدل الاستوپلاستیک کامل در دوره تناوب ۰ تا ۴ ثانیه محاسبه و در شکل ۲ نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل ۲ مشاهده می‌شود، ضریب کاهش شکل‌پذیری در دوره‌های تناوب پایین با شیب زیاد افزایش یافته و سپس ثابت می‌گردد.

مقدار α و β با توجه به مقدار μ و محدوده دوره تناوب T از جدول ۳ به دست می‌آید.

ریدل، هیدالگو و کروز برای محاسبه مقدار ضریب کاهش شکل‌پذیری از طیف غیر الاستیک با استفاده از چهار مجموعه رکورد زلزله برای سازه یک درجه آزادی با رفتار هیستریزیس الاستوپلاستیک با میرایی ۵ درصد بهره گرفتند. رابطه پیشنهاد شده جهت محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری به صورت رابطه ۸ می‌باشد [۲۳].

$$R_\mu = 1 + \frac{R^* - 1}{T^*} T \quad 0 \leq T < T^* \quad (8)$$

$$R_\mu = R^* \quad T^* \leq T$$

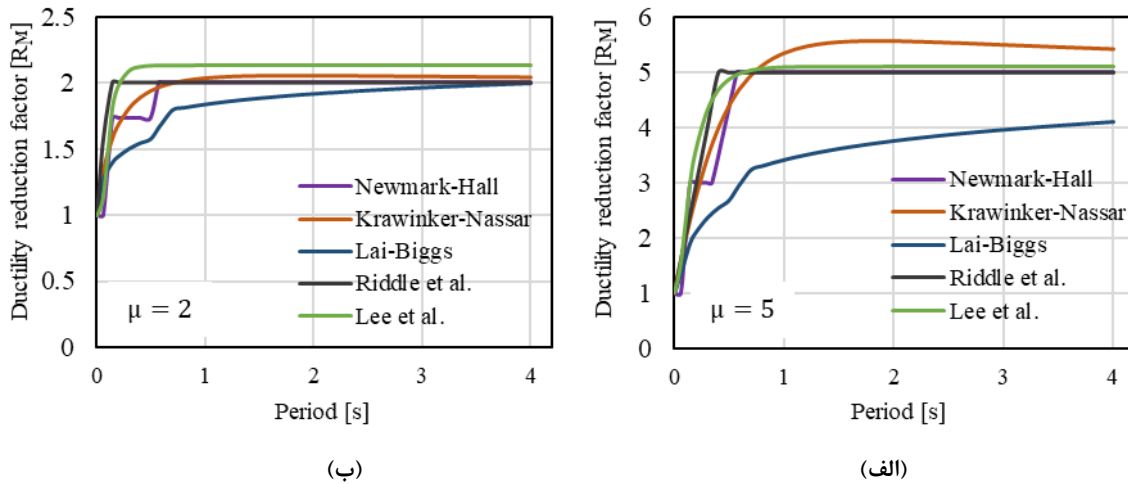
در آن R^* و T^* با توجه به جدول ۴ به دست می‌آید.

همچنین بر اساس مطالعه لی، سانگ و یانگ ضریب کاهش شکل‌پذیری سازه با رفتار دو خطی با توجه به دوره تناوب پایه سازه و ضریب شکل‌پذیری سازه با استفاده از روابط ۹ و ۱۰ محاسبه می‌گردد [۲۴].

جدول ۴. ضرایب مربوط به روش ریدل و همکاران [۲۳]

Table 4. Coefficients related to the method of Riddell et al

μ	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸
R^*	۲/۰	۳/۰	۴/۰	۵/۰	۵/۶	۶/۲	۶/۸
T^*	۰/۱	۰/۲	۰/۳	۰/۴	۰/۴	۰/۴	۰/۴



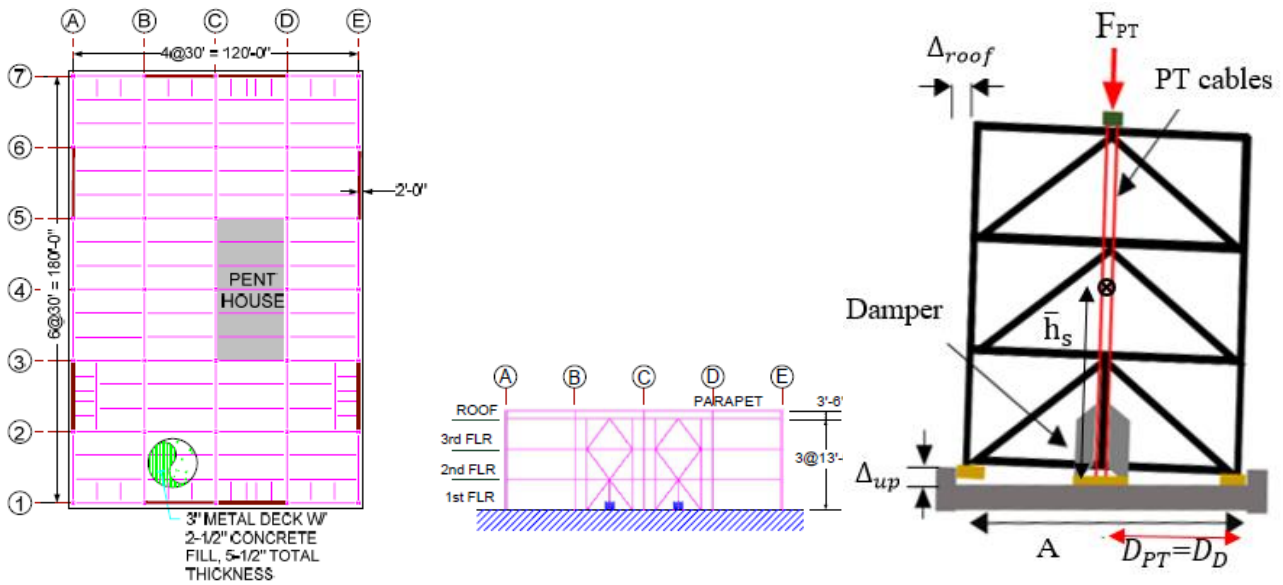
شکل ۲. ضریب کاهش شکل‌پذیری (R_μ) الف) $\mu_s = 2$ ب) $\mu_s = 5$

Fig. 2. Ductility reduction factor a) $\mu_s = 2$ b) $\mu_s = 5$

۳- پیاده‌سازی روش انرژی در سازه مرکزگرای سه طبقه آزمایش شده

در این بخش، دقت روش انرژی بر روی یک سازه سه طبقه مهاربندی مرکزگرا واقع در نزدیکی شهر لس‌آنجلس کالیفرنیا، دارای میراگر پروانه‌ای ($k_{damp} = 454/5 \text{ kN/mm}$) و کابل ($A_{pl} = 2800 \text{ mm}^2$) در وسط دهانه که قبلاً توسط گوپتا و کراوینکلر [۲۸] مطابق با آیین‌نامه ASCE 7-05 [۲۹] طراحی شده بود، ارزیابی گردید. این سازه با فرض میزان دوران متناظر با تسلیم کابل ۰/۰۲ رادیان با ضریب بازگشت‌پذیری (SC) برابر با ۱/۵ طراحی شد. سازه طراحی شده با مقیاس دو سوم تحت آزمایش میز لرزه‌ای با استفاده از دو رکورد زلزله کوبه و نورتریج توسط تکیوچی و همکاران در موسسه فناوری توکیو ارزیابی شد [۳۰]. در این مطالعه با توجه

در دوره تناوب کمتر از یک ثانیه این اختلاف روش‌ها تأثیرگذار است، ولی در دوره تناوب بیشتر، به جز روش لای-بیگز سایر روش‌ها نزدیک به هم هستند. مقدار ضریب کاهش شکل‌پذیری در روش‌های مختلف، در شکل‌پذیری پایین نزدیک به هم بوده ولی هر چه شکل‌پذیری افزایش می‌یابد این اختلاف افزایش می‌یابد. اختلاف روش لای و بیگز و کراوینکلر-نصار با افزایش شکل‌پذیری نسبت به سایر روش‌ها بیشتر می‌شود. با محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری از روش‌های مختلف، ضریب اصلاح انرژی مطابق با رابطه ۳ محاسبه می‌گردد. سپس با محاسبه انرژی اصلاح شده ورودی (کار خارجی) مطابق با رابطه ۲ و با برابر قرار دادن با کار داخلی (مجموع کار اعضای داخلی) با توجه به تغییر شکل المان‌ها، نیروی داخلی المان‌های سازه‌ای به دست می‌آید.



شکل ۳. مشخصات سازه مورد مطالعه [۲۸]

Fig. 3. Specifications of the studied structure

المان‌ها و جرم لرزه‌ای، سختی و دوره تناوب سازه مانند سازه یک درجه آزادی، بر اساس روابط ۱۱ و ۱۲ محاسبه می‌شود.

$$K_S = K_{PT} \frac{D_{PT}^2}{h_s^2} + K_D \frac{D_D^2}{h_s^2} \quad (11)$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m_s}{K_S}} \quad (12)$$

که در آن K_S سختی بعد از بلند شدگی سازه، K_{PT} سختی کابل، D_{PT} فاصله کابل تا نقطه دوران، h_s ارتفاع مرکز جرم سازه، K_D سختی میراگر، D_D فاصله میراگر تا نقطه دوران، T دوره تناوب و m_s جرم سازه می‌باشد. شتاب طیفی برای سطح خطر زلزله طرح نیز مطابق با آیین‌نامه ASCE 7-05 و بر اساس دوره تناوب سازه محاسبه گردید. با توجه به رابطه ۱۲ دوره تناوب سازه برابر با $T = 0.66$ s و شتاب طیفی برابر با $S_a = 0.74$ محاسبه شد [۲۹].

مرحله ۲: انتخاب مکانیزم تسلیم و تغییر مکان هدف

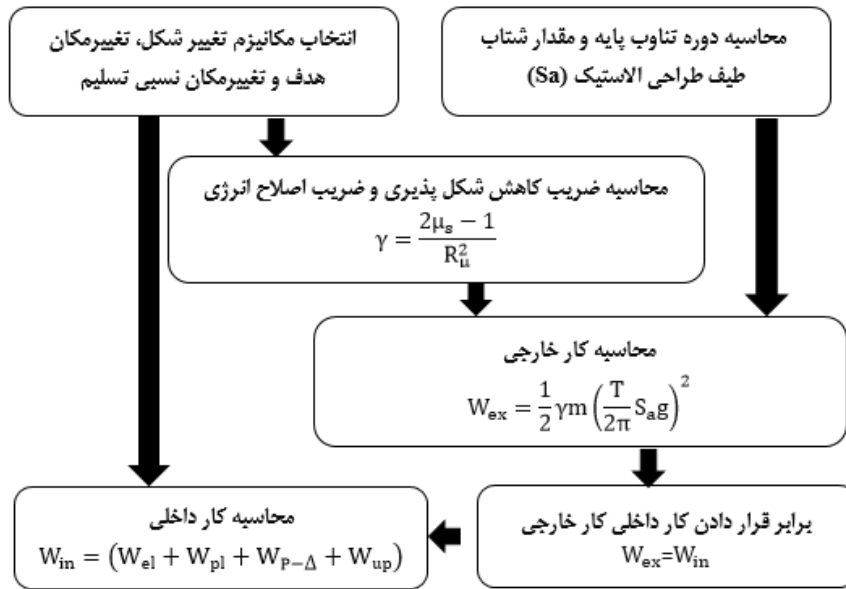
به مشخصات سازه، دوران قاب به روش انرژی و با استفاده از پنج رابطه متداول برای محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری، در مقیاس‌های مختلف زلزله محاسبه شد و با نتایج حاصل از آزمایش مقایسه گردید. میزان نزدیکی نتایج حاصل از روش انرژی به نتایج آزمایشگاهی، دقت رابطه محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری در روش انرژی برای محاسبه دوران نهایی سازه مرکزگرا را نشان می‌دهد.

تصویر شماتیک پلان و مقطع سازه ۳ طبقه مورد مطالعه در شکل ۳ نشان داده شده است.

با توجه به نتایج حاصل از طراحی این سازه و مشخص بودن ابعاد قاب مهاربندی و مشخصات کابل و میراگر، مقدار دوران نهایی سازه با روش انرژی و مطابق با روند شکل ۴ محاسبه می‌گردد.

شکل ۴ روند مرحله‌ای ارزیابی سازه مرکزگرا به روش انرژی را نشان می‌دهد که در ادامه مطابق با آن سازه مورد مطالعه بررسی شده است.

مرحله ۱: محاسبه دوره تناوب سازه T و شتاب طیفی S_a بعد از ایجاد بلند شدگی در سازه، نیروی کششی و برشی در کابل و میراگر ایجاد می‌شود. از این رو سختی سازه بعد از بلند شدگی به سختی و جانمایی المان‌های کابل و میراگر وابسته است. با مشخص بودن مقدار این



شکل ۴. روند ارزیابی سازه مرکزگرا به روش انرژی

Fig. 4. The process of evaluating self-centring structures by energy method

گام ۳: محاسبه ضریب کاهش شکل پذیری R_{μ} و ضریب اصلاح انرژی γ ضریب کاهش شکل پذیری (R_{μ}) با استفاده از پنج روش بیان شده برای سازه سه طبقه آزمایشگاهی محاسبه گردیده و نتایج در شکل ۵ نشان داده شده است. با توجه به شکل ۵ مشاهده می شود که ضریب کاهش شکل پذیری با افزایش شکل پذیری در یک دوره تناوب مشخص ($T = 0.66$ s) با یک شیب تقریباً ثابت افزایش می یابد. در بین روش ها محاسبه R_{μ} ، روش لای-بیگز روند افزایشی کندتری دارد. R_{μ} ها در شکل پذیری پایین نزدیک به هم بوده ولی هر چه شکل پذیری افزایش می یابد، اختلاف در محاسبه ضریب کاهش شکل پذیری نیز بیشتر می شود. با محاسبه ضریب کاهش شکل پذیری، بر اساس رابطه ۵، ضریب اصلاح انرژی محاسبه می شود که مقادیر آن در شکل ۶ نشان داده شده است.

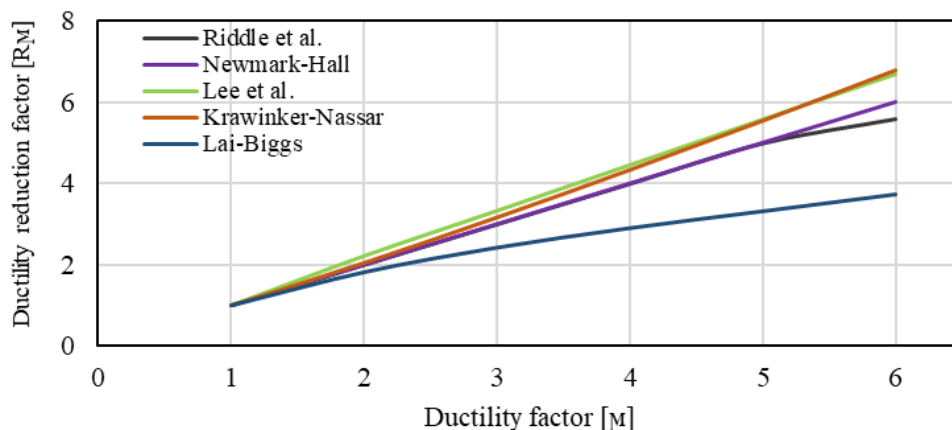
همان طور که در شکل ۶ مشاهده می شود، اختلاف در محاسبه ضریب کاهش شکل پذیری سبب شده است که ضرایب اصلاح انرژی نیز در روش های مختلف مخصوصاً در شکل پذیری های بالا بیشتر شود. شیب کندتر روش لای-بیگز نسبت به سایر روش ها سبب شده است که در

همان طور که در شکل ۳ مشاهده می شود، مکانیزم مطلوب سازه مهاربندی مرکزگرا، امکان بلند شدگی قاب مهاربندی و دوران حول نقاط پایه ستون کناری است که مانند رفتار یک سازه یک درجه آزادی در نظر گرفته می شود. در این مکانیزم، کابل ها با توجه به جانمایی و نیروی کششی ایجاد شده در آنها، وظیفه بازگرداندن سازه به جایگاه اولیه را دارند که به همین دلیل نباید رفتار غیرخطی داشته باشند. همچنین در این مکانیزم، میراگرها اجازه ورود به ناحیه غیرخطی را دارند تا بتوانند انرژی زلزله را مستهلک نمایند. در این حالت تغییر مکان تسلیم سازه، متناظر با نقطه تسلیم میراگر بوده که از رابطه ۱۳ محاسبه می گردد.

$$\theta_{y,s} = \frac{\Delta y_{y,D}}{D_D} \quad (13)$$

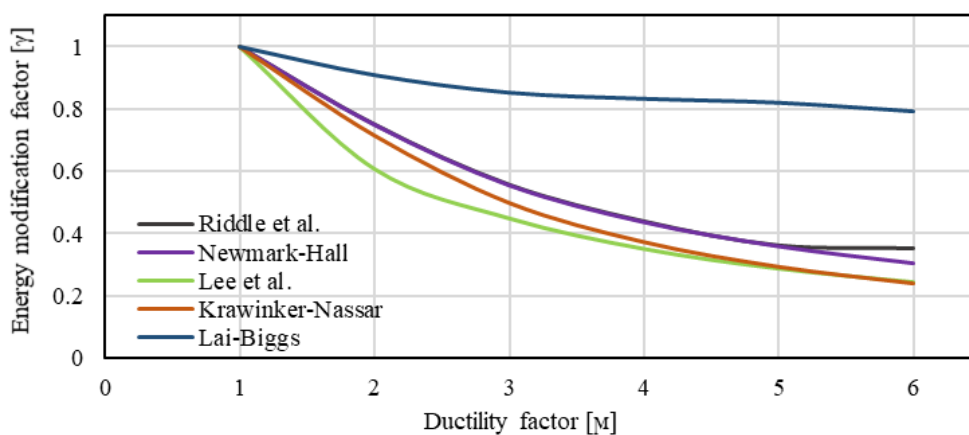
که در آن $\theta_{y,s}$ دوران سازه متناظر با تسلیم میراگر و $\Delta y_{y,D}$ تغییر مکان تسلیم میراگر می باشد.

در این مطالعه، تغییر مکان نهایی به عنوان مجهول در نظر گرفته شده است و در انتها، محاسبه و با نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی مقایسه می گردد.



شکل ۵. مقدار ضریب کاهش شکل پذیری سازه مورد مطالعه

Fig. 5. The amount of ductility reduction factor of the studied structure



شکل ۶. ضریب اصلاح انرژی برای سازه مورد مطالعه

Fig. 6. Energy modification factor for the studied structure

جدول ۵ مقدار انرژی خالص ورودی مطابق با رابطه ۱ برای سازه سه طبقه آزمایشگاهی را نشان می‌دهد.

با محاسبه ضریب اصلاح انرژی به دست آمده از روش‌های بیان شده، مقدار انرژی اصلاح شده (کار خارجی) برای سه سطح زلزله مطابق با رابطه ۲ در شکل ۷ نشان داده شده است.

شکل ۷ به وضوح اختلاف نتایج محاسبات روش‌های مختلف در برآورد کار خارجی را نشان می‌دهد. از آنجایی که در شکل پذیری پایین (در سطح زلزله سرویس) جایی که سازه کمتر غیرخطی شده، برآورد ضریب اصلاح انرژی نزدیک به هم می‌باشد، اختلاف مقدار کار خارجی محاسبه شده کمتر

شکل‌پذیری‌های بالا، این روش برآورد بیشتری از ضریب اصلاح انرژی نسبت به سایر روش‌ها داشته باشد.

گام ۴: محاسبه کار خارجی (انرژی اصلاح شده ورودی)

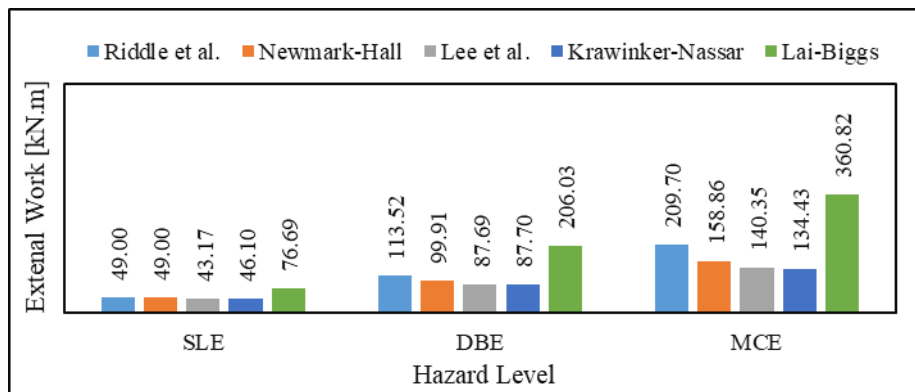
کار خارجی مطابق با رابطه ۲، از ضرب انرژی کل ورودی (E_i) در ضرایب اصلاح انرژی سه سطح زلزله (زلزله سرویس^۱، زلزله طرح^۲، بیشترین زلزله حد انتظار^۳) مطابق با آیین‌نامه ASCE 7-05 محاسبه می‌گردد.

- | | |
|---|-----|
| 1 | SLE |
| 2 | DBE |
| 3 | MCE |

جدول ۵. انرژی خالص ورودی در سه سطح خطر زلزله برای سازه سه طبقه

Table 5. Input energy at three hazard levels of earthquake for 3 story structures

سطوح زلزله	SLE	DBE	MCE
Sa	۰/۳۷	۰/۷۴	۱۱/۱
انرژی خالص ورودی ($kN.m$)	۹۲/۹	۳۲۱/۴	۳۶/۷۲۸



شکل ۷. کار خارجی سازه مورد مطالعه در سه سطح خطر زلزله برای سازه سه طبقه آزمایشگاهی

Fig. 7. External work of the studied structure at three hazard levels of earthquake

رفتار میراگر به صورت دو خطی با ضریب سختی ثانویه ۰/۰۴ مطابق با نتایج آزمایش در محاسبات در نظر گرفته شده است [۳۱]. کار میراگر با توجه به دوران سازه و میزان ورود به ناحیه غیرخطی، با محاسبه مساحت زیر منحنی نیرو-تغییر مکان مطابق با رابطه ۱۵ به دست می‌آید.

$$W_D = \left[\frac{K_D D_D^2 \theta_s^2}{2} \right] \quad \theta_s \leq \theta_{y,s}$$

$$\theta_s > \theta_{y,s}$$

$$W_D = \left[\frac{K_D D_D^2 \theta_{y,s}^2}{2} \right] + \left[\frac{\alpha_1 K_D (\theta_s - \theta_{y,s}) D_D}{2} + K_D D_D \theta_{y,s} \right] (\theta_s - \theta_{y,s}) D_D \quad (15)$$

است. اما هر چه شکل‌پذیری بیشتر می‌شود، به دلیل اینکه اختلاف در محاسبه ضریب اصلاح انرژی بیشتر می‌گردد، این اختلاف بیشتر نمود پیدا می‌کند. با توجه به شکل ۷ مشاهده می‌شود که اختلاف روش لای-بیگز از سایر روش‌ها بیشتر است.

گام ۵: محاسبه کار داخلی

کار داخلی سازه از جمع کار المان‌های باربر جانبی (میراگر و کابل)، کار لنگر وزن ناشی از اثر $P-\Delta$ در قاب‌های مفصلی کناری که قابلیت بلند شدگی ندارند و همچنین کار ناشی از اثر لنگر مقاوم ناشی از وزن روی قاب مهاربندی به دست می‌آید. کابل دارای پیش‌تنیدگی اولیه می‌باشد و با بلند شدن سازه، نیروی کششی ناشی از کرنش ثانویه به آن اضافه می‌گردد. کار کابل مطابق با رابطه ۱۴ محاسبه می‌گردد.

$$W_{PT} = (F_{PT0} D_{PT} \theta_s) + \frac{E_{PT} A_{PT} D \theta_s^2}{2 L_{PT}} \quad (14)$$

مفصلی به دلیل اثر $P-\Delta$ و W_{up} کار وزن قاب مهاربندی، F_D نیروی میراگر در دوران نهایی، F_{PT} نیروی کابل در دوران نهایی می‌باشد.

گام ۶: برابر قرار دادن کار داخلی و کار خارجی

با برابر قرار دادن کار خارجی و کار داخلی، دوران نهایی سازه (θ_s) که در گام اول به عنوان مجهول در نظر گرفته شده بود، از روش‌های مختلف در برآورد ضریب کاهش شکل‌پذیری به دست آمد. مقادیر محاسبه شده با نتایج آزمایشگاهی سازه تحت دو رکورد نورتربج (۱۹۹۴) و کوبه (۱۹۹۵) در مقیاس‌های مختلف، در شکل ۸ نشان داده شده است.

همان‌طور که در شکل ۸ مشاهده می‌شود، در شکل‌پذیری پایین، به دلیل تأثیر کمتر ضریب اصلاح انرژی در معادله برابری کار داخلی و کار خارجی، نتایج بسیار دقیق است. ولی با افزایش شکل‌پذیری، دقت محاسبه ضریب اصلاح انرژی اهمیت پیدا می‌کند. در بین روش‌های ارائه شده، روش لای-بیگز در این سازه به نتایج آزمایشگاهی نزدیک‌تر می‌باشد. حال آن که در روش انرژی در تحقیقات گذشته از روش نیومارک-هال استفاده شده است که نسبت به روش لای-بیگز دقت کمتری دارد.

۴- بررسی تأثیر ارتفاع سازه بر دقت روابط مختلف کاهش شکل‌پذیری

در بخش سوم، نتایج محاسبات با روش انرژی با نتایج آزمایشگاهی یک سازه ۳ طبقه مهاربندی مرکزگرا مقایسه شد. در این بخش به منظور تعیین اثر ارتفاع، سه سازه ۳، ۶ و ۹ طبقه با مشخصات مشابه سازه آزمایشگاهی در نظر گرفته شد و با دوران 0.15 رادیان متناظر با تسلیم کابل، مطابق با آیین‌نامه ASCE 7-05 [۲۹] و با ضریب رفتار ۸ طراحی شدند. با توجه به توزیع برش در ارتفاع و ایجاد لنگر محرک، مشخصات کابل و میراگر به نحوی تعیین گردید که لنگر مقاوم آن‌ها با لنگر محرک برابر گردد. نتایج حاصل از محاسبات سازه ۳ طبقه آزمایشگاهی و سه سازه دیگر در جدول ۶ ارائه شده است.

برای تحلیل سازه‌های طراحی شده از نرم‌افزار Perform 3D [۳۲] استفاده شده است. از این رو برای بررسی صحت مدل‌سازی در نرم‌افزار، ابتدا سازه آزمایشگاهی ۳ طبقه در این نرم‌افزار مدل و تحت رکورد زلزله کوبه تحلیل گردید. برای صحت‌سنجی، میزان بلند شدگی، تغییر مکان نسبی بام و رفتار میراگر حاصل از تحلیل و آزمایش با هم مقایسه شدند. شکل ۹ نتایج صحت‌سنجی مدل‌سازی سازه ۳ طبقه را نشان می‌دهد.

همان‌طور که در شکل ۹ مشاهده می‌شود، نتایج حاصل از تحلیل سازه ۳ طبقه در نرم‌افزار و نتایج آزمایش تطابق قابل قبولی با هم دارند که نشان

وزن قاب‌های مفصلی کناری تحت اثر $P-\Delta$ لنگر محرکی ایجاد می‌کنند که با توجه به دوران سازه متغیر است. کار ناشی از این لنگر (رابطه ۱۶) چون به صورت محرک است و سبب ناپایدار شدن سازه می‌گردد از کار اعضای داخلی کم می‌شود.

$$W_{P-\Delta} = \frac{1}{2} M_{P-\Delta} \theta_s = -\frac{1}{2} (W_s - W_{sc}) h_s \theta_s^2 \quad (16)$$

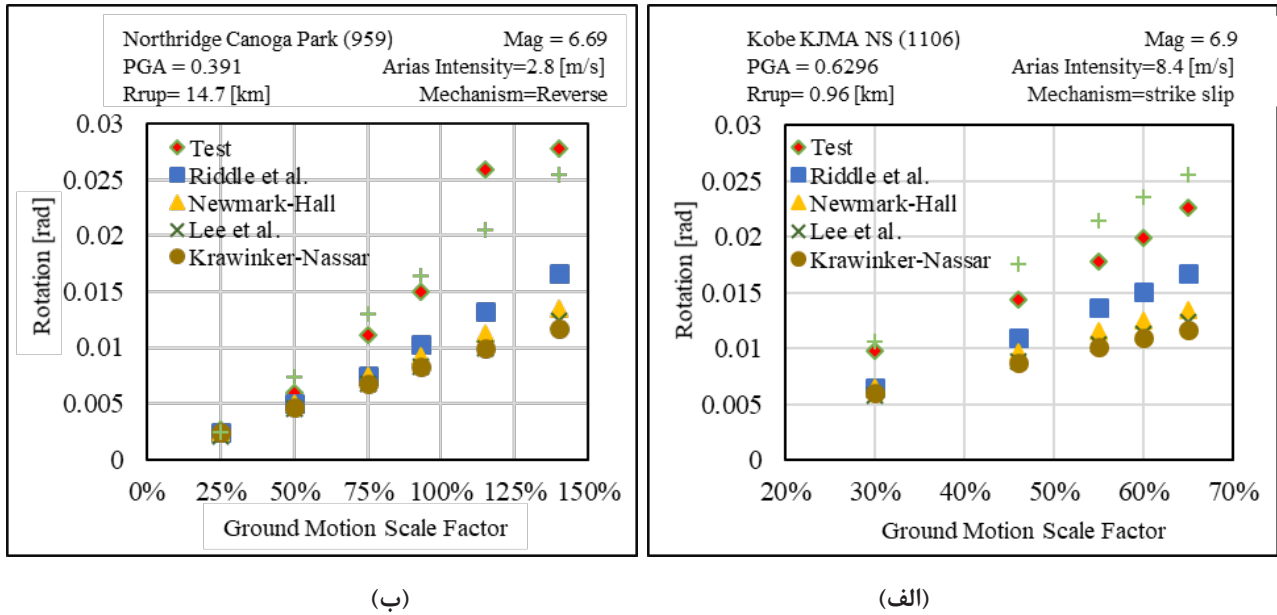
زمانی که قاب مهاربندی حول یک ستون از زمین بلند می‌شود، وزن روی قاب تا دوران $\theta_s = \frac{A}{2h_{sc}}$ یک لنگر مقاوم ایجاد می‌کند. بعد از آن مانند یک نیروی خارجی سبب ایجاد لنگر محرک می‌شود. کار ناشی از این لنگر مطابق با رابطه ۱۷ محاسبه می‌گردد.

$$W_{up} = \frac{w_{sc} \theta_s}{2} \left(\frac{A}{2} - h_{sc} \theta_s \right) \quad (17)$$

اگر کار داخلی سازه در دوران متناظر با تسلیم کابل، از کار خارجی بیشتر باشد، کابل غیرخطی نشده و توانایی بازگرداندن سازه به وضعیت اولیه را دارد، در غیر این صورت برای بازگشت‌پذیری سازه، ضریب بازگشت‌پذیری (SC) که از تقسیم لنگر بازگرداننده سازه به وضعیت اولیه (شامل لنگرهای کابل، وزن روی مهاربند و اثر منفی $P-\Delta$) به لنگر مقاوم در برابر بازگشت‌پذیری (لنگر میراگر در حالت تسلیم) به دست می‌آید، در دوران هدف باید بیشتر از ۱ گردد.

$$SC = \frac{F_{PT} D_{PT} + w_{sc} \left(\frac{A}{2} - h_{sc} \theta_s \right) - M_{P-\Delta}}{F_D \bar{D}_D} > 1 \quad (18)$$

در روابط فوق، F_{PT0} نیروی پیش‌تنیدگی اولیه کابل، D_{PT} فاصله کابل از محور دوران، A_{PT} مساحت کابل، E_{PT} مدول الاستیسیته کابل، L_{PT} طول کابل، $\theta_{y,s}$ دوران تسلیم سازه، θ_s دوران نهایی سازه، K_D سختی میراگر، D_D فاصله میراگر از محور دوران، α_1 ضریب سختی ثانویه میراگر، W_s وزن سازه، h_s ارتفاع مرکز جرم سازه، w_{sc} وزن روی قاب مهاربندی، A طول دهانه قاب مهاربندی، h_{sc} ارتفاع مرکز جرم قاب مهاربندی، W_{PT} کار کابل، W_D کار میراگر، $M_{P-\Delta}$ لنگر و $W_{P-\Delta}$ کار ناشی از وزن قاب



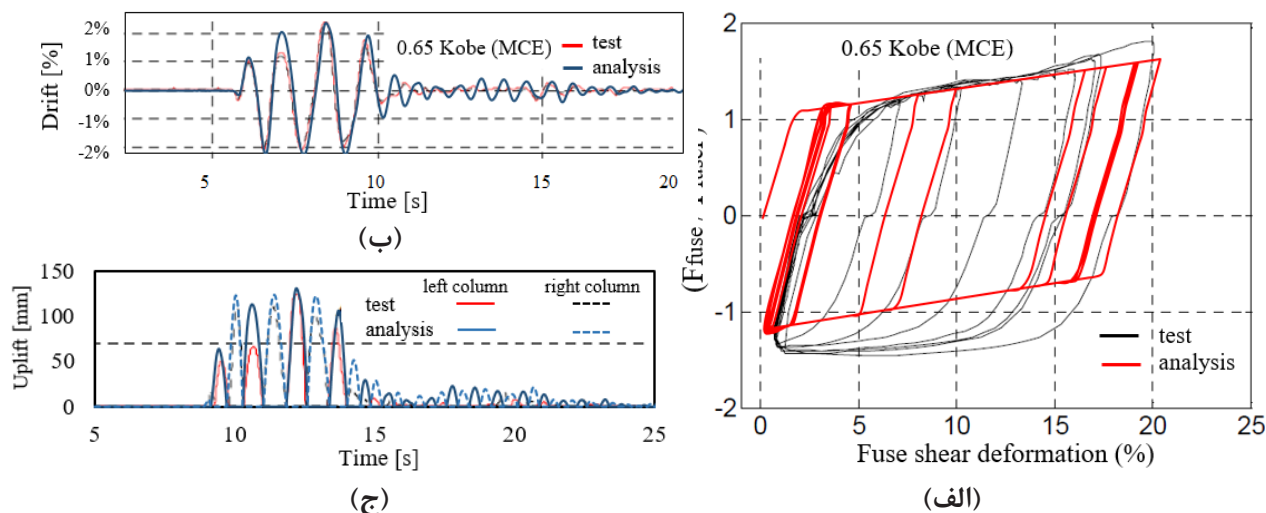
شکل ۸. مقایسه دوران محاسبه شده از روش انرژی و نتایج آزمایشگاهی (الف) رکورد زلزله کوبه (ب) رکورد زلزله نورتریج

Fig. 8. Comparison of structural rotation calculated from energy method and test a) Kobe earthquake b) Northridge earthquake

جدول ۶. نتایج حاصل از طراحی سازه‌های مورد مطالعه

Table 6. Design results of the studied structures

سازه ۹ طبقه (مطالعه تحلیلی)	سازه ۶ طبقه (مطالعه تحلیلی)	سازه ۳ طبقه (مطالعه تحلیلی)	سازه ۳ طبقه (مطالعه آزمایشگاهی)	نتایج طراحی
۰/۰۱۵	۰/۰۱۵	۰/۰۱۵	۰/۰۲	دوران متناظر با تسلیم کابل (رادیان)
۸۹۶۰	۵۳۲۰	۲۱۰۰	۲۸۰۰	مساحت کابل (mm ²)
۴۸۹۹۴	۴۳۶۳۵	۳۴۴۴۹	۴۵۹۳۲	سختی کابل (N/mm)
۱۵۷۲۶۰۶	۸۴۱۵۵۶	۲۲۹۵۱۵	۴۵۴۵۰۰	سختی میراگر (N/mm)



شکل ۹. صحت سنجی مدل سازی در نرم افزار Perform 3D و مقایسه نتایج تحلیل و آزمایش (الف) رفتار میراگر (ب) تغییر مکان نسبی بام (ج) بلندشدگی ستون

Fig. 9. Modelling validation in Perform 3D software and comparison of analysis and test results a) Damper behaviour b) Roof drift c) Column uplift response

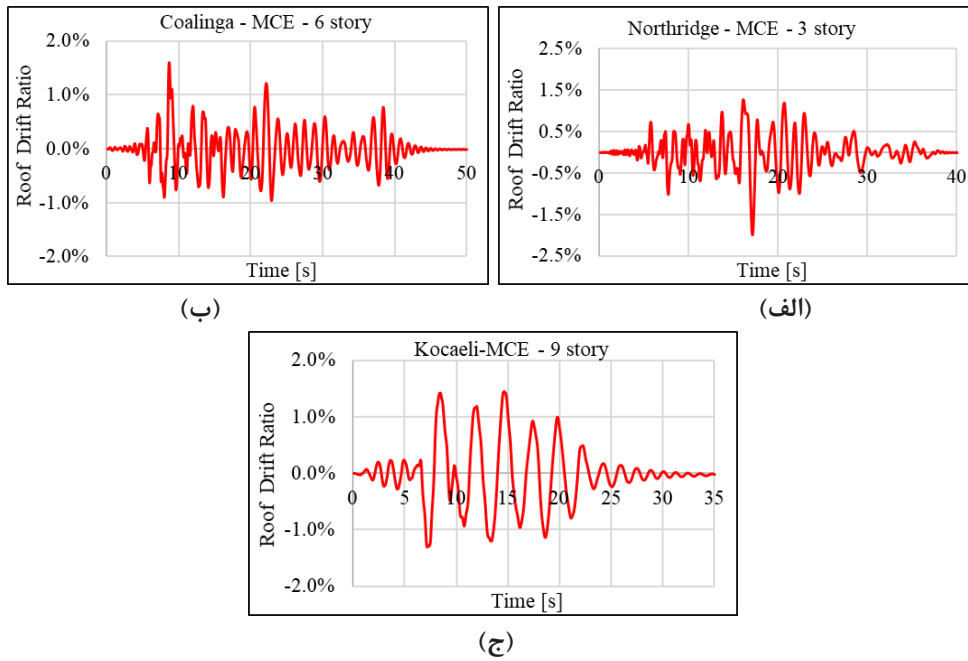
سازه‌ها، میزان دوران سازه‌ها به روش انرژی مطابق با روند شکل ۴ محاسبه و با میانگین نتایج حاصل تحلیل سازه‌ها و زلزله‌های منتخب مقایسه شد. همان‌طور که در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود، در همه سازه‌ها دوران محاسبه شده به روش لای-بیگز از متوسط بیشترین دوران حاصل از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی یازده رکورد انتخابی بیشتر بوده است. ولی استفاده از سایر روابط در تحلیل به روش انرژی، دوران کمتری را محاسبه نموده است. همچنین در شکل ۱۱ مشاهده می‌گردد که متوسط دوران محاسبه شده به روش انرژی با استفاده از پنج رابطه از میزان دوران حاصل از تحلیل کمتر می‌باشد که نشان دهنده آن است که تحلیل به روش انرژی با استفاده از سایر روابط برخلاف رابطه لای-بیگز، سازه را قوی‌تر از مقدار واقعی در نظر می‌گیرد.

جدول ۷ دقت محاسبات به روش انرژی با استفاده از روابط پیشنهادی برای سازه‌های مورد مطالعه را نشان می‌دهد. در سازه آزمایشگاهی، روش لای و بیگز با دقت بیشتر از ۸۹ درصد در سطح زلزله MCE نسبت به سایر روش‌ها دقیق‌تر است. در سایر سازه‌ها نیز مشاهده می‌شود دقت روش لای و بیگز بیشتر از ۸۰ درصد است. متوسط روش‌ها دقت ۷۱ درصد در زلزله کوبه

دهنده صحت مدل سازی می‌باشد. بر این اساس، سه سازه با ارتفاع ۳، ۶ و ۹ طبقه مطابق با جزئیات طراحی مندرج در جدول ۶ در نرم‌افزار Perform 3D تحت تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی قرار گرفتند. نتایج حاصل از تحلیل یازده رکورد زلزله حوزه دور مقیاس شده به طیف آیین‌نامه، استخراج و میانگین بیشترین تغییر مکان نسبی مجموعه رکوردها محاسبه گردید. سه زلزله که نزدیک‌ترین پاسخ را به میانگین پاسخ مجموعه رکوردها داشتند انتخاب و پاسخ آن‌ها بررسی شد. رکوردهای منتخب، در سازه ۳ طبقه؛ رکورد زلزله نورتریج^۱، در سازه ۶ طبقه؛ رکورد زلزله کوالینگا^۲ و در سازه ۹ طبقه؛ رکورد زلزله کواکالی^۳ می‌باشند. در شکل ۱۰ میزان تغییر مکان نسبی بام سازه‌ها حاصل از رکوردهای منتخب نشان داده شده است.

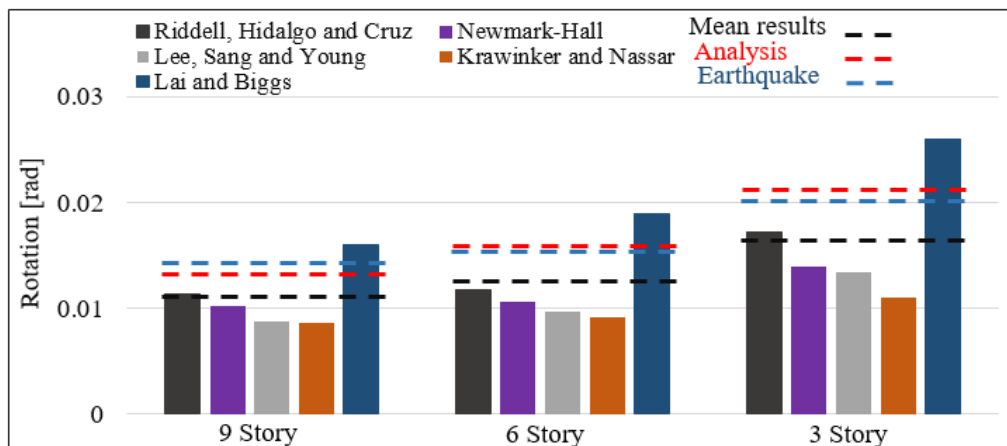
همان‌طور که در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود، با افزایش ارتفاع سازه، میزان تغییر مکان نسبی سازه کاهش می‌یابد. دلیل این امر اختصاص دادن ضریب رفتار ثابت به همه سازه‌ها در روش نیرویی می‌باشد که سبب شده با افزایش ارتفاع، سازه قوی‌تر طراحی شود. پس از طراحی و تحلیل نرم‌افزاری

- 1 Northridge
- 2 Coalinga
- 3 Kocaeli



شکل ۱۰. نمودار تحلیلی تاریخچه زمانی تغییر مکان نسبی بام برای سه زلزله منتخب با پاسخ نزدیک به میانگین پاسخ مجموعه رکوردها. الف) سازه ۳ طبقه تحت زلزله نورتریج ب) سازه ۶ طبقه تحت زلزله کوالینکا ج) سازه ۹ طبقه تحت زلزله کواکالی

Fig. 10. Time history curve of roof drift for three selected earthquakes with a response close to the average response of records. a) 3-storey structure under Northridge earthquake b) 6-storey structure under Coalinga earthquake c) 9-storey structure under Kocaeli earthquake



شکل ۱۱. مقایسه دوران محاسبه شده از روش انرژی و نتایج تحلیل تاریخچه زمانی در نرم افزار Perform 3D

Fig. 11. Comparison of structural rotation calculated from energy method and time history analysis results in Perform 3D software

جدول ۷. دقت محاسبات به روش انرژی نسبت به نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی در سطح خطر MCE

Table 7. Accuracy of energy calculations compared to test and analytical results at MCE hazard level

روش‌های محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری	سازه ۳ طبقه آزمایشگاهی		سازه ۹ طبقه تحلیلی	سازه ۶ طبقه تحلیلی	سازه ۳ طبقه تحلیلی
	زلزله نورتریج	زلزله کوبه			
ریدل و همکاران	۶۰٪	۷۴٪	۸۶٪	۸۱٪	۸۰٪
نیومارک-هال	۴۹٪	۵۹٪	۷۸٪	۶۷٪	۶۷٪
لی و همکاران	۴۵٪	۵۵٪	۶۸٪	۶۴٪	۶۴٪
کراوینکلر-نصار	۴۲٪	۵۲٪	۶۶٪	۵۷٪	۵۲٪
لای-بیگز	۹۲٪	۸۹٪	۸۴٪	۸۴٪	۸۱٪
متوسط روش‌ها	۶۱٪	۷۱٪	۸۳٪	۷۸٪	۷۶٪

۵- نتیجه‌گیری

در این مطالعه به منظور برآورد دقت روش انرژی در پاسخ سازه مهبانندی مرکزگرا، میزان دوران نهایی آن با روش انرژی محاسبه و با نتایج آزمایشگاهی یک سازه ۳ طبقه تحت دو رکورد زلزله کوبه و متوسط نتایج تحلیلی سه سازه ۳، ۶، ۹ طبقه تحت ۱۱ رکورد زلزله حوزه دور مقایسه گردید. همچنین در این ارزیابی به منظور محاسبه ضریب اصلاح انرژی، از پنج روش مرسوم برای محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری استفاده شد. نتایج حاصل از این مطالعه را می‌توان به صورت زیر خلاصه نمود:

- روش انرژی با در نظر گرفتن مکانیزم تغییر شکل سازه می‌تواند به عنوان یک روش ساده و سریع محاسباتی، برآورد قابل قبولی از پاسخ سازه ارائه نماید.
- محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری در همه روش‌ها در شکل‌پذیری پایین نزدیک به هم می‌باشد ولی با افزایش شکل‌پذیری این اختلاف بیشتر می‌گردد. در بین روش‌های بررسی شده روش لای-بیگز به دلیل استفاده از رکوردهای مصنوعی اصلاح شده که طیف آن‌ها به طیف طراحی نزدیک است، دارای دقت بالای ۸۰ درصد می‌باشد.
- بر اساس نتایج به دست آمده، با افزایش ارتفاع دوران نهایی سازه کاهش می‌یابد و همچنین دقت سایر روش‌ها به دلیل کاهش شکل‌پذیری افزایش می‌یابد.

و ۶۱ درصد در زلزله نورتریج در سازه آزمایشگاهی و دقت بیشتر از ۷۵ درصد در سازه‌های تحلیلی دارد. همچنین در سازه‌های تحلیلی، دقت روش ریدل و همکاران نیز بیشتر از ۸۰ درصد است که قابل قبول می‌باشد.

در محاسبات به روش انرژی، در مراحل مختلف مشاهده شد که روش لای-بیگز نسبت به سایر روش‌ها نتایج متفاوتی ارائه می‌دهد. این اختلاف مربوط به محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری می‌باشد. در محاسبه ضریب کاهش شکل‌پذیری، انتخاب زلزله، انتخاب سازه، چرخه هیستریزس و دوره تناوب حائز اهمیت است و هر کدام از این موارد می‌تواند نتایج محاسبات را تغییر دهد. مهم‌ترین دلیل اختلاف روش لای-بیگز با سایر روش‌ها، در انتخاب زلزله برای محاسبات می‌باشد. در مطالعه لای-بیگز برخلاف سایر روش‌ها از تعداد بیشتری رکورد مصنوعی اصلاح شده که طیف آن‌ها به طیف طرح نزدیک بود، بهره گرفته است. در صورتی که سایر روش‌ها از رکوردهای واقعی زلزله استفاده کرده‌اند. این موضوع مهم‌ترین دلیل اختلاف روش لای-بیگز در مقایسه با سایر روش‌ها می‌باشد.

نتایج مطالعات نشان داد، تحلیل سازه مرکزگرا به روش انرژی و بدون هیچ‌گونه مدل‌سازی کامپیوتری، می‌تواند تخمینی سریع و قابل قبول از پاسخ سازه‌ها ارائه نماید. استفاده از روش انرژی برای تحلیل سازه می‌تواند زمان و تلاش محاسباتی را کاهش دهد و دقتی بالای ۸۰ درصد ارائه نماید. از این رو می‌توان از آن به عنوان یک روش تحلیلی سریع نام برد.

- and design of precast concrete jointed wall systems, (2007).
- [11] L. Niu, W. Zhang, Experimental Study on a Self-Centering Earthquake-Resistant Masonry Pier with a Structural Concrete Column, *Advances in Materials Science and Engineering*, 2017 (2017).
- [12] S.-H. Chao, S.C. Goel, ASEISMIC DESIGN METHOD FOR STEEL CONCENTRIC BRACED FRAMES FOR ENHANCED PERFORMANCE, (2006).
- [13] M. Ghamari, M. Shoostari, Application of Performance-Based Plastic Design (PBD) method for 3D steel structures, *Engineering Structures*, 199 (2019) 109649.
- [14] A. Rouhi, H. Hamidi, Development of Performance Based Plastic Design of EBF Steel Structures Subjected to Forward Directivity Effect, *International Journal of Steel Structures*, 21(3) (2021) 1092-1107.
- [15] E. Junda, S. Leelataviwat, P. Doung, Cyclic testing and performance evaluation of buckling-restrained knee-braced frames, *Journal of Constructional Steel Research*, 148 (2018) 154-164.
- [16] C. Qiu, X. Zhao, Y. Zhang, H. Hou, Robustness of performance-based plastic design method for SMABFs, *International Journal of Steel Structures*, 19(3) (2019) 787-805.
- [17] G. Abdollahzadeh, H. Kuchakzadeh, A. Mirzagoltabar, Performance-based plastic design of moment frame-steel plate shear wall as a dual system, *Civil Engineering Infrastructures Journal*, 50(1) (2017) 21-34.
- [18] S. Shoeibi, M.A. Kafi, M. Gholhaki, Performance-Based Seismic Design and Parametric Assessment of Linked Column Frame System, *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 62(3) (2018) 555-569.
- [19] A. Karamodin, A. Zanganeh, Seismic design and performance of dual moment and eccentrically braced frame system using PBD method, *Latin American Journal of Solids and Structures*, 14 (2017) 441-463.
- [20] N.M. Newmark, W.J. Hall, *Earthquake Spectra and Design*, Earthquake Engineering Research Institute, 1982.
- [1] D. Roke, R. Sause, J.M. Ricles, C.-Y. Seo, K.-S. Lee, Self-centering seismic-resistant steel concentrically-braced frames, in: *Proceedings of the 8th US National Conference on Earthquake Engineering*, EERI, San Francisco, April, 2006, pp. 18-22.
- [2] M. Eatherton, G. Deierlein, X. Ma, H. Krawinkler, J. Hajjar, Towards a performance-based design framework for self-centering rocking braced-frame spine systems, in: *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, 2012.
- [3] N. Rahgozar, M. Pouraminian, N. Rahgozar, Reliability-based seismic assessment of controlled rocking steel cores, *Journal of Building Engineering*, 44 (2021) 102623.
- [4] Y. Qing, C.-L. Wang, Z. Zhou, B. Zeng, Seismic responses of multistory buildings with self-centering buckling-restrained braces: Influence of the pretension force, *Engineering Structures*, 238 (2021) 112249.
- [5] S.M.M. Yousef-beik, S. Veismoradi, P. Zarnani, P. Quenneville, A new self-centering brace with zero secondary stiffness using elastic buckling, *Journal of Constructional Steel Research*, 169 (2020) 106035.
- [6] M.E.M. Garlock, *Design, analysis, and experimental behavior of seismic resistant post-tensioned steel moment resisting frames*, Lehigh University, 2003.
- [7] P. Rojas, J. Ricles, R. Sause, Seismic performance of post-tensioned steel moment resisting frames with friction devices, *Journal of structural engineering*, 131(4) (2005) 529-540.
- [8] M.S. Zareian, M.R. Esfahani, A. Hosseini, Experimental evaluation of self-centering hybrid coupled wall subassemblies with friction dampers, *Engineering Structures*, 214 (2020) 110644.
- [9] J. Liu, L. Xu, Z. Li, Development and experimental validation of a steel plate shear wall with self-centering energy dissipation braces, *Thin-Walled Structures*, 148 (2020) 106598.
- [10] S. Sriharan, S. Aaleti, D.J. Thomas, *Seismic analysis*

- criterion in earthquake-resistant design, Earthquake Engineering Research Center, University of California Berkeley ..., 1988.
- [28] A. Gupta, H. Krawinkler, SEISMIC DEMANDS FOR PERFORMANCE EVALUATION OF STEEL MOMENT RESISTING FRAME STRUCTURES, (1999).
- [29] ASCE, Minimum design loads for buildings and other structures, in, American Society of Civil Engineers, 2005.
- [30] T. Takeuchi, K. Kasai, M. Midorikawa, Y. Matsuoka, T. Asakawa, I. Kubodera, Y. Kurokawa, S. Kishiki, H. Ando, Shaking table test using multipurpose test bed, Proceedings of 14WCEE, (2008).
- [31] X. Ma, H. Krawinkler, G. Deierlein, Seismic design and behavior of self-centering braced frame with controlled rocking and energy dissipating fuses, blume earthquake Eng (Vol. 174), Center TR, 2011.
- [32] I.C. Computers and Structures, PERFORM-3D, in, software, Berkeley, CA, 2016.
- [21] H. Krawinkler, A.A. Nassar, Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities, in: Nonlinear seismic analysis and design of reinforced concrete buildings, CRC Press, 1992, pp. 31-48.
- [22] S.-S.P. Lai, J.M. Biggs, Inelastic response spectra for aseismic building design, Journal of the Structural Division, 106(6) (1980) 1295-1310.
- [23] R. Riddell, P. Hidalgo, E. Cruz, Response modification factors for earthquake resistant design of short period buildings, Earthquake spectra, 5(3) (1989) 571-590.
- [24] L.H. Lee, S.W. Han, Y.H. Oh, Determination of ductility factor considering different hysteretic models, Earthquake engineering & structural dynamics, 28(9) (1999) 957-977.
- [25] G.W. Housner, Limit design of structures to resist earthquakes, in: Proc. of 1st WCEE, 1956, pp. 5.1-5.13.
- [26] S.-S. Lee, Performance-based design of steel moment frames using target drift and yield mechanism, University of Michigan, 2002.
- [27] C.-M. Uang, V.V. Bertero, Use of energy as a design

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

M. Abdolmohammadi, K. Nasserzadeh, J. Ahmadi, Implementation of energy method and evaluation of ductility reduction factors accuracy to estimate the seismic response of self-centering structures, Amirkabir J. Civil Eng., 54(7) (2022) 2509-2526.

DOI: 10.22060/ceej.2021.20147.7352



