

## ارزیابی ضریب تشدید تغییر مکان در قاب‌های مهاربندی شده واگرا

رسول ساعی

دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی سهند، تبریز، ایران  
r\_saei@sut.ac.ir

مهدی پورشا

استادیار، دانشگاه صنعتی سهند، تبریز، ایران  
poursha@sut.ac.ir

کریم عابدی

استاد، دانشگاه صنعتی سهند، تبریز، ایران  
k\_abedi@sut.ac.ir

کلید واژه‌ها: سازه‌های مهاربندی شده واگرا (EBF)، تیر پیوند، ضریب تشدید تغییر مکان، ضریب اضافه مقاومت.

### چکیده

یکی از موضوعات مهم در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، تعیین حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی واقعی آن‌ها تحت اثر زلزله طرح با استفاده از نتایج تحلیل خطی می‌باشد. آیین‌نامه‌های لرزه‌ای برای تعیین حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی واقعی سازه‌ها از ضریب تشدید تغییر مکان استفاده می‌کنند. هدف اصلی این مقاله ارزیابی اثرات ارتفاع سازه و طول تیر پیوند روی ضریب تشدید تغییر مکان در قاب‌های فولادی ساده با سیستم مهاربندی واگرا می‌باشد. به همین منظور، چندین قاب مهاربندی شده واگرا با طول‌های مختلف برای تیر پیوند و با تعداد طبقات ۲، ۵، ۱۰ و ۱۵، در نظر گرفته شده است. به خاطر رفتار غیرالاستیک تیر پیوند، سازه‌های مهاربندی واگرا، شکل‌پذیری بیشتری نسبت به سازه‌های مهاربندی همگرا دارند. رفتار لرزه‌ای سیستم‌های مهاربندی واگرا به طول تیر پیوند آن‌ها بستگی دارد. برای بارگذاری و تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها از آیین‌نامه ASCE 7-10 و برای طراحی از آیین‌نامه AISC 360-10 استفاده شده است. در این مقاله برای بدست آوردن ضریب تشدید تغییر مکان، هم از تحلیل استاتیکی غیرخطی و هم از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی استفاده شده است. نتایج نشان می‌دهد که ضریب تشدید تغییر مکان در ساختمان‌های مهاربندی شده واگرا به طور قابل توجهی به طول تیر پیوند و ارتفاع سازه بستگی دارد. در نهایت مقادیر بدست آمده برای ضریب تشدید تغییر مکان با مقادیر ارائه شده توسط آیین‌نامه‌های رایج به‌ویژه آیین‌نامه ASCE 7-10 مقایسه شده است.

### مقدمه

در سال ۱۹۷۷ سیستم قاب‌های مهاربندی واگرا<sup>۱</sup> توسط پوپوف و رودر پیشنهاد شد (Popov and Roeder, 1978). سیستم‌های مهاربندی واگرا یکی از رایج‌ترین سیستم‌های باربر جانبی می‌باشد که از سختی جانبی خوبی در حالت ارتجاعی و شکل‌پذیری بالایی در محدوده عملکرد غیرارتجاعی برخوردار می‌باشد. فلسفه طراحی سازه‌های مهاربندی واگرا بر متمرکز کردن تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی در تیر پیوند می‌باشد، به طوری که سایر اعضای دهانه مهاربندی شده دارای رفتار خطی و الاستیک باشند.

در طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله سعی می‌شود سازه به گونه‌ای طراحی گردد که تحت اثر بار زلزله اعضای آن‌ها رفتار غیر خطی داشته و تغییر شکل‌های پلاستیک در آن‌ها ایجاد شود. بدین منظور سازه برای بار کمتری نسبت به حالتی که سازه کاملاً در حالت ارتجاعی باقی بماند، طراحی می‌گردد. این بار از تقسیم مقاومت مورد نیاز در حالت کاملاً ارتجاعی بر ضریب رفتار سازه به دست می‌آید و سازه صرفاً برای این سطح از نیرو، تحلیل و طراحی می‌شود. بنابراین تغییر مکان جانبی محاسبه شده از این تحلیل، تحت نیروی جانبی کاهش یافته، تغییر مکان جانبی واقعی سازه نخواهد بود و صرفاً شامل قسمت ارتجاعی آن است. در صورتی که برای مقاصد مختلف طراحی، محاسبه تغییر مکان جانبی واقعی سازه، شامل قسمت ارتجاعی و قسمت غیر ارتجاعی، ضروری است (محمودی صاحبی، ۲۰۰۴).



آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای، نظیر 7 ASCE، NEHRP و IBC ماکزیمم تغییر مکان جانبی نسبی طبقات سازه‌ها را با ضرب تغییر مکان ارتجاعی ناشی از تحلیل خطی در ضریبی به نام ضریب تشدید تغییر مکان  $(C_d)$  تعیین می‌نمایند (ASCE-7, 2010)

$$\Delta_{\max} = C_d \times \Delta_e \quad (1)$$

که در آن  $\Delta_{\max}$  تغییر مکان ماکزیمم جانبی واقعی سازه (شامل قسمت ارتجاعی و قسمت غیر ارتجاعی) است.  $\Delta_e$ ؛ تغییر مکان جانبی ارتجاعی است که از تحلیل خطی محاسبه می‌شود و  $C_d$  ضریب تشدید تغییر مکان است. مقادیر ضریب تشدید تغییر مکان ارائه شده برای سیستم‌های مهاربندی شده و اگر در برخی از آیین‌نامه‌های رایج در جدول ۱ ارائه شده است.

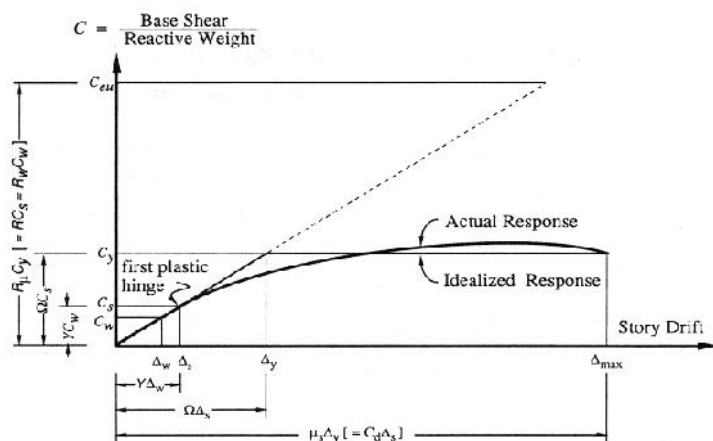
جدول ۱: ضریب تشدید تغییر مکان برای سیستم‌های مهاربندی شده و اگر در آیین‌نامه‌های مختلف

آیین‌نامه	روش طراحی	توضیحات	ضریب تشدید تغییر مکان (Cd)
ASCE 7-10	مقاومت نهایی	-	۴
NEHRP (FEMA 450)	مقاومت نهایی	-	۴
استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)	مقاومت نهایی	شکل‌پذیری ویژه	۴

یانگ و معروف طی مقاله‌ای نسبت ضریب تشدید تغییر مکان به ضریب رفتار را بررسی کردند. نتایج نشان می‌داد که این نسبت برای سازه‌های فولادی در حدود ۱/۳-۱ و برای سازه‌های بتنی در حدود ۰/۸-۰/۹ مناسب می‌باشد (Uang & Maarouf, 1996). محمودی و زارعی ضریب تشدید تغییر مکان سازه‌های مهاربندی شده همگرا را ارزیابی نمودند. مطالعه آن‌ها نشان داد که ضریب تشدید تغییر مکان با افزایش ارتفاع، کاهش می‌یابد. همچنین نسبت ضریب تشدید تغییر مکان به ضریب رفتار را برای سازه‌های مذکور در حدود ۱/۳-۱ بدست آوردند (Mahmoudi & Zaree, 2013). هومر و رهگذر ضرایب اضافه مقاومت دو نوع قاب فولادی ۱۰ طبقه با مهاربندی همگرا را ارزیابی نمودند. مطالعه آن‌ها نشان می‌داد که پارامتر اصلی کنترل‌کننده اضافه مقاومت در این قاب‌ها ضریب لاغری اعضای مهاربندی قاب می‌باشد (Humar and Rahgozar, 1998).

### محاسبه ضریب تشدید تغییر مکان

در این تحقیق برای بدست آوردن ضریب تشدید تغییر مکان از روش یانگ استفاده شده است (Uang, 1991). در این روش پس از به دست آوردن منحنی ظرفیت، آن را به وسیله یک مدل رفتاری دوخطی ایده‌آل که مطابق شکل ۱ نشان داده شده است، جایگزین می‌نمایند. سپس پارامترهای تشکیل دهنده ضریب تشدید تغییر مکان شامل ضریب شکل‌پذیری ( $\mu$ )، ضریب اضافه مقاومت ( $R_S$ ) و ضریب تنش مجاز ( $Y$ ) که در ادامه نحوه محاسبه آن‌ها تشریح شده است، محاسبه می‌شوند.



شکل ۱: رفتار کلی یک سازه متعارف (Uang, 1991)

مقاومت ذخیره شده در سازه از حد تشکیل اولین مفصل پلاستیک ( $V_s$ ) تا حد جاری شدن نهایی و ایجاد مکانیزم و خرابی واقعی سازه ( $V_y$ )، ضریب اضافه مقاومت نامیده می‌شود که با ( $R_S$  یا  $\mu$ ) نشان داده می‌شود و طبق رابطه (۲) محاسبه می‌گردد:

## 2- Displacement Amplification Factor

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

برای در نظر گرفتن عواملی نظیر اختلاف بین تنش تسلیم اسمی و واقعی مصالح، اثر المان‌های غیرسازه‌ای و غیره، ضریب مقاومت بدست آمده از رابطه (۲)، به صورت رابطه (۳) اصلاح می‌شود:

$$R_S = R_{SO} \times F_1 \times F_2 \times \dots \times F_n \quad (3)$$

در رابطه (۳)،  $F_1$  برای در نظر گرفتن اختلاف بین تنش تسلیم اسمی و واقعی مصالح استفاده می‌شود. مطالعات نشان می‌دهد که مقدار  $1/0.5$  برای ضریب  $F_1$  در سازه‌های فولادی مناسب است (Schmidt and Bartlett, 2002). پارامتر  $F_2$  برای در نظر گرفتن افزایش تنش تسلیم که در اثر تغییر در نرخ کرنش در طی تحریکات زمین‌لرزه به وجود می‌آید، استفاده می‌شود. مطالعات آماری نشان داده است که مقدار  $1/1$  یعنی  $10$  درصد افزایش در اضافه مقاومت برای ضریب  $F_2$  مناسب می‌باشد. سایر پارامترهای  $F$  می‌تواند شامل اثرات قطعات غیرسازه‌ای و غیره باشد و وقتی می‌توان از آن‌ها استفاده کرد که مقادیر قابل اطمینانی از آن‌ها وجود داشته باشد (Asgarian and Shokrgozar, 2009). در این مقاله از فولاد ST-37 برای تمامی اعضاء استفاده شده است و پارامترهای  $F_1$  و  $F_2$  به ترتیب برابر با  $1/0.5$  و  $1/1$  منظور شده است که به صورت ضریب کلی  $1/1.55$  در می‌آید. این ضریب برای اصلاح ضریب اضافه مقاومت استفاده شده است. ضریب شکل‌پذیری به صورت نسبت تغییر مکان حداکثر به تغییر مکان تسلیم تعریف می‌شود که از رابطه (۴) بدست می‌آید:

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

ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری به صورت نسبت مقاومت الاستیک سازه  $V_e$  به مقاومت تسلیم سازه  $V_y$  مطابق رابطه (۵) تعریف می‌شود:

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad (5)$$

برای تعیین ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری، محققان زیادی از جمله میراندا و برترو، کراوینکلر و ناسار، نیومارک و هال و ... پرداخته‌اند و این ضریب به صورت تابعی از ضریب شکل‌پذیری، زمان تناوب، نوع زمین و ضریب سخت‌شوندگی می‌باشد. در این مقاله از روابط (۶) و (۷) که توسط کراوینکلر و ناسار ارائه شده است، استفاده می‌شود (Nassar & Krawinkler, 1991).

$$R_c = [c(\mu - 1) + 1]^{1/c} \quad (6)$$

که مقدار  $c$  از رابطه (۷) به دست می‌آید:

$$c(T, \Gamma) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \quad (7)$$

در این رابطه  $\alpha$  سختی بعد از تسلیم بوده و به صورت درصدی از سختی ارتجاعی بیان می‌شود.  $a$  و  $b$  پارامترهای رگرسیون هستند. برای طراحی در حد تنش مجاز، آیین‌نامه‌های طراحی نیروی  $V_s$  را به نیروی طراحی  $V_w$  کاهش می‌دهند. این کاهش توسط ضریب تنش مجاز که طبق رابطه (۸) تعریف می‌شود، صورت می‌گیرد.

$$Y = \frac{V_s}{V_w} \quad (8)$$

مقدار  $Y$  برای طراحی به روش تنش مجاز و برای مقاطع نیم‌رخ‌های بال‌پهن معمولاً مقداری در حدود  $1/4$  خواهد بود. مقدار  $Y$  برای طراحی به روش مقاومت نهایی برابر یک خواهد بود. چون در این مقاله طراحی به روش مقاومت نهایی انجام یافته است، مقدار  $Y$  برابر با یک در نظر گرفته

شده است (Asgarian and Shokrgozar, 2009).

بنابراین ضریب تشدید تغییر مکان برای روش طراحی بر اساس تنش مجاز (ASD) و روش طراحی به روش حالات حدی (LRFD) به ترتیب مطابق روابط (۹) و (۱۰) بدست می آید:

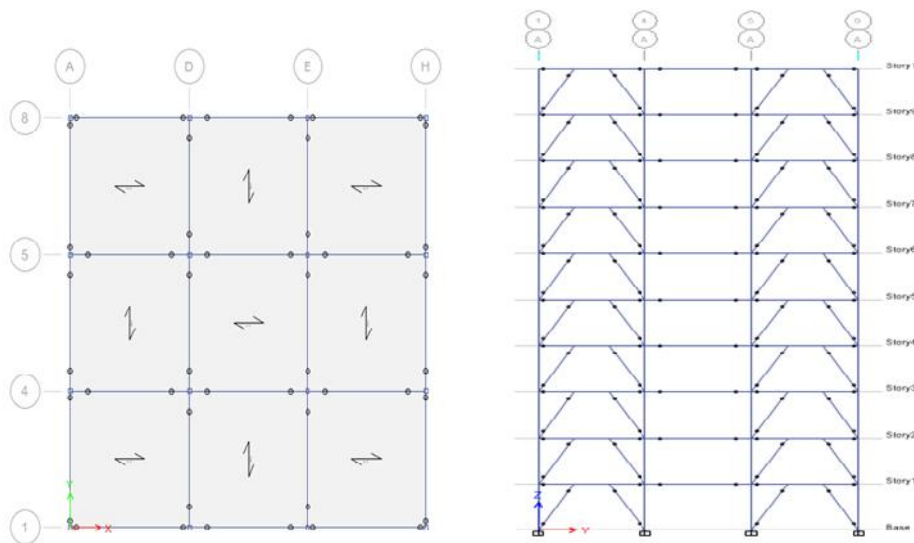
$$C_d = R_s \times \mu \times Y \quad (9)$$

$$C_d = R_s \times \mu \quad (10)$$

### معرفی مدل‌های مورد بررسی و فرضیات مدل‌سازی

به منظور بررسی اثرات ارتفاع سازه و طول تیر پیوند روی ضریب رفتار، سازه‌هایی با تعداد طبقات ۲، ۵، ۱۰ و ۱۵ با طول‌های مختلف برای تیر پیوند (L/2، L/3 و L/6) در نظر گرفته شدند. ارتفاع تمامی طبقات ۳/۲ متر و طول تمامی دهانه‌ها (L) برابر با ۵/۵ متر می‌باشد. محل احداث سازه‌ها شهر لس‌آنجلس در ایالت کالیفرنیا و زمین نوع D طبق طبقه‌بندی براساس آیین‌نامه 7 ASCE برای ساختگاه در نظر گرفته شده است. قاب‌ها تحت اثر بار ثقلی و بار زلزله به صورت خطی آنالیز و به روش حدی (LRFD) طراحی گردیده‌اند. برای بارگذاری لرزه‌ای و طراحی به ترتیب از آیین‌نامه‌های ASCE 7-10 و AISC 360-10 استفاده شده است.

بار مرده در تمام طبقات برابر با ۶/۵ کیلو نیوتن بر مترمربع و بار زنده طبقه بام برابر با ۰/۹۸ و بار زنده طبقات برابر با ۱/۹۲ کیلو نیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شده است (ASCE 7, 2010). کلیه اتصالات تیر به ستون به صورت مفصلی و تکیه‌گاه‌ها به صورت گیردار می‌باشند. پیکربندی قاب‌های مورد مطالعه در شکل (۲) نشان داده شده است:



شکل ۲: پلان و نمای سازه‌های مورد بررسی

### نتایج بدست آمده از تحلیل پوش‌آور

در این روش، بار جانبی ناشی از زلزله، به طور استاتیکی و به تدریج به صورت فزاینده به سازه اعمال می‌شود تا آنجا که تغییر مکان در یک نقطه خاص (نقطه کنترل) تحت اثر بار جانبی به مقدار مشخصی (تغییر مکان هدف) برسد یا پیش از آن سازه ناپایدار شود. در تحلیل استاتیکی غیرخطی، مرکز جرم بام به عنوان نقطه کنترل انتخاب می‌شود. در این مقاله برای تعریف معیارهای پذیرش و پارامترهای مدل‌سازی برای مفاصل پلاستیک در اعضاء سازه‌ای از آیین‌نامه FEMA-356 استفاده شده است (FEMA-356, 2000).

جدول‌های ۳، ۴ و ۵ مقادیر ضریب شکل‌پذیری، ضریب اضافه مقاومت و ضریب تشدید تغییر مکان بدست آمده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی را در قاب‌های مورد مطالعه برای طول‌های مختلف تیر پیوند نشان می‌دهند.

جدول ۲: پارامترهای بدست آمده برای محاسبه ضریب تشدید تغییر مکان با استفاده از تحلیل‌های پوش‌آور ( $e=L/6$ )

تعداد طبقات	ضریب شکل‌پذیری ( $\mu$ )	ضریب اضافه مقاومت ( $R_S$ )	ضریب تشدید تغییر مکان ( $C_d$ )
۲	۵/۹۰	۱/۶۹	۹/۹۷
۵	۳/۸۴	۱/۵۶	۵/۹۸
۱۰	۲/۸۶	۱/۵۳	۴/۳۷
۱۵	۲/۴۶	۱/۵۱	۳/۷۰

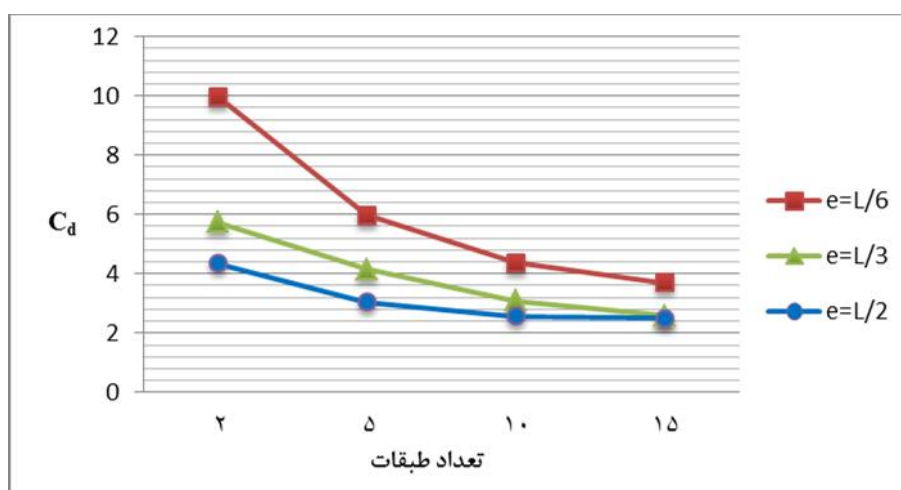
جدول ۳: پارامترهای بدست آمده برای محاسبه ضریب تشدید تغییر مکان با استفاده از تحلیل‌های پوش‌آور ( $e=L/3$ )

تعداد طبقات	ضریب شکل‌پذیری ( $\mu$ )	ضریب اضافه مقاومت ( $R_S$ )	ضریب تشدید تغییر مکان ( $C_d$ )
۲	۳/۵۲	۱/۶۳	۵/۷۴
۵	۲/۵۸	۱/۶۱	۴/۱۵
۱۰	۲/۱۶	۱/۴۴	۳/۱۰
۱۵	۱/۸۲	۱/۴۲	۲/۵۸

جدول ۴: پارامترهای بدست آمده برای محاسبه ضریب تشدید تغییر مکان با استفاده از تحلیل‌های پوش‌آور ( $e=L/2$ )

تعداد طبقات	ضریب شکل‌پذیری ( $\mu$ )	ضریب اضافه مقاومت ( $R_S$ )	ضریب تشدید تغییر مکان ( $C_d$ )
۲	۲/۷۳	۱/۵۹	۴/۳۴
۵	۱/۹۷	۱/۵۵	۳/۰۵
۱۰	۱/۸۱	۱/۴۲	۲/۵۷
۱۵	۱/۶۳	۱/۵۳	۲/۵۰

با توجه به نتایج بدست آمده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی (جدول ۲، ۳ و ۴) مشاهده می‌شود که با افزایش تعداد طبقات (ارتفاع)، ضریب شکل‌پذیری کاهش می‌یابد و میزان این کاهش از ۲ تا ۵ طبقه، بیشتر از میزان کاهش از ۱۰ تا ۱۵ طبقه می‌باشد. در نتیجه تغییرات ضریب شکل‌پذیری در سازه‌های با ارتفاع کم، محسوس‌تر می‌باشد. ضریب اضافه مقاومت نیز در مجموع با افزایش ارتفاع، کاهش یافته است. بیشترین مقدار ضریب اضافه مقاومت برابر با ۱/۶۹ است که مربوط به سازه ۲ طبقه با طول تیر پیوند  $e=L/6$  می‌باشد و کمترین مقدار ضریب اضافه مقاومت برابر ۱/۴۲ است که مربوط به سازه ۱۰ طبقه با طول تیر پیوند  $e=L/2$  می‌باشد. بنابراین اختلاف بین بیشترین و کمترین مقدار ضریب اضافه مقاومت برابر با ۰/۲۷ می‌باشد. در نتیجه میزان تغییرات ضریب اضافه مقاومت، نسبت به تغییرات ضریب شکل‌پذیری، کم‌تر است. افزایش طول تیر پیوند نیز باعث کاهش ضریب شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت شده است. بنابراین مدل‌هایی که تیر پیوند کوتاه‌تری دارند و تسلیم برشی بر رفتار تیر پیوند آن‌ها حاکم است، نسبت به مدل‌هایی که طول تیر پیوند بزرگ‌تری دارند و تسلیم خمشی بر رفتار تیر پیوند آن‌ها حاکم است، دارای ظرفیت دورانی و شکل‌پذیری بیشتری می‌باشند. با توجه به شکل ۳ مشاهده می‌شود ضریب تشدید تغییر مکان با افزایش تعداد طبقات و همچنین با افزایش طول تیر پیوند کاهش یافته است. تغییرات ضریب تشدید تغییر مکان در سازه‌های کم ارتفاع و نیز در طول‌های کوتاه تیر پیوند، بیشتر است. بیشترین مقدار ضریب تشدید تغییر مکان برابر با ۹/۹۷ بدست آمده است.



شکل ۳: ضریب تشدید تغییر مکان بدست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی برای ساختمان‌های مهاربندی واگرا

## نتایج بدست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی

برای بررسی رفتار واقعی قابها و نیز تعیین دقت تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت هفت شتاب‌نگاشت زلزله حوزه دور انجام شده است. مشخصات شتاب‌نگاشت‌ها در جدول ۵ ارائه شده است.

جدول ۵: مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده برای تحلیل تاریخچه زمانی

ردیف	نام زلزله	ایستگاه	سال	بزرگا	فاصله از گسل (km)	PGA (g)	PGV (cm/sec)	PGD (cm)
۱	Coalinga	Cantua Creek School	۱۹۸۳	۶/۳۶	۲۴/۰۲	۰/۲۸۱	۲۵/۸	۳/۷۱
۲	Imperial Valley	Delta	۱۹۷۹	۶/۵۳	۲۲/۰۳	۰/۳۵۱	۳۳	۱۹/۰۲
۳	Landers	Coolwater	۱۹۹۲	۷/۲۸	۲۰	۰/۲۸۳	۲۵/۶	۱۳/۷۴
۴	Loma Prieta	Palo Alto - SLAC Lab	۱۹۸۹	۶/۹۳	۳۰/۸۶	۰/۲۷۸	۲۹/۳	۹/۷۲
۵	Northridge	LA - Centinela St	۱۹۹۴	۶/۶۹	۲۸/۳	۰/۴۶۵	۱۹/۳	۳/۴۸
۶	San Fernando	Castaic - Old Ridge Route	۱۹۷۱	۶/۶۱	۲۲/۶۳	۰/۳۲۴	۱۵/۶	۲/۳۱
۷	Superstition Hills	Calipatria Fire Station	۱۹۸۷	۶/۵۴	۲۷	۰/۲۴۷	۱۴/۶	۳/۱

ضریب مقیاس شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده، هر کدام به طور مجزا با یک روند سعی و خطا با انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی مدل‌های سازه‌ای مورد نظر تا جایی ادامه می‌یابد که معیار گسیختگی یا تغییر مکان هدف تحقق پذیرد. آنگاه با داشتن ضریب مقیاس به دست آمده برای هر کدام از شتاب‌نگاشت‌ها، تحلیل دینامیکی خطی و غیرخطی برای سازه‌های مهاربندی واگرا انجام می‌شود و ماکزیمم برش پایه ارتجاعی ( $V_e$ ) و غیر ارتجاعی ( $V_y$ ) به دست می‌آید (Asgarian & Shokrgozar, 2009). میانگین این مقادیر برای هفت شتاب‌نگاشت در جدول‌های ۶، ۷ و ۸ نشان داده شده است. در این تحقیق تغییر مکان هدف، طبق آیین‌نامه ۷ ASCE برابر با مقدار مجاز برای تغییر مکان نسبی طبقات (۰/۲) در نظر گرفته شده است. برای بدست آوردن ضریب شکل‌پذیری نیز از رابطه ارائه شده توسط کراوینکلر و ناسار (رابطه ۶) استفاده شده است.

جدول ۶: پارامترهای بدست آمده برای محاسبه ضریب تشدید تغییر مکان با استفاده از تحلیل‌های تاریخچه زمانی ( $e=L/6$ )

تعداد طبقات	$V_y$ (ave) (kN)	$V_e$ (ave) (kN)	$V_s$ (kN)	$R_{S0}$	$R_S$	$R_\mu$	$\mu$	$C_d$
۲	۲۰۳۹/۳	۷۴۱۲/۹	۱۲۳۴	۱/۶۵	۱/۹۱	۳/۶۴	۵	۹/۵۵
۵	۴۴۵۸/۶	۱۱۸۵۱/۹	۲۴۵۹/۶	۱/۸۱	۲/۰۹	۲/۶۶	۲/۶۷	۵/۵۹
۱۰	۴۸۲۸/۶	۱۲۴۰۹/۴	۳۰۶۴/۳	۱/۵۸	۱/۸۲	۲/۵۷	۲/۴۷	۴/۵
۱۵	۵۳۰۹/۵	۱۳۲۷۳/۷	۳۵۲۴/۴	۱/۵۱	۱/۷۴	۲/۵۰	۲/۳۹	۴/۱۶

جدول ۷: پارامترهای بدست آمده برای محاسبه ضریب تشدید تغییر مکان با استفاده از تحلیل‌های تاریخچه زمانی ( $e=L/3$ )

تعداد طبقات	$V_y$ (ave) (kN)	$V_e$ (ave) (kN)	$V_s$ (kN)	$R_{S0}$	$R_S$	$R_\mu$	$\mu$	$C_d$
۲	۱۹۰۱	۴۵۴۳/۱	۱۳۰۴/۲	۱/۴۶	۱/۶۸	۲/۳۹	۲/۸۱	۴/۱۰
۵	۴۱۱۴	۸۵۰۲/۱	۲۵۱۰/۵	۱/۶۴	۱/۸۹	۲/۰۷	۲/۰۸	۳/۹۴
۱۰	۴۸۷۹/۹	۹۶۶۲/۲	۳۲۹۶/۱	۱/۴۸	۱/۷۱	۱/۹۸	۱/۹۴	۳/۳۲
۱۵	۵۸۸۱/۲	۱۰۶۴۵	۴۰۴۳/۳	۱/۴۵	۱/۶۸	۱/۸۱	۱/۷۷	۲/۹۷

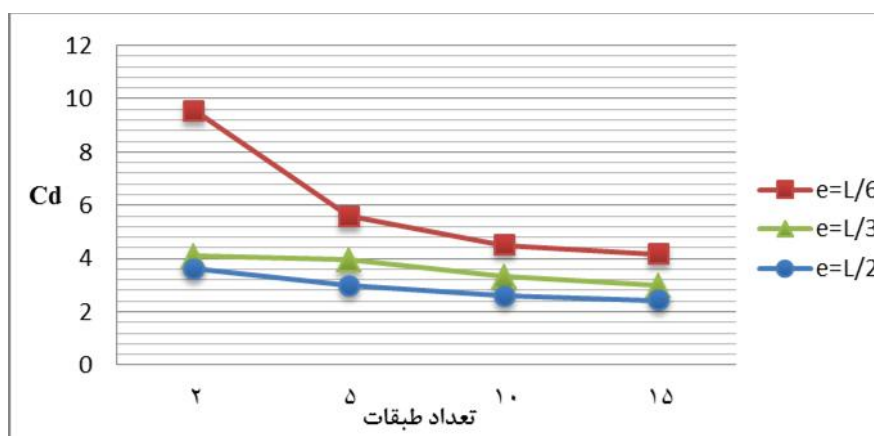
جدول ۸: پارامترهای بدست آمده برای محاسبه ضریب تشدید تغییر مکان با استفاده از تحلیل‌های تاریخچه زمانی ( $e=L/2$ )

تعداد طبقات	$V_y$ (ave) (kN)	$V_e$ (ave) (kN)	$V_s$ (kN)	$R_{S0}$	$R_S$	$R_\mu$	$\mu$	$C_d$
۲	۱۹۲۲/۶	۳۹۳۵/۹	۱۴۱۴/۱	۱/۳۶	۱/۵۷	۲/۰۵	۲/۳۰	۳/۶۱
۵	۳۷۷۰/۶	۶۳۵۴/۴	۲۴۷۳/۴	۱/۵۲	۱/۷۶	۱/۶۹	۱/۶۹	۲/۹۸
۱۰	۵۲۴۸/۱	۸۴۴۸/۵	۳۷۱۸/۸	۱/۴۱	۱/۶۳	۱/۶۱	۱/۵۹	۲/۵۹
۱۵	۵۸۲۴/۴	۹۲۰۲/۶	۴۳۱۲/۳	۱/۳۵	۱/۵۶	۱/۵۸	۱/۵۶	۲/۴۳

مشاهده می‌شود که نتایج بدست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی (جدول‌های ۶، ۷ و ۸) همگرایی نسبتاً خوبی با نتایج بدست آمده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی (جدول‌های ۶، ۷ و ۸) دارند. در اینجا نیز با افزایش پیوند سازه (افزایش تعداد طبقات)، ضریب شکل‌پذیری



کاهش یافته است و نیز میزان تغییرات ضریب شکل پذیری در سازه‌های کم ارتفاع، محسوس تر می‌باشد. ضریب اضافه مقاومت ابتدا با افزایش ارتفاع (از ۲ تا ۵ طبقه)، به میزان کمی افزایش یافته و سپس با افزایش ارتفاع، کاهش یافته است. افزایش طول تیر پیوند (e) نیز باعث کاهش ضریب شکل پذیری و ضریب اضافه مقاومت شده است. میزان کاهش ضریب شکل پذیری از  $e=L/6$  به  $e=L/3$ ، بیشتر از میزان کاهش از  $e=L/3$  به  $e=L/2$  می‌باشد که نشان می‌دهد تغییرات ضریب شکل پذیری در طول‌های کوتاه تیر پیوند، بیشتر است. با توجه به شکل ۴ مشاهده می‌شود که ضریب تشدید تغییر مکان با افزایش تعداد طبقات و همچنین با افزایش طول تیر پیوند کاهش یافته است. بیشترین تغییرات ضریب تشدید تغییر مکان مربوط به سازه ۲ طبقه، از  $e=L/6$  به  $e=L/3$  می‌باشد. مقادیر بدست آمده برای ضریب شکل پذیری از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی اندکی کمتر از مقادیر بدست آمده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی می‌باشد. در عوض مقادیر بدست آمده برای ضریب اضافه مقاومت از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی اندکی بیشتر از مقادیر بدست آمده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی می‌باشد. در نهایت، مقادیر مشابهی برای ضریب تشدید تغییر مکان با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و همچنین تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بدست آمده است. بیشترین مقدار ضریب تشدید تغییر مکان برابر با ۹/۵۵ بدست آمده است.



شکل ۴: ضریب تشدید تغییر مکان بدست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی برای ساختمان‌های مهاربندی واگرا

## نتیجه‌گیری

از بررسی‌های انجام یافته روی مدل‌های مورد مطالعه نتایج زیر بدست آمد:

- ۱- با افزایش ارتفاع سازه (پریود)، مقادیر ضریب شکل پذیری، ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری، کاهش و در نهایت ضریب تشدید تغییر مکان مدل‌ها کاهش می‌یابد.
- ۲- با افزایش طول تیر پیوند، مقادیر ضریب شکل پذیری و ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری، کاهش و در نهایت ضریب تشدید تغییر مکان مدل‌ها کاهش می‌یابد. بنابراین مدل‌هایی که تیر پیوند کوتاه‌تری دارند و تسلیم برشی بر رفتار تیر پیوند آن‌ها حاکم است، نسبت به مدل‌هایی که طول تیر پیوند بزرگ‌تری دارند و تسلیم خمشی بر رفتار تیر پیوند آن‌ها حاکم است، دارای شکل پذیری بیشتری می‌باشند. پس در طراحی قاب‌های مهاربندی شده واگرا سعی شود تا حد ممکن مقطع و طول تیر پیوند طوری انتخاب گردد که تسلیم برشی بر رفتار تیر پیوند حاکم باشد.
- ۳- با افزایش طول تیر پیوند و افزایش ارتفاع سازه، تقریباً مقدار ضریب اضافه مقاومت کاهش یافته است. در کل میزان تغییرات ضریب اضافه مقاومت، نسبت به تغییرات ضریب شکل پذیری، خیلی کمتر است.
- ۴- در مجموع مقادیر بدست آمده برای ضریب اضافه مقاومت از تحلیل استاتیکی غیرخطی کمتر از مقادیر بدست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی می‌باشد، ولی مقادیر بدست آمده برای ضریب شکل پذیری و ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری از تحلیل استاتیکی غیرخطی بیشتر از مقادیر بدست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی می‌باشد. در نهایت، مقادیر تقریباً مشابهی برای ضریب تشدید تغییر مکان از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بدست آمده است.
- ۵- آیین‌نامه‌های ASCE 7، NEHRP و استاندارد ۲۸۰۰، مقدار ضریب تشدید تغییر مکان را برای کل ساختمان‌های مهاربندی شده واگرا برابر ۴ ارائه کرده‌اند. بیشترین مقدار ضریب تشدید تغییر مکان حاصل از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی به ترتیب ۹/۹۷ و ۹/۵۵ بدست آمده که تقریباً ۲/۵ برابر مقدار ارائه شده توسط آیین‌نامه‌های مذکور است. در این حالت حداکثر تغییر مکان محاسبه شده سازه با استفاده از ضریب تشدید تغییر مکان ارائه شده توسط آیین‌نامه، کمتر از حداکثر تغییر مکان واقعی سازه خواهد بود که عواقبی چون عدم محاسبه صحیح درز انقطاع و همچنین عدم کنترل صحیح جابجایی نسبی طبقات را در پی خواهد داشت.



۶- در نظر گرفتن یک ضریب تشدید تغییر مکان واحد برای قاب‌های مهاربندی شده و اگر در آیین‌نامه‌ها مناسب نبوده و می‌بایست اثرات ارتفاع و طول تیر پیوند در ارائه ضریب تشدید تغییر مکان دخالت داده شوند.

## مراجع

آیین‌نامه طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله (۱۳۹۳) کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله؛ ویرایش چهارم، تهران: انتشارات مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن

ASCE 7 (2010) minimum design loads for buildings and other structures, American Society of Civil Engineers.

Asgarian B & Shokrgozar H (2009) BRBF response modification factor. *Journal of Constructional Steel Research*, 65(2), 290-298

FEMA 356 (2000) Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Building, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C

Humar JL & Rahgozar MA (1998) Accounting for overstrength in seismic design of steel structures. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 25(1), 1-15

Mahmoudi M and Zaree M (2013). Evaluating the displacement amplification factors of concentrically braced steel frames. *International Journal of Advanced Structural Engineering*

Nassar A and Krawinkler H (1991) Seismic demands for SDOF and MDOF systems. The John A. Blume Earthquake Engng Center, Stanford University

Roeder CW and Popov EP (1978) Eccentrically braced steel frames for earthquakes. *Journal of the Structural Division*, 104(ST3), 391-412

Schmidt BJ and Bartlett FM (2002) Review of resistance factor for steel: Resistance distributions and resistance factor calibration. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 29, 109-118

Uang CM (1991) Establishing R (or  $R_w$ ) and  $C_d$  factor for building seismic provision. *Journal of Structure Engineering*, 117.

Uang CM & Maarouf A (1996) Evaluation of Displacement Amplification Factor for Seismic Design Provisions. California Strong Motion Instrumentation Program Report. Department of Civil Engineering, Northeastern University, Boston

محمودی صاحبی م (۲۰۰۴) ضریب بزرگنمایی تغییر مکان در آیین‌نامه ۲۸۰۰، کنفرانس بین‌المللی زلزله، کرمان-ایران

