

محاسبه ضریب رفتار سازه های فلزی مجهز به میراگر اصطکاکی سیلندری

حمید میرزائی فرد، مسعود میرطاهری*، حمید رحمانی سامانی
دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۹ اسفند ۱۳۹۳
بازنگری: ۲۳ آبان ۱۳۹۴
پذیرش: ۱۹ اسفند ۱۳۹۴
ارائه آنلاین: ۱۵ آبان ۱۳۹۵

کلمات کلیدی:

میراگر اصطکاکی سیلندری
بار لغزش
ضریب رفتار
تحلیل دینامیکی افزایشی
کنترل غیر فعال

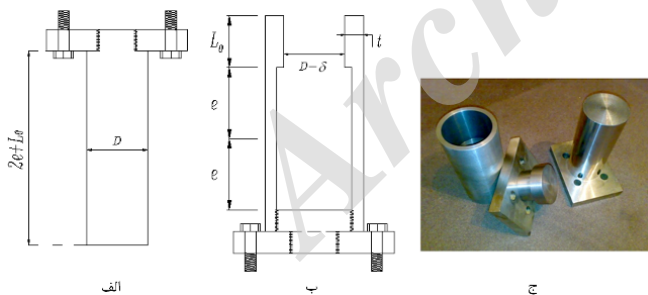
چکیده: میراگرهای اصطکاکی و در کل مکانیزم اصطکاک به علت داشتن عملکرد ساده و عدم نیاز به مصالح و تکنولوژی خاص، به عنوان یکی از بهترین راه های ارتقاء رفتار لرزه ای سازه ها محسوب می شود. یکی از انواع میراگرهای اصطکاکی، میراگر اصطکاکی سیلندری می باشد. در این مقاله به منظور طراحی سازه های مجهز به میراگرهای اصطکاکی سیلندری به محاسبه ضریب رفتار سازه های مجهز به این نوع میراگر پرداخته شده است. با توجه به وابستگی پاسخ سازه های مجهز به میراگرهای اصطکاکی سیلندری به شتاب نگاشت زمین لرزه ورودی و وابستگی ضریب رفتار به شکل پذیری، مقاومت افزون، نامعینی، ارتفاع و... پنج قاب فلزی چهار، شش، هشت، ده و دوازده طبقه طراحی شده و تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی، دینامیکی خطی و دینامیکی غیر خطی افزایشی (تحت شتاب نگاشت چهار زمین لرزه مختلف با شرایط یکسان و در سطح خطر یکسان که در فاصله بین ۵۰ تا ۱۵۰ کیلومتر از کانون زمین لرزه و نیز روی خاک نوع دو قرار دارند) قرار داده شده اند. سپس عوامل موثر در ضریب رفتار محاسبه شده و در نهایت ضریب رفتار ۱۶ در حالت تنش مجاز و ۱۱ در حالت تنش نهایی به دست آمده است.

سازه های مجهز به میراگر اصطکاکی سیلندری می باشد.

۱- مقدمه

میراگرهای اصطکاکی و در کل مکانیزم اصطکاک به علت داشتن عملکرد ساده و عدم نیاز به مصالح و تکنولوژی خاص، به عنوان یکی از بهترین راه های ارتقاء رفتار لرزه ای سازه ها محسوب می شود. یکی از انواع میراگرهای اصطکاکی، میراگر اصطکاکی سیلندری (CFD) می باشد که توسط میرطاهری و همکاران [۱] معرفی شد. این میراگر از دو بخش اصلی به علاوه اتصالات لازم جهت الحاق به سازه یا هر سیستم لرزنده یا تحت اثر ضربه تشکیل شده است. دو بخش اصلی این میراگر عبارتند از بخش استوانه توپر (شفت) (شکل ۱-الف) و بخش لوله ای شکل (سیلندر) (شکل ۱-ب) که جنس و مشخصات هندسی آن ها نظیر قطر، ضخامت و طول، بر اساس ظرفیت مورد نیاز، طراحی و محاسبه می شود [۱].

در سال ۲۰۰۴ کیم و همکاران به محاسبه ضریب رفتار سازه های دارای بادبند شورون پرداخت [۲] و در سال ۲۰۰۹ عسگریان و همکاران به بررسی ضریب رفتار سازه های مجهز به بادبند کمانش تاب^۲ پرداخت [۳]. در سال ۲۰۱۱ محمودی و همکاران ضریب رفتار سازه داری میراگر TADAS را محاسبه نمودند [۴]. همچنین در سال ۲۰۱۳ به بررسی ضریب رفتار سازه های دارای میراگر پال پرداختند [۵]. هدف این مقاله محاسبه ضریب رفتار

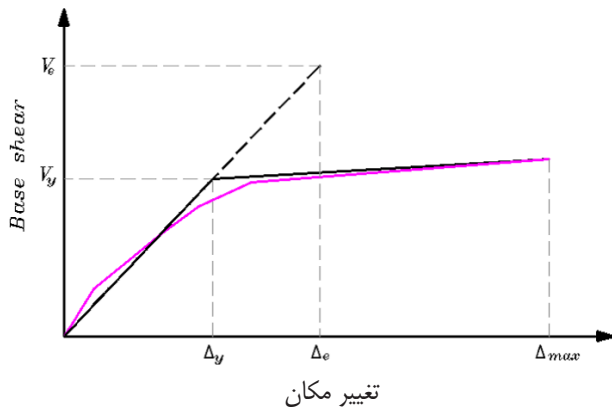


شکل ۱: میراگر اصطکاکی سیلندری، الف) بخش استوانه توپر
ب) لوله خارجی ج) میراگر ساخته شده

Fig. 1. Main parts of CFD (a) Solid shaft; (b) Tubular cylinder; (c) Assembled CFD

*نویسنده عهده دار مکاتبات: M.Mirtaher@kntu.ac.ir

1 Cylindrical Friction Damper
2 Buckling Restrained Braced frames



شکل ۲: تعیین پارامترهای موثر در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها با استفاده از منحنی پوشش‌آور

Fig. 2. Actual and idealized response of the structure

به طور کلی عوامل زیادی در مقدار ضریب اضافه مقاومت تأثیر گذارند. این عوامل شامل اضافه مقاومت سازه در نتیجه باز توزیع نیروهای داخلی، محدودیت‌های آیین‌نامه‌های مربوط به تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، بیشتر بودن مقاومت واقعی مصالح نسبت به مقاومت اسمی، سخت شونده‌گی کرنشی، بزرگ‌تر در نظر گرفتن مقاطع نسبت به مقاطع مورد نیاز به علت تیپ‌بندی، ترکیبات بارگذاری غیر لرزه‌ای و موارد دیگر می‌باشد. ضریب اضافه مقاومت ارائه شده در بالا بر اساس مصالح با رفتار غیر واقعی می‌باشد که در اصل برابر R_{so} می‌باشد و R_s حقیقی برای تعیین ضریب رفتار باید عوامل زیر در نظر گرفته شود [۴].

$$R_s = R_{so} F_1 F_2 \dots F_n \quad (3)$$

در این معادله F_1 برای محاسبه تفاوت بین مقاومت جاری شدن استاتیکی حقیقی و مقاومت جاری شدن استاتیکی اسمی به کار می‌رود. برای سازه‌های فولادی F_1 را می‌توان برابر با ۱/۰۵ در نظر گرفت. F_2 را می‌توان به دلیل افزایش تنش جاری شدن در نتیجه اثر نرخ کرنش در طی یک زمین لرزه دانست که به همین دلیل F_2 را برابر ۱/۱ در نظر می‌گیریم. با ضرب F_1 در F_2 به ضریب ۱/۱۵۵ می‌رسیم. بقیه پارامترها را می‌توان در اثر عواملی مثل اجزای غیر سازه‌ای دانست که در صورت وجود اطلاعات کافی و قابل اعتماد، قابل محاسبه می‌باشند. برای طراحی در سطح تنش‌های مجاز آیین‌نامه‌ها نیروی طراحی را از V_s به V_w کاهش می‌دهند. این ضریب بیان‌کننده‌ی اختلاف موجود در الگوی طراحی آیین‌نامه‌های مختلف است. این کاهش را با (ضریب کاهش تنش^۳) طبق رابطه ۴ نشان می‌دهند. این ضریب برای مقاطع بال پهن برابر ۱/۴ تا ۱/۵ می‌باشد که مطابق رابطه ۴ برابر با ۱/۴۴ در نظر گرفته می‌شود. ضریب ۴/۳ به علت افزایش تنش مجاز طراحی در هنگام استفاده از ترکیبات بار ناشی از نیروهای ثقلی و زلزله است. نسبت $\frac{Z}{S}$ (ضریب شکل^۴) برای مقاطع بال پهن تقریباً برابر ۱/۱۵ است [۳].

۲- مبانی تئوری محاسبه ضریب رفتار

هدف اصلی در طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها بر این مبنا می‌باشد که رفتار ساختمان در مقابل نیروهای ناشی از زمین لرزه‌های کوچک بدون خسارت و در محدوده خطی مانده و در مقابل نیروهای ناشی از زمین لرزه‌های شدید، ضمن حفظ پایداری کلی خود خسارت‌های سازه‌ای و غیر سازه‌ای را تحمل کند. به همین دلیل مقاومت لرزه‌ای که مورد نظر آیین‌نامه‌های طراحی در برابر زمین لرزه است عموماً کمتر و در برخی موارد خیلی کمتر از مقاومت جانبی مورد نیاز برای حفظ پایداری سازه در محدوده ارتجاعی، در یک زمین لرزه شدید است. بنابراین، رفتار سازه‌ها به هنگام رخداد زمین لرزه‌های متوسط و بزرگ وارد محدوده غیر ارتجاعی می‌گردند و برای طراحی آن‌ها نیاز به یک تحلیل غیر ارتجاعی است، ولی به دلیل پرهزینه بودن این روش و عدم گستردگی برنامه‌های تحلیل غیر ارتجاعی و سهولت روش ارتجاعی، روش‌های تحلیل و طراحی‌های متداول بر اساس تحلیل ارتجاعی سازه و با نیروی کاهش یافته زمین لرزه صورت می‌گیرد. کاهش مقاومت سازه از مقاومت ارتجاعی مورد نیاز عموماً با استفاده از ضرایب کاهش مقاومت انجام می‌شود. بدین منظور آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای کنونی با شیوه ذکر شده، نیروهای لرزه‌ای 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 غیر ارتجاعی و اتلاف انرژی بر اثر رفتار چرخه‌ای، میرایی و اثر مقاومت افزون سازه، این نیروی ارتجاعی را به وسیله ضریب کاهش مقاومت (ضریب رفتار) به نیروی طراحی تبدیل کند. همانطور که در شکل ۲ دیده می‌شود رفتار غیر خطی سازه‌ها توسط رفتار دوخطی ایده آل می‌شود. نیروی جاری شدن برابر V_y و متناظر با بیشینه برش پایه سازه در حالت رفتار دو خطی می‌باشد و تغییر مکان متناظر با آن برابر Δ_y می‌باشد. در این شکل V_e (V_{max}) برابر با مقاومت الاستیک سازه می‌باشد. نسبت بیشینه برش پایه (V_e) به بیشینه برش پایه در حالت رفتار دو خطی V_y برابر با ضریب کاهش شکل پذیری^۱ می‌باشد [۳]. این ضریب باعث کاهش نیروهای زمین لرزه از V_e به V_y می‌شود. در حقیقت بر اثر شکل‌پذیری، ساختمان ظرفیتی برای استهلاک انرژی خواهد داشت.

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad (1)$$

ضریب اضافه مقاومت^۲ سازه برابر با نسبت V_y به برش پایه در شروع اولین مفصل پلاستیک (V_s) در سازه می‌باشد.

$$R_s = \frac{V_y}{V_s} \quad (2)$$

3 Allowable stress factor

4 Shape factor

1 Ductility reduction factor

2 Over strength factor

۳- بار لغزش

انرژی تلف شده در سازه های مهاربندی مجهز به میراگر اصطکاکی سیلندری، E_d به شرح ذیل بیان می شود:

$$E_d = \sum_{i=1}^n E_{di} = \sum_{i=1}^n \int F_{si} |y_i| dt \quad (9)$$

که در آن n تعداد کل میراگرها، E_{di} انرژی تلف شده در یک میراگر، F_{si} بار لغزش میراگر y_i و تغییر مکان میراگر می باشد. اگر بار لغزش^۵ میراگر زیاد باشد (بزرگتر از کماتش عضو مهاربندی که میراگر در آن قرار دارد (انرژی تلف شده برابر با صفر است، زیرا هیچ لغزشی رخ نمی دهد. در این حالت قاب مانند یک قاب مهاربندی شده رفتار می کند. از سوی دیگر، اگر بار لغزش بیش از حد کم باشد، لغزش بیش از حد رخ می دهد اما با توجه به مقدار کمی از لغزش، انرژی تلف شده ناچیز است. در این حالت قاب مانند یک قاب خمشی رفتار می کند. بین این دو حالت حدی، بار لغزشی از میراگر را می توان یافت که بیشترین میزان انرژی تلف شده در آن رخ می دهد. این بار لغزش، بار لغزش بهینه^۶ می باشد.

به منظور یافتن بار لغزش بهینه، بار لغزش های مختلف باید مورد بررسی قرار گیرد. به عنوان نمونه برای اولین بار، ۸۰٪ بار کماتش عضو به عنوان بار لغزش میراگر انتخاب شده است. پس از آن، مطالعه پارامترها در هر زمین لرزه صورت می گیرد و بار لغزشی که کمترین تغییر مکان بام در آن رخ دهد به عنوان بار لغزش بهینه انتخاب می شود [۱].

۴- محاسبه ضریب رفتار سازه های مجهز به میراگر اصطکاکی سیلندری

با توجه به مطالب گفته شده در بخش های قبل به محاسبه ضریب رفتار سازه های مجهز به میراگر اصطکاکی در قاب های ۴، ۶، ۸، ۱۰ و ۱۲ طبقه و عوامل موثر در آن پرداخته می شود. تمامی قاب ها با فرض پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد و کاربری مسکونی در نرم افزار SAP2000 طراحی شده اند. ارتفاع طبقات ۳ متر و سطح بارگیر تیرهای اصلی برابر ۴ متر در نظر گرفته شده است. قاب شش طبقه به عنوان نمونه در شکل ۳ نشان داده شده است. با توجه به وجود میراگر در میان مهاربندها و لغزش میراگر و احتمال ناپایداری سازه هنگام اعمال شتاب نگاشت اتصالات تیر به ستون و پای ستون گیردار فرض شده اند. مصالح از نوع فولاد St-37 و با فرض رفتار الاستو پلاستیک کامل می باشند. فرضیات لرزه ای در قاب مورد نظر رعایت گردیده است. ضوابط ویژه لرزه ای بند ۵-۱ آیین نامه ۲۸۰۰ در مورد ستون های سازه مطابق ذیل می باشند که در طراحی سازه مذکور رعایت گردیده اند.

$$P_{DL} + 0.85P_{LL} + 2.8P_E \leq P_{ST} = F_y A \quad (10) \quad \text{فشار محوری}$$

- 5 Slip load
- 6 Optimum slip load

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

که در آن:

M_p منگرن پلاستیک مقطع، Z اساس مقطع پلاستیک، F_y تنش تسلیم فولاد، M_w منگرن پلاستیک مقطع و S اساس مقطع الاستیک می باشد. بنابراین ضریب رفتار طبق رابطه های زیر به دست می آید:

در حالت مقاومت نهایی (LRFD)

$$R = \frac{V}{V_s} = \frac{V}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} = R_\mu \times R_s \quad (5)$$

و در حالت تنش مجاز (ASD)

$$R_w = \frac{V}{V_w} = \frac{V}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} \times \frac{V_s}{V_w} = R_\mu \times R_s \times Y \quad (6)$$

به منظور محاسبه V_y یک تحلیل دینامیکی غیر خطی افزایشی انجام می گیرد. برش پایه متناظر با معیار خرابی برابر V_y می باشد. معیار خرابی بر اساس آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) برابر است با:

تغییر مکان نسبی بین طبقه ای^۳، برای سازه های با دوره تناوب کمتر از ۰/۷ ثانیه و ۰/۰۲۵ برابر ارتفاع طبقه:

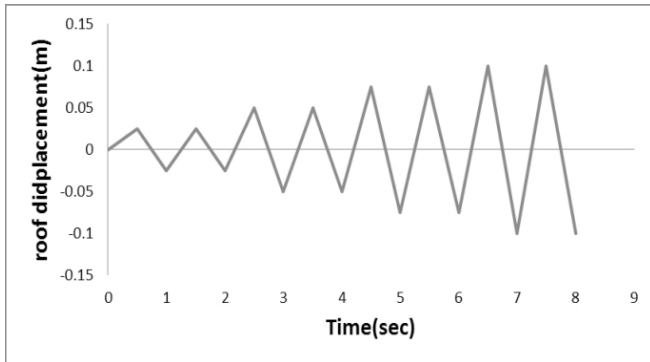
$$\Delta_m < 0.025H \quad (7)$$

تغییر مکان نسبی بین طبقه ای برای سازه های با دوره تناوب بیشتر از ۰/۷ ثانیه ۰/۰۲ برابر ارتفاع طبقه:

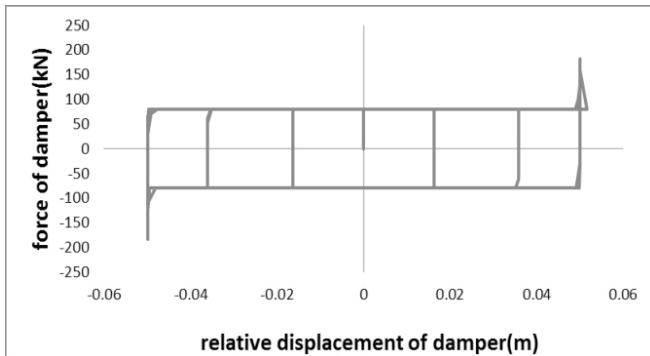
$$\Delta_m < 0.02H \quad (8)$$

البته باید توجه داشت که محدودیت تغییر مکان نسبی بین طبقه ای تا زمانی صادق است که سازه پایداری خود را حفظ کرده باشد، در غیر این صورت باید برش پایه متناظر با آخرین مقیاس زمین لرزه را به عنوان V_y انتخاب کرد. پس از به دست آوردن V_y سازه را با مصالح الاستیک تحت همان زمین لرزه و با همان مقیاس قرار می گیرد. برش پایه متناظر V_e می باشد. برای محاسبه V_s یک تحلیل استاتیکی غیر خطی افزایشی (پوش آور^۴) متناظر با مود اول بر روی سازه انجام می شود. برش پایه متناظر با اولین مفصل پلاستیک در سازه برابر V_s می باشد [۳ و ۶].

- 1 Load and Resistance Factor Design
- 2 allowable stress design
- 3 Drift
- 4 Push over



(الف)



(ب)

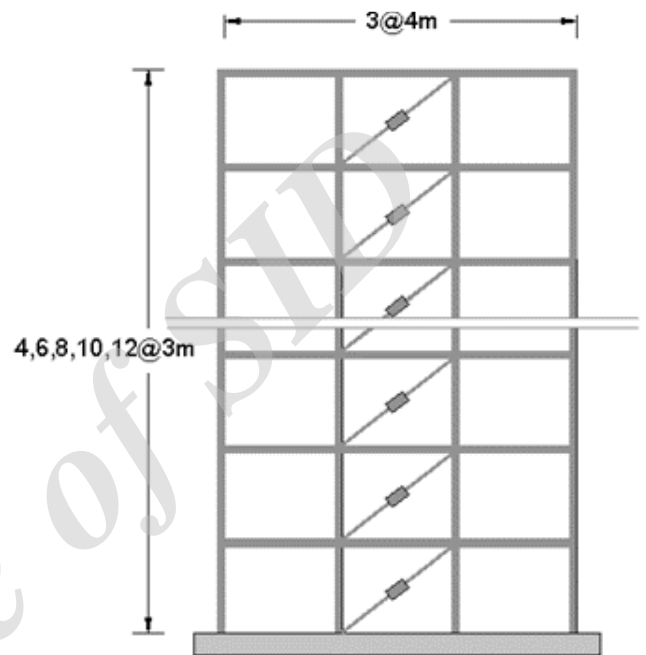
شکل ۴- الف) بار چرخه ای اعمال شده ب) رفتار المان مدل شده به عنوان میراگر

Fig. 4. (a) applied Cyclic load; (b) Hysteresis Loop of damper

همانطور که در شکل ۴-ب دیده می‌شود تا قبل از یک نیروی مشخص (نیروی لغزش) هیچ گونه تغییر مکان نسبی در میراگر مشاهده نمی‌شود و پس از آن بدون آن که نیروی اضافی به میراگر وارد شود، میراگر شروع به لغزش کرده و بعد از یک تغییر مکان نسبی مشخص (در اینجا در حدود ± 5 سانتی‌متر) استوانه به انتهای لوله رسیده و تغییر مکان نسبی میراگر به صفر رسیده و نیروی محوری داخل میراگر افزایش می‌یابد. این رفتار مطابق با میراگر ساخته شده توسط میرطاهری و همکاران [۱] می‌باشد.

پس از مدل سازی ۵ سازه مذکور، آن‌ها را تحت ۴ شتاب نگاشت زمین لرزه السنترو ($PGA = 0.318g$)، کبه ($PGA = 0.598g$) نورتریج ($PGA = 0.416g$) و طیس ($PGA = 0.835g$) که در فاصله بین ۵۰ تا ۱۵۰ کیلومتر از کانون زمین لرزه و نیز روی خاک نوع دو قرار دارند قرار می‌دهیم و بار لغزش بهینه مربوط به آن را به دست می‌آید. سپس تمامی عوامل موثر در ضریب رفتار را مطابق بخش ۲ به دست می‌آید. در جدول ۱ تا ۵ مقدار بار بهینه، مقدار ضریب شتاب‌نگاشت زمین لرزه برای به دست آوردن V_p ، ضریب رفتار و عوامل موثر در آن نشان داده شده است.

(۱۱) کشش محوری $P_{DL} + 0.8P_{LL} + 2.8P_E \leq P_{SC} = 1.7F_a A$
 همچنین ضوابط مربوط به تغییر مکان نسبی مجاز (بند ۲-۵ آیین نامه ۲۸۰۰) و ضوابط مربوط به لاغری مجاز مهار بندهای تحت فشار (بند ۸-۲ آیین نامه ۲۸۰۰) در طراحی سازه رعایت گردیده است. مقاطع ستون‌ها تیر آهن IPB و تیرها IPE و مهار بندها ناودانی دابل انتخاب گردیده است [۳ و ۶].



شکل ۳: ابعاد قاب مدل شده در نرم افزار

Fig. 3. Elevation of the frames

پس از طراحی قاب‌ها، مدل اجزای محدود آن‌ها به کمک نرم افزار Abaqus6-10 تهیه شده است. تیرها، ستون‌ها و بادبندها با استفاده از المان‌های تیر غیرخطی مدل گردیده است. به منظور مدل سازی میراگر اصطکاکی سیلندری از المان Connector انتقالی در یک جهت در وسط مهاربند استفاده گردیده است. در شکل ۴ بار چرخه‌ای اعمال شده به قاب مجهز شده به میراگر اصطکاکی سیلندری و نیز رفتار المان Connector مدل شده به عنوان میراگر تحت بار نشان داده شده است.

جدول ۱: ضریب رفتار و عوامل موثر در آن در قاب ۴ طبقه ۳ دهانه

Table 1. Reduction factor R_μ , Over-strength factor R_s and response modification factors of the 4-story building

Earthquake	Elcentro (۱۹۴۰)	Kobe (۱۹۹۵)	Northridge (۱۹۹۴)	Tabas (۱۹۷۸)
Optimum slip load(kN)	۳۵۰	۳۵۰	۴۵۰	۳۲۰
Scale of record	۱/۸۷۰	۰/۹۱۶	۱/۲۸۸	۱/۰۹۰
V_y (kN)	۴۹۴/۰۹	۵۰۰/۲۵	۵۸۰/۶۳	۴۹۹/۴۷
V_e (kN)	۲۳۷۴/۳۲	۳۶۷۱/۶۴	۱۹۵۷/۷۴	۳۵۱۰/۵۳
V_s (kN)	۳۹۶/۵۲	۳۹۵/۶۲	۴۵۷/۴۷	۳۶۰/۵۶
R_μ	۴/۸۰۵	۷/۳۳۹	۳/۳۷۱	۷/۰۲۸
R_{so}	۱/۲۴۶	۱/۲۶۱	۱/۲۶۹	۱/۳۸۵
R_s	۱/۴۳۹	۱/۴۵۷	۱/۴۶۵	۱/۵۹۹
R(LRFD)	۶/۹۱۵	۱۰/۶۹۴	۴/۹۴۲	۱۱/۲۴۵
R(ASD)	۹/۹۵۸	۱۵/۴۰۰	۷/۱۱۷	۱۶/۱۹۳
Average of response modification factor R(LRFD)				۸/۴۴۹
Average of response modification factor R(ASD)				۱۲/۱۶۷

جدول ۲: ضریب رفتار و عوامل موثر در آن در قاب ۶ طبقه ۳ دهانه

Table 2. Reduction factor R_μ , Over-strength factor R_s and response modification factors of the 6-story building

Earthquake	Elcentro (۱۹۴۰)	Kobe (۱۹۹۵)	Northridge (۱۹۹۴)	Tabas (۱۹۷۸)
Optimum slip load(kN)	۲۵۰	۲۰۰	۴۵۰	۵۵۰
Scale of record	۲/۴۱	۱/۱۷۲	۱/۴	۰/۹
V_y (kN)	۵۲۰/۷۱	۴۵۵/۸۶	۷۰۹/۱۲	۷۸۶/۸۹
V_e (kN)	۴۸۰۲/۷۳	۵۴۸۰/۴۸	۶۷۹۲/۲	۳۳۳۵/۰۳
V_s (kN)	۴۸۷/۸۲	۴۵۵/۸۸	۶۳۵/۲۲	۶۹۴/۸۱
R_μ	۹/۲۳۳	۱۲/۰۲۲	۹/۵۷۸	۴/۲۳۸
R_{so}	۱/۰۶۷	۱/۰۲۲	۱/۱۱۶	۱/۱۳۲
R_s	۱/۲۳۲	۱/۱۸۰	۱/۲۸۹	۱/۳۰۸
R(LRFD)	۱۱/۳۷۱	۱۴/۱۹۶	۱۲/۳۴۹	۴/۲۳۸
R(ASD)	۱۶/۳۷۴	۲۰/۴۴۳	۱۷/۷۸۳	۷/۹۸۳
Average of response modification factor R(LRFD)				۱۰/۵۳۹
Average of response modification factor R(ASD)				۱۵/۶۴۶

جدول ۳: ضریب رفتار و عوامل موثر در آن در قاب ۸ طبقه ۳ دهانه

Table 3. Reduction factor R_{μ} , Over-strengthfactor R_s and response modification factors of the 8-story building

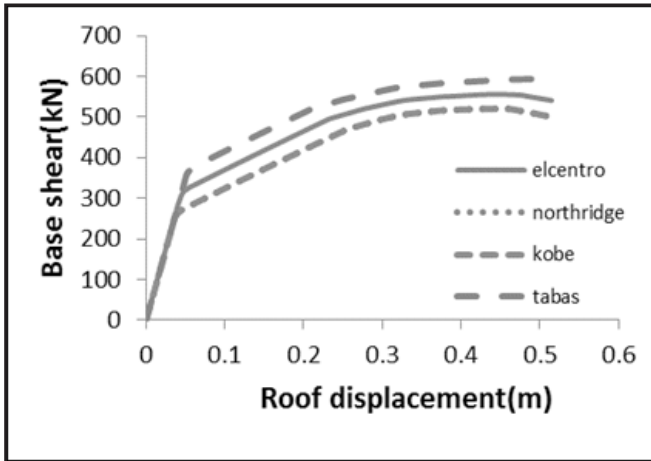
Earthquake	Elcentro (۱۹۴۰)	Kobe (۱۹۹۵)	Northridge (۱۹۹۴)	Tabas (۱۹۷۸)
Optimum slip load(kN)	۳۲۰	۳۵۰	۴۰۰	۲۰۰
Scale of record	۲/۲۵	۱/۰۶	۱	۰/۶۳
V_y (kN)	۵۷۶/۷۸	۵۸۴/۵	۵۸۳/۱۶	۴۰۸/۱۲
V_e (kN)	۵۳۳۱/۹۵	۵۹۷۲/۳۸	۶۳۰۴/۳	۴۲۹۳/۱۶
V_s (kN)	۴۲۹/۵۷	۴۴۵/۴۱	۴۷۸/۲۱	۳۶۰/۵۵
R_{μ}	۹/۲۴۲	۱۰/۲۱۷	۱۰/۸۱۰	۱۰/۵۲۰
R_{so}	۱/۳۴۲	۱/۳۱۲	۱/۲۱۹	۱/۱۳۱
R_s	۱/۵۵۱	۱/۵۱۵	۱/۴۰۸	۱/۳۰۷
R(LRFD)	۱۴/۳۳۶	۱۵/۴۸۶	۱۵/۲۲۶	۱۳/۷۵۵
R(ASD)	۲۰/۶۴۴	۲۲/۳۰۱	۲۱/۹۲۵	۱۹/۸۰۷
Average of response modification factor R(LRFD)				۱۴/۷۰۱
Average of response modification factor R(ASD)				۲۱/۱۶۹

جدول ۵: ضریب رفتار و عوامل موثر در آن در قاب ۱۲ طبقه ۳ دهانه
Table 5. Reduction factor R_{μ} , Over-strengthfactor R_s and response modification factors of the 12-story building

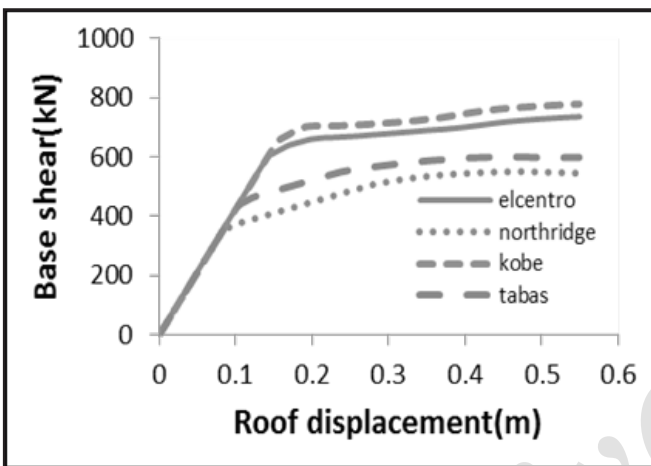
Earthquake	Elcentro (۱۹۴۰)	Kobe (۱۹۹۵)	Northridge (۱۹۹۴)	Tabas (۱۹۷۸)
Optimum slip load(KN)	۵۵۰	۶۰۰	۳۲۰	۴۰۰
Scale of record	۱/۹۲	۱/۰۴۵	۱/۳۷۹	۰/۸۱۵
V_y (kN)	۹۲۸/۴۷	۹۸۴/۴۹	۶۵۹/۵	۷۲۸/۶۵
V_e (kN)	۴۱۵۳/۱۹	۳۶۸۷/۴۷	۵۹۲۵/۸۴	۳۵۲۰/۲۴
V_s (kN)	۶۶۴/۴	۷۰۴/۲۴	۴۷۱/۴۳	۵۴۱/۲۲
R_{μ}	۴/۴۷۳	۳/۷۴۵	۸/۹۸۵	۴/۸۳۱
R_{so}	۱/۳۹۷	۱/۳۹۷	۱/۳۹۸	۱/۳۴۶
R_s	۱/۶۱۴	۱/۶۱۴	۱/۶۱۵	۱/۵۵۴
R(LRFD)	۷/۲۱۹	۶/۰۴۷	۱۴/۵۱۸	۷/۵۱۲
R(ASD)	۱۰/۳۹۶	۸/۷۰۸	۲۰/۹۰۵	۱۰/۸۱۷
Average of response modification factor R(LRFD)	۸/۸۳۴			
Average of response modification factor R(ASD)	۱۲/۷۰۷			

جدول ۴: ضریب رفتار و عوامل موثر در آن در قاب ۱۰ طبقه ۳ دهانه
Table 4. Reduction factor R_{μ} , Over-strength factor R_s and response modification factors of the 10-story building

Earthquake	Elcentro (۱۹۴۰)	Kobe (۱۹۹۵)	Northridge (۱۹۹۴)	Tabas (۱۹۷۸)
Optimum slip load(kN)	۳۰۰	۲۵۰	۲۵۰	۳۵۰
Scale of record	۱/۸۸۵	۱/۰۸	۱/۲	۰/۸۲۵
V_y (kN)	۶۲۹/۲۴	۶۶۰/۹۵	۵۱۱/۱۶	۷۰۳/۱۲
V_e (kN)	۴۲۹۵/۳۹	۶۰۱۷/۴۷	۵۹۲۹/۳۴	۵۷۰۵/۱۲
V_s (kN)	۴۸۴/۹۴	۴۵۸/۸۴	۴۵۸/۸۴	۵۰۷/۵۱
R_{μ}	۶/۸۲۶	۹/۱۰۴	۱۱/۵۹۹	۸/۱۱۴
R_{so}	۱/۲۹۷	۱/۴۴۰	۱/۱۱۴	۱/۳۸۵
R_s	۱/۴۹۸	۱/۶۶۳	۱/۲۸۶	۱/۶۰۰
R(LRFD)	۱۰/۲۳۰	۱۵/۱۴۷	۱۴/۹۲۵	۱۲/۹۸۴
R(ASD)	۱۴/۷۳۱	۲۱/۸۱۲	۲۱/۴۹۲	۱۸/۶۹۸
Average of response modification factor R(LRFD)	۱۳/۳۲۲			
Average of response modification factor R(ASD)	۱۹/۱۸۳			



ت) ۱۰ طبقه



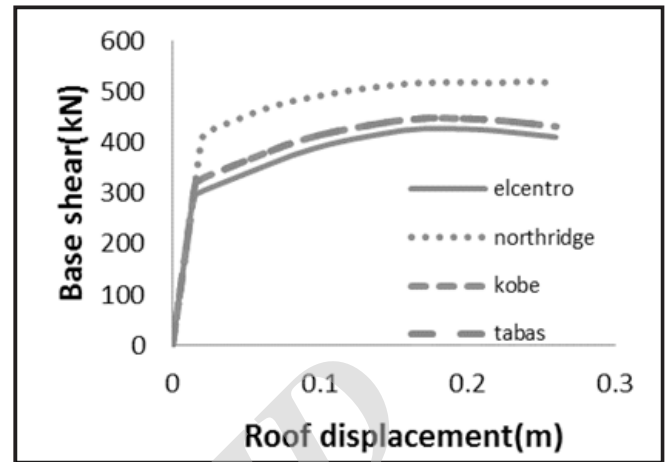
ث) ۱۲ طبقه

شکل ۵: منحنی پوشش آور قاب با تعداد طبقات مختلف

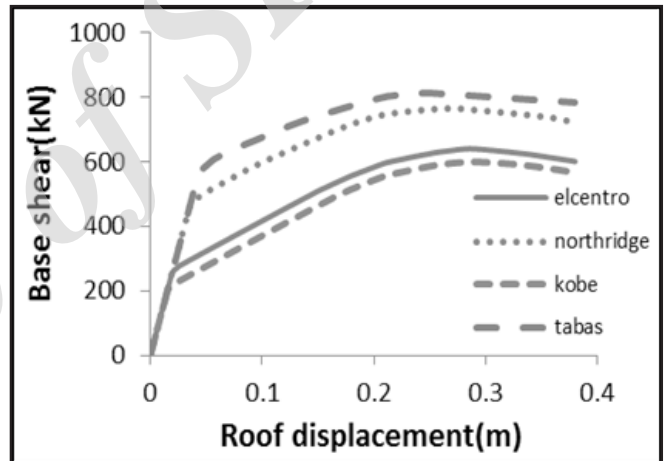
Fig. 5. pushover curves for frames with various height

با توجه به متفاوت بودن بار لغزش بهینه در هر زمین لرزه منحنی پوشش آور هر قاب تحت زمین لرزه‌های مختلف متفاوت است. در شکل ۶-الف و ب مقدار ضریب کاهش شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت سازه نسبت به تعداد طبقات نشان داده شده است. همانگونه که دیده می‌شود ضریب کاهش شکل‌پذیری تاثیر بسیار بیشتری نسبت به ضریب مقاومت افزون در ضریب رفتار دارد که این امر عمدتاً به دلیل افزایش شکل‌پذیری سازه‌های مجهز به میراگر اصطکاکی سیلندری می‌باشد.

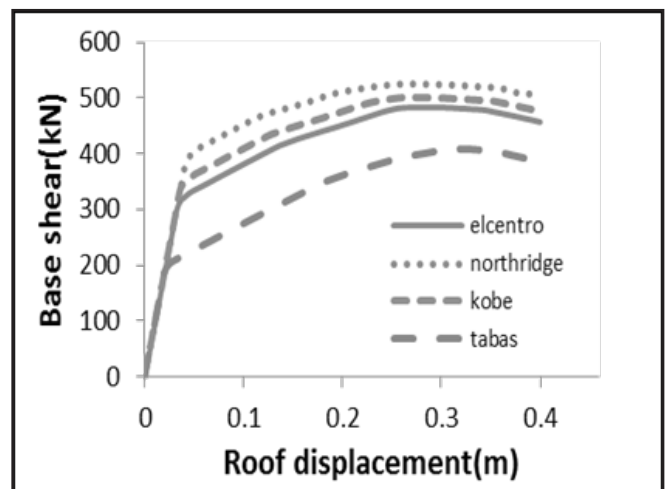
در شکل ۵-الف تا ث منحنی پوشش آور سازه با تعداد طبقات مختلف تحت زمین لرزه‌های السنترو، کبه، نورتریج و طیس نشان داده شده است.



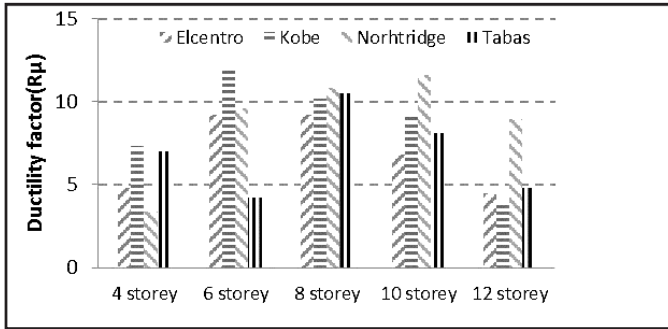
الف) ۴ طبقه



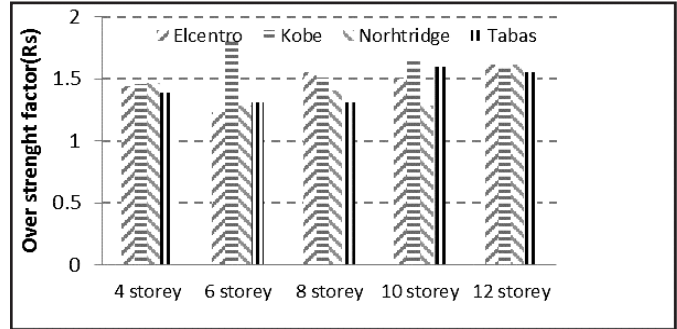
ب) ۶ طبقه



پ) ۸ طبقه



(ب)



(الف)

شکل ۶: الف) ضریب اضافه مقاومت ب) ضریب کاهش شکل پذیری بر حسب تعداد طبقات

Fig. 6. (a) Over-strengthfactor ; (b) Reduction factor

جدول ۶: ضریب رفتار قاب با تعداد طبقات متفاوت

Table 6. Response modification factors of all the frames

Number of storey	Response modification factor					Average
	۴	۶	۸	۱۰	۱۲	
R(LRFD)	۸/۴۴۹	۱۰/۵۳۹	۱۴/۷۰۱	۱۳/۳۲۲	۸/۸۲۴	۱۱/۱۶۷
R(ASD)	۱۲/۱۶۷	۱۵/۶۴۶	۲۱/۱۶۹	۱۹/۱۸۳	۱۲/۷۰۷	۱۶/۱۷۴

۳. ضریب رفتار در حالت تنش های مجاز (ASD) برای ساختمان ۴، ۶، ۸، ۱۰ و ۱۲ طبقه به ترتیب برابر با ۱۲/۱۶۷، ۱۵/۶۴۶، ۱۹/۱۸۳، ۲۱/۱۶۹ و ۱۲/۷۰۷ می باشد.

۴. ضریب رفتار در حالت تنش های نهایی (LRFD) برای ساختمان ۴، ۶، ۸، ۱۰ و ۱۲ طبقه به ترتیب برابر با ۸/۴۴۹، ۱۰/۵۳۹، ۱۴/۷۰۱، ۱۳/۳۲۲ و ۸/۸۲۴ می باشد.

۵. میانگین ضریب رفتار ۱۱/۱۶۷ در حالت تنش نهایی (LRFD) و ۱۶/۱۷۴ در حالت تنش مجاز (ASD) به دست آمده است. بنابراین می توان ضریب رفتار ۱۱ را برای حالت تنش نهایی و ۱۶ را برای حالت تنش مجاز پیشنهاد کرد.

۶. با توجه به ضریب رفتار به دست آمده استفاده از میراگر اصطکاکی سیلندری باعث کم شدن نیروی ناشی از زلزله ی سازه، کاهش وزن سازه و کم شدن خسارات وارده ناشی از زلزله به قطعات باربر اصلی سازه خواهد شد.

در جدول ۶ ضریب رفتار قاب با تعداد طبقات مختلف و هم چنین ضریب رفتار کلی سازه های مجهز به میراگر اصطکاکی سیلندری در حالت تنش های مجاز و مقاومت نهایی نشان داده شده است.

همانگونه که دیده می شود با افزایش ارتفاع برای سازه های ۴ تا ۸ طبقه ضریب رفتار افزایش و برای سازه های ۱۰ تا ۱۲ طبقه ضریب رفتار کاهش می یابد. با توجه به جدول ۶ می توان ضریب رفتار ۱۱ را برای حالت تنش نهایی و ۱۶ را برای حالت تنش مجاز پیشنهاد کرد.

۵- نتیجه گیری

با توجه به نمودارها و جداول ارائه شده در قبل ضریب اضافه مقاومت، ضریب کاهش شکل پذیری و ضریب رفتار ساختمان ۴، ۶، ۸، ۱۰ و ۱۲ طبقه به شرح ذیل می باشد:

۱. میانگین ضریب اضافه مقاومت برای قاب ۴، ۶، ۸، ۱۰ و ۱۲ طبقه به ترتیب برابر با ۱/۴۹۰، ۱/۴۴۵، ۱/۵۱۲ و ۱/۵۹۹ می باشد.
۲. میانگین ضریب کاهش شکل پذیری برای قاب ۴، ۶، ۸، ۱۰ و ۱۲ طبقه به ترتیب برابر با ۵/۶۳۶، ۸/۷۶۵، ۸/۹۱۱، ۸/۱۹۷ و ۵/۵۰۹ می باشد.

- [6] Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Standard No.2800-84, 3rd Edition, Building and Housing Research Center, 2005 (in persian).
- [7] I.H. Mualla, B. Belev, Performance of steel frames with a new friction damper device under earthquake excitation, *Engineering Structures*, 24(3) (2002) 365-371.
- [8] J. Kim, H. Choi, Response modification factors of chevron-braced frames, *Engineering structures*, 27(2) (2005) 285-300.
- [9] C. Gregorian, T. Yang, E. Popov, Slotted bolted connection energy dissipaters, *Earthquake Spectra*, 9(3) (1993) 491-504.
- [10] Mirzaeefard, H. and M. Mirtaheri (2016). "SEISMIC BEHAVIOR OF STEEL STRUCTURES EQUIPPED WITH CYLINDRICAL FRICTIONAL DAMPERS." *ASIAN JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING (BHRC)* 17(5): 651-661.
- [1] M. Mirtaheri, A.P. Zandi, S.S. Samadi, H.R. Samani, Numerical and experimental study of hysteretic behavior of cylindrical friction dampers, *Engineering Structures*, 33(12) (2011) 3647-3656.
- [2] J. Kim, H. Choi, Response modification factors of chevron-braced frames, *Engineering structures*, 27(2) (2005) 285-300.
- [3] B. Asgarian, H. Shokrgozar, BRBF response modification factor, *Journal of constructional steel research*, 65(2) (2009) 290-298.
- [4] M. Mahmoudi, M.G. Abdi, Evaluating response modification factors of TADAS frames, *Journal of Constructional Steel Research*, 71 (2012) 162-170.
- [5] M. Mahmoudi, A. Mirzaei, S. Vosough, Evaluating equivalent damping and response modification factors of frames equipped by pall friction dampers, *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 1(1) (2013) 78-92.

Please cite this article using:

H. Mirzaeefard, M. Mirtaheri, H. Rahmani Samani, "Response modification factor of steel structures equipped with cylindrical frictional dampers". *Amirkabir J. Civil Eng.*, 49(3) (2017) 453-462.

DOI: 10.22060/ceej.2016.689

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:



Archive of SID