

## مقایسه پارامترهای رفتار عملکردی سازه‌های مهاربندی شده کمانش تاب

مرتضی رازی<sup>۱</sup>، محسن گرامی<sup>۲\*</sup> و رضا وهدانی<sup>۳</sup>

<sup>۱</sup> دانشجوی دکتری مهندسی عمران- زلزله، دانشگاه سمنان

<sup>۲</sup> دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

<sup>۳</sup> استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

(دریافت: ۹۵/۴/۲۶، پذیرش: ۹۵/۱۱/۱۹، نشر آنلاین: ۹۵/۱۱/۲۰)

### چکیده

در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، مقدار برش پایه با در نظر گرفتن میزان قابلیت جذب انرژی سازه در ناحیه رفتار غیر ارتجاعی، با استفاده از ضریب رفتار سازه کاهش داده می‌شود. با توجه به این که رفتار غیر خطی سازه‌ها تحت زلزله‌های مختلف یکسان نیست، ضریب رفتار علاوه بر مشخصات سازه به ویژگی‌های زلزله اعمالی نیز بستگی دارد. اثر مشخصات رکوردهای زلزله بر ظرفیت شکل‌پذیری و ضریب رفتار سازه‌ها را می‌توان با استفاده از نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی سازه‌ها، ارزیابی نمود. همچنین، با استفاده از معیارهای ارائه شده برای تعیین سطوح عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها می‌توان ضریب رفتار را برای سطوح عملکردی مختلف تعیین نمود. در این مقاله، اثر زلزله‌های نزدیک به گسل بر میزان ظرفیت شکل‌پذیری، اضافه مقاومت و ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی‌شده هم‌محور با مهاربندهای کمانش تاب (BRBF) برای سطوح عملکردی مختلف، مورد ارزیابی قرار گرفته است. برای این منظور، سه سازه‌ی نمونه با تعداد طبقات ۳، ۶ و ۱۰ انتخاب شده و پارامترهای رفتار لرزه‌ای آن‌ها تحت دو مجموعه از رکوردهای دور و نزدیک به گسل و برای سطوح عملکرد مختلف، محاسبه گردیده است. نتایج این تحقیق، نشان می‌دهد که برای یک سطح عملکرد مشخص، مقدار ضریب رفتار سازه‌های مهاربندی‌شده برای رکوردهای نزدیک به گسل به طور متوسط ۳۰ درصد کمتر از مقادیر مربوط به رکوردهای دور از گسل می‌باشد. همچنین به طور میانگین، مقدار ضریب رفتار مربوط به سطح عملکرد "ایمنی جانی" ۲۵ درصد کمتر از مقادیر مربوط به سطح عملکرد "جلوگیری از فروریزش" می‌باشد.

**کلیدواژه‌ها:** ضریب رفتار، قاب مهاربندی‌شده کمانش تاب، سطح عملکرد، زلزله‌های نزدیک به گسل.

### ۱- مقدمه

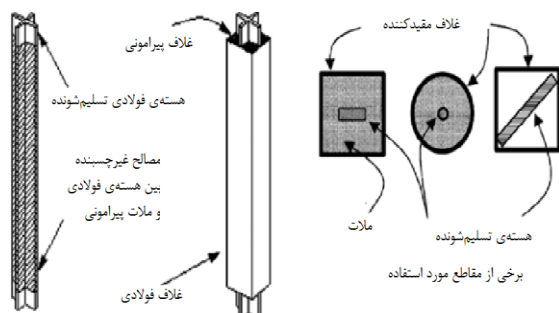
نامتقارن آن در کشش و فشار می‌شود. کمانش مهاربندها به میزان قابل ملاحظه‌ای باعث کاهش ظرفیت باربری سیستم مهاربندی می‌شود. در مقابل، مهاربندهای کمانش تاب با داشتن رفتار چرخه‌ای متقارن و پایدار، شکل‌پذیری و مقاومت بیشتر در مقابل بارهای خستگی‌آور، دارای ظرفیت باربری لرزه‌ای قابل توجهی بوده و به عنوان جایگزینی مناسب برای سیستم‌های مهاربندی سنتی به حساب می‌آیند (Ariyaratana و Fahnestock، ۲۰۱۱).

تاکنون مطالعات زیادی روی رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده کمانش تاب انجام پذیرفته است. برخی از این تحقیقات به تعیین پارامترهای رفتار لرزه‌ای این سیستم‌های سازه‌ای (نظیر ضریب اضافه مقاومت، شکل‌پذیری و ضریب رفتار) مربوط می‌شود. در این مقاله نیز به تخمین ضریب رفتار این سیستم سازه‌ای پرداخته شده و با استفاده از روش‌های تحلیل دینامیکی، اثر

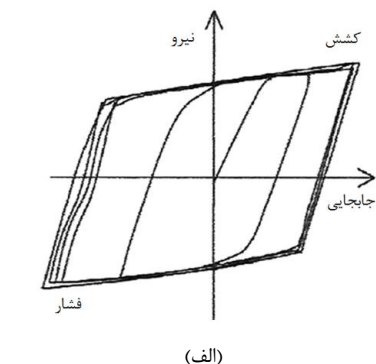
عملکرد نامطلوب سازه‌های مهاربندی شده سنتی طی زلزله‌های گذشته موجب شد محققین تحقیقات گسترده‌ای را جهت برطرف نمودن معایب این سیستم سازه‌ای انجام داده و راه‌حل‌های مختلفی را برای بهبود کارایی آن ارائه نمایند. یکی از ایده‌هایی که توانسته است توجه جامعه مهندسی و محققین را جلب نماید، استفاده از مهاربندهایی می‌باشد که قابلیت تحمل بار فشاری را تا لحظه رسیدن به حد جاری شدن داشته باشند (Wakabayashi و همکاران، ۱۹۳۷). این هدف از طریق مقید نمودن هسته فولادی تسلیم‌شونده مهاربند توسط غلاف فلزی قابل تأمین است. هم‌اکنون استفاده از این نوع سیستم سازه‌ای در کشورهای پیشرفته رواج دارد. دلیل عملکرد نامطلوب سیستم‌های مهاربندی سنتی، کمانش ترد مهاربندها می‌باشد که باعث رفتار

\* نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۰۲۳۳-۳۳۵۴۲۶۹

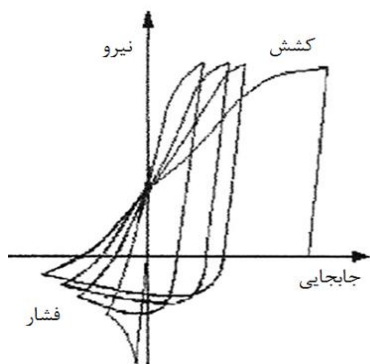
مهاربندها تحت بارهای چرخه‌ای می‌باشد. مهم‌ترین مزیت این مهاربندها، استفاده از تمام ظرفیت تسلیم مهاربند در فشار و کشش است (Chen و همکاران، ۲۰۰۱). دارا بودن مقاومت فشاری برابر یا بیشتر از مقاومت کششی در مهاربندهای کمانش‌تاب سبب می‌شود که شکل‌پذیری سیستم مهاربندی به شکل قابل توجهی افزایش یابد (Sabelli، ۲۰۰۰). رفتار چرخه‌ای مهاربندهای کمانش‌تاب و سنتی در شکل (۲) ارائه گردیده است.



شکل ۱- اجزاء تشکیل‌دهنده مهاربندهای کمانش‌تاب



(الف)



(ب)

شکل ۲- رفتار چرخه‌ای مهاربندهای سنتی و مهاربندهای کمانش‌تاب: (الف) مهاربندهای کمانش‌تاب، (ب) مهاربندهای سنتی

مشخصات رکوردهای زلزله (از دیدگاه اثرات نزدیک به گسل) بر پارامترهای رفتار لرزه‌ای سازه‌های مهاربندی شده، شامل شکل‌پذیری، اضافه مقاومت و ضریب رفتار، مورد بررسی قرار گرفته است. همچنین، برای تعیین ضریب رفتار سازه‌ها، دو سطح عملکرد "ایمنی جانی" و "جلوگیری از فروریزش" در نظر گرفته شده است. تعیین ضریب رفتار برای سطوح مختلف عملکرد سازه، می‌تواند در طراحی این سیستم‌ها به روش عملکردی و نیز ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها با استفاده از تحلیل‌های خطی، مفید باشد. همچنین محاسبه ضریب رفتار سازه‌ها برای شرایط نزدیک به گسل، می‌تواند در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها در مناطق نزدیک به گسل مورد استفاده قرار گیرد.

## ۲- سازه‌های مهاربندی شده کمانش‌تاب (BRBF)

سیستم‌های مهاربند شده کمانش‌تاب هم‌محور در مقایسه با سیستم‌های مهاربندی معمولی دارای ظرفیت شکل‌پذیری بیشتری می‌باشند. منحنی‌های رفتار چرخه‌ای مهاربندهای کمانش‌تاب دارای شکل متقارن و پایدار می‌باشد. این نوع رفتار چرخه‌ای، سیستم مهاربندی را قادر می‌سازد تا بارهای لرزه‌ای رفت و برگشتی قابل توجهی را تحمل نمایند. مقاومت فشاری مهاربندهای کمانش‌تاب معمولاً برابر یا بیشتر از مقاومت کششی آنها می‌باشد (Inoue و Sawaisumi، ۱۹۹۲). هر چند مهاربندهای کمانش‌تاب قابلیت استفاده در سیستم‌های مهاربندی برون‌محور را نیز دارا هستند، اما غالباً در مهاربندی‌های هم‌محور کاربرد دارند.

همان‌طور که در شکل (۱) نشان داده شده است، پیکربندی کلی یک مهاربند کمانش‌تاب به صورت یک هسته فولادی تسلیم‌شونده (با اشکال مختلف) است که توسط یک غلاف فلزی مقید می‌شود و فاصله بین غلاف و هسته توسط ملات یا بتن پر شده است. غالباً برای این که کمانش مهاربند در مودهای بالاتر انجام شود، شکافی بین هسته و ملات پرکننده قرار داده می‌شود. برای جلوگیری از انتقال نیرو بین هسته فولادی و مصالح پرکننده، باید با استفاده از تکنیک‌های مناسب و استفاده از مصالح جداساز، نیروی تماسی بین آنها به حداقل برسد. بخشی از هسته فولادی که خارج از ناحیه مقید شده قرار می‌گیرد، طوری طراحی می‌شود که دچار کمانش موضعی نشود و پیش از بخش مقید شده تسلیم نگردد. برای این منظور، سطح مقطع قسمت مقید نشده تا دو برابر افزایش یافته و توسط سخت‌کننده‌هایی تقویت می‌شود (Tsai و همکاران ۲۰۱۴). رفتار مهاربندهای کمانش‌تاب تحت بارهای رفت و برگشتی توسط محققین زیادی نظیر Kalyanaraman (۲۰۰۳)، مورد مطالعه قرار گرفته است. نتایج این مطالعات حاکی از رفتار مناسب این نوع

### ۳- زلزله‌های نزدیک به گسل

زلزله‌های نزدیک به گسل به رکوردهایی از زلزله اطلاق می‌شود که در نزدیکی گسل‌ها ثبت شده و دارای یک یا چند پالس سرعت در تاریخچه زمانی خود باشند. اثر جهت‌داری به عنوان مهم‌ترین ویژگی زلزله‌های نزدیک به گسل می‌تواند باعث افزایش قدرت تخریبی زلزله شود. معمولاً پالس سرعت در جهت عمود بر راستای انتشار گسل تشکیل شده و باعث وارد شدن ضربات شدید به سازه می‌شود. طیف رکوردهایی که دارای اثر جهت‌داری می‌باشند، در محدوده پریودهای متوسط تا زیاد، نسبت به رکوردهای معمولی دارای مقادیر بیشتری می‌باشند (Somerville و همکاران، ۱۹۹۷). Baker و Cornell (۲۰۰۸)، نشان دادند که قدرت تخریبی زلزله‌های نزدیک به گسل بیش از مقداری است که مقادیر شتاب طیفی آنها نشان می‌دهد. بنابراین، در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، در نظر گرفتن مقادیر شتاب طیفی بزرگ‌تر نمی‌تواند اثرات زلزله‌های نزدیک به گسل را به طور کامل لحاظ نماید. در این مقاله، برای در نظر گرفتن بخشی از قدرت تخریبی زلزله‌های نزدیک به گسل که خارج از بحث مقادیر شتاب طیفی قرار دارد، استفاده از ضریب رفتار کم‌تر برای رکوردهای نزدیک به گسل پیشنهاد شده است. رکوردهای مربوط به زلزله‌های نزدیک به گسل، علاوه بر اثر جهت‌داری، می‌توانند شامل اثرات دیگری نظیر جهت‌داری معکوس<sup>۲</sup> و یا اثر پله‌ای<sup>۴</sup> نیز باشند. در این مقاله، منظور از زلزله‌های نزدیک به گسل، رکوردهایی می‌باشد که دارای اثر جهت‌داری پیش‌رونده<sup>۵</sup> بوده و دارای پالس سرعت باشند. پدیده جهت‌داری پیش‌رونده زمانی اتفاق می‌افتد که سرعت انتشار موج در خاک و سرعت گسیختگی گسل تقریباً بر هم منطبق بوده و سازه در پیش روی امواج پیش‌رونده قرار داشته باشد. Kalkan و Kunnath (۲۰۰۶) نشان دادند که سازه‌های قاب خمشی که تحت رکوردهایی با اثر جهت‌داری قرار می‌گیرند، تحت پالس‌هایی با دامنه کوتاه، تغییر مکان‌های زیادی را تجربه می‌کنند. این بدان معناست که مقدار قابل توجهی از انرژی زلزله اعمالی باید از طریق شکل‌گیری مفاصل پلاستیک در زمانی کوتاه تحمل شود. به دلیل سختی زیاد سازه‌های مهاربندی شده، سرعت تشکیل مفاصل در این سازه‌ها کمتر از سیستم قاب خمشی می‌باشد، بنابر این تحت رکوردهای نزدیک به گسل آسیب‌پذیری بیشتری دارند (Ker-Chun و همکاران، ۲۰۱۰). طی مطالعه‌ای که روی پاسخ پنج سازه قاب خمشی تحت رکوردهای نزدیک به گسل توسط Gerami و Abdollahzadeh (۲۰۱۳)، انجام شد، مشخص گردید که اثر جهت‌داری زلزله سبب می‌شود که شکل‌پذیری ستون‌های سازه به طور متوسط بین ۲۵ تا ۵۰ درصد

کاهش یابد. این عامل سبب کاهش شکل‌پذیری کلی سازه می‌شود. کاهش شکل‌پذیری نیز می‌تواند باعث تقلیل ظرفیت باربری لرزه‌ای و متعاقباً کاهش ضریب رفتار سازه‌ها شود.

در این مقاله، برای بررسی میزان تأثیر زلزله‌های نزدیک به گسل بر ظرفیت شکل‌پذیری و ضریب رفتار سازه‌ها، از نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) استفاده شده است. برای این منظور، ظرفیت شکل‌پذیری و ضریب رفتار سازه‌های نمونه تحت دو مجموعه از رکوردهای دور و نزدیک به گسل محاسبه گردیده و با یکدیگر مقایسه شده‌اند. در این مطالعه، برای انتخاب رکوردهای نزدیک به گسل از معیار ارائه شده توسط پروفیسور Baker (۲۰۰۷) استفاده شده است.

### ۴- ضریب رفتار

ضریب رفتار پارامتری است که بیانگر میزان قابلیت سازه برای جذب انرژی زلزله در ناحیه غیر خطی است. از دیدگاهی دیگر، ضریب رفتار نسبت حداکثر نیروی برش پایه ناشی از زلزله (با فرض رفتار ارتجاعی) به نیروی برش پایه طراحی سازه می‌باشد. در روش‌های معمول طراحی که از تحلیل‌های خطی- ارتجاعی برای تعیین پارامترهای پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها استفاده می‌شود، ضریب رفتار سازه نقش تعیین‌کننده‌ای در طراحی سازه‌ها دارد. در واقع، آیین‌نامه‌ها با در نظر گرفتن میزان قابلیت جذب انرژی زلزله در ناحیه رفتار فرا ارتجاعی، اجازه می‌دهند که نیروهای جانبی طراحی با اعمال ضریب رفتار، تا چند برابر کاهش داده شود. از دیدگاه آیین‌نامه‌ای، مقدار ضریب رفتار به نوع سیستم سازه‌ای و جزئیات در نظر گرفته شده در فرآیند طراحی بستگی دارد. هر چند عواملی نظیر ارتفاع سازه و اثرات نزدیک به گسل، بر مقدار ضریب رفتار سازه تأثیرگذار می‌باشند، اثر این عوامل بر ضریب رفتار، در آیین‌نامه‌ها لحاظ نگردیده است (Maheri و Akbari، ۲۰۱۳) و (Gillie و همکاران، ۲۰۱۰).

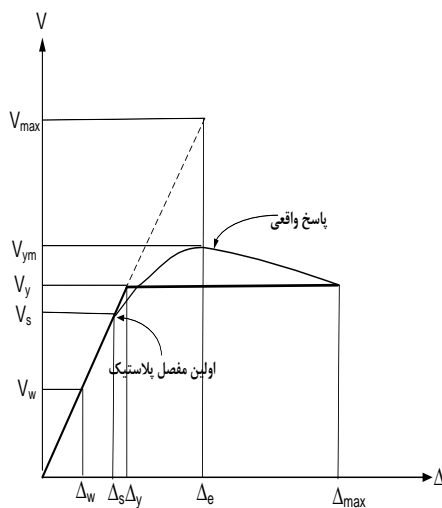
برای طراحی سازه‌های مهاربندی شده کمانش تاب، ضوابطی توسط انجمن مهندسين سازه کالیفرنیا<sup>۶</sup> ارائه شده است که بر اساس آن، ضریب رفتار سازه‌های مهاربندی شده کمانش تاب برابر ۸ در نظر گرفته می‌شود. مطابق پیشنهاد آیین‌نامه ATC 34 (۱۹۹۵)، ضریب رفتار از حاصل ضرب سه پارامتر مختلف به دست می‌آید: ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل‌پذیری و ضریب نامعینی. اضافه مقاومت سازه ناشی از این واقعیت است که حداکثر مقاومت جانبی سازه معمولاً بیش از مقاومت طراحی آن می‌باشد. همچنین، انرژی مستهلک شده

5. Forward directivity  
6. SEAOC

3. Backward directivity  
4. Fling step

#### ۴-۱- محاسبه ضریب رفتار

منحنی رفتار غیر خطی سازه که با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) به دست می‌آید، را می‌توان مطابق شکل (۳) به صورت دو خطی ارتجاعی-خمیری کامل، معادل‌سازی نمود. در این روش، نیروی تسلیم با علامت  $V_y$  و جابجایی تسلیم با  $\Delta_y$  نشان داده می‌شود، جابجایی منطبق بر ظرفیت نهایی سیستم با علامت  $\Delta_e$  و حداکثر نیروی برشی ارتجاعی (منطبق بر ظرفیت نهایی سیستم) با  $V_e$  نشان داده می‌شود. این پارامترها با استفاده از تحلیل دینامیکی خطی سازه به دست می‌آیند.



شکل ۳- پارامترهای پاسخ لرزه‌ای سازه

با در نظر گرفتن رفتار دو خطی ارتجاعی-خمیری کامل، مقدار حداکثر نیروی برشی برابر نیروی تسلیم  $V_y$  می‌باشد. نسبت حداکثر نیروی برشی سیستم ارتجاعی  $V_e$  به نیروی تسلیم سیستم دو خطی  $V_y$  با عبارت  $R_\mu$  نشان داده می‌شود (رابطه (۱)). این کمیت بیانگر ضریب کاهش نیرو به دلیل شکل‌پذیری سازه می‌باشد.

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

اضافه مقاومت سازه با تقسیم حداکثر نیروی تسلیم سازه دوخطی ( $V_y$ ) به نیروی برشی معادل شروع رفتار غیر ارتجاعی در سازه ( $V_s$ ) به دست می‌آید (رابطه (۲)).

$$R_{s0} = \frac{V_y}{V_s} \quad (2)$$

در نشریه SEAOC، مقدار ضریب اضافه مقاومت سازه‌های مهاربندی شده کمانش‌تاب برابر ۲ در نظر گرفته شده است. ضریب اضافه مقاومت به مشخصات اسمی مصالح المان‌های سازه‌ای نیز

توسط شکل‌پذیری سازه، ناشی از شکل‌گیری رفتار خمیری در المان‌های برابر سازه می‌باشد.

روش‌های مختلفی برای تعیین ضریب رفتار سازه‌ها وجود دارد. در برخی از روش‌های تحلیلی، از نتایج تحلیل بار افزون برای به دست آوردن پارامترهای پاسخ سازه استفاده می‌شود.

Izadiniaa و همکارانش (۲۰۱۲)، با استفاده از نتایج تحلیل‌های بار افزون سنتی و تطبیقی، پارامترهای پاسخ لرزه‌ای سه قاب خمشی فولادی را ارزیابی نمودند.

Zaree و Mahmoudi (۲۰۱۰)، نیز با استفاده از روش تحلیل بار افزون مقادیر ضریب رفتار سازه‌های مهاربندی سنتی و کمانش‌تاب (با پیکربندی‌های مختلف) را ارزیابی نمودند.

همچنین، Choi و Kang روشی را برای افزایش دقت روش‌های تخمین ضریب رفتار سازه‌ها ارائه نمودند که اثرات چند درجه آزادی را در نظر می‌گیرد. در برخی روش‌های دیگر، از نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی برای تعیین کمیت‌های مورد نیاز برای تعیین ضریب رفتار سازه‌ها استفاده می‌شود. برای مثال، Asgarian و همکارانش (۲۰۰۹)، نتایج تحلیل‌های دینامیکی خطی و غیر خطی و تحلیل بار افزون را برای تعیین ضریب رفتار سازه‌های مهاربندی شده کمانش‌تاب مورد استفاده قرار دادند. آنها مقدار ضریب رفتار سازه‌ها را برای طراحی به روش حالات حدی و روش تنش مجاز به ترتیب برابر ۸/۳۳ و ۱۲ پیشنهاد نمودند. در این مقاله نیز برای تعیین ضریب رفتار سازه‌ها، از روش اخیر استفاده شده است. از طرفی، با توجه به گرایش روزافزون جامعه مهندسی به سمت طراحی بر اساس سطح عملکرد، تعیین پارامترهای رفتار لرزه‌ای سازه‌ها (نظیر ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و شکل‌پذیری) بر اساس سطح عملکرد، می‌تواند راهگشا باشد (FEMAP695 ۲۰۰۹). در این رابطه، ضوابطی توسط نشریه فیما ۶۹۵ (FEMA P695) ارائه گردیده که می‌تواند مورد توجه قرار گیرد.

در این مقاله، ضریب اضافه مقاومت، شکل‌پذیری و ضریب رفتار سازه‌های مهاربندی شده کمانش‌تاب، دو سطح عملکرد "ایمنی جانی" و "جلوگیری از فروریزش" مورد ارزیابی قرار گرفته است. پارامترهای به دست آمده می‌تواند در طراحی سازه‌ها به روش عملکردی با استفاده از تحلیل‌های خطی مفید باشد. از طرف دیگر، با توجه به این که ظرفیت شکل‌پذیری سازه‌ها می‌تواند به طور قابل ملاحظه‌ای تحت تأثیر مشخصات رکورد زلزله باشد، ارزیابی‌ها به طور مجزا و مقایسه‌ای، برای دو مجموعه از رکوردهای دور و نزدیک به گسل انجام شده است.

برابر ۳/۲ و ۶ متر می‌باشد. مشخصات هندسی و پیکربندی سازه‌ها در شکل (۴) نمایش داده شده است. بارگذاری و طراحی قاب‌ها مطابق ضوابط آیین‌نامه‌های ASCE (۲۰۱۰) و AISC (۲۰۱۰)، انجام شده است. مقاطع طراحی قاب‌ها در جدول (۱) ارائه شده است. میزان بار مرده و بار زنده تمامی طبقات قاب‌های نمونه به ترتیب برابر ۵۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است. بار زنده طبقه بام برابر ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع می‌باشد. در محاسبه جرم لرزه‌ای طبقات کل بار مرده به اضافه ۲۰ درصد بار زنده در نظر گرفته شد.

جدول ۱- مقاطع طراحی قاب‌های نمونه

طبقه	تیرها	ستون‌ها	مهاربندها
قاب ۳ طبقه			
۳-۱	H*340×200×10×14	Box200×200×10	A <sub>c</sub> =11 cm <sup>2</sup>
قاب ۶ طبقه			
۶-۴	H340×200×10×14	Box240×240×12	A <sub>c</sub> =12 cm <sup>2</sup>
۳-۱	H340×200×10×14	Box300×300×12	A <sub>c</sub> =17 cm <sup>2</sup>
قاب ۱۰ طبقه			
۱۰-۹	H340×200×10×20	Box240×240×12	A <sub>c</sub> =14 cm <sup>2</sup>
۸-۷	H340×200×10×20	Box260×260×12	A <sub>c</sub> =22.56 cm <sup>2</sup>
۶-۴	H340×200×10×20	Box380×380×20	A <sub>c</sub> =27.4 cm <sup>2</sup>
۳-۱	H340×200×10×20	Box440×440×30	A <sub>c</sub> =27.4 cm <sup>2</sup>

تحلیل خطی و طراحی سازه‌ها در محیط نرم‌افزار ETABS v9.5 صورت گرفته است. مدل‌سازی غیرخطی و تحلیل‌های دینامیکی خطی و غیرخطی و نیز تحلیل‌های بار افزون سازه‌های نمونه با استفاده از نرم‌افزار SeismoStruct v6.0 انجام شده است. مدل‌سازی رفتار غیر خطی المان‌های سازه‌ای در این نرم‌افزار با استفاده از تعریف مفاصل متمرکز و یا با استفاده از المان‌های فیبری (Scott و Fenvese، ۲۰۰۶) انجام شود. در این تحقیق روش دوم برای مدل‌سازی غیر خطی مورد استفاده قرار گرفته است. در این نرم‌افزار رفتار غیرخطی هندسی (شامل آثار  $P-\Delta$ ) در نظر گرفته می‌شود. در تمامی قاب‌های نمونه، اتصالات تیرها به ستون‌ها به شکل مفصلی مدل شده است. المان‌های مهاربندی نیز با استفاده از المان‌های خریابی مدل شده‌اند. رفتار مصالح فولادی به شکل دوخطی با ضریب سخت‌شدگی کرنشی ۳٪ در نظر گرفته شده است. فولاد مصرفی از نوع St 37 می‌باشد که تنش تسلیم اسمی آن برابر ۲۴۰ مگاپاسکال و مدول ارتجاعی آن برابر  $2/1 \times 10^5$  مگاپاسکال است. مدل‌سازی سقف‌ها به صورت دیافراگم صلب انجام شده و از اثرات اندرکنش خاک و سازه نیز صرف نظر شده است.

بستگی دارد. بنابراین برای تعیین مقدار ضریب اضافه مقاومت سازه‌ها باید اثر مصالح نیز در نظر گرفته شود (Bartlett و Schmidt، ۲۰۰۲).

$$R_S = R_{S0} F_1 F_2 \dots F_n \quad (۳)$$

در رابطه (۳) ضریب  $F_1$  برای در نظر گرفتن اختلاف بین تنش تسلیم استاتیکی واقعی و تنش تسلیم استاتیکی اسمی مصالح به کار می‌رود. یک مطالعه آماری روی فولاد سازه‌ای نشان می‌دهد که می‌توان ضریب  $F_1$  را برابر ۱/۰۵ در نظر گرفت (Choi و Kim، ۲۰۰۵). همچنین، ضریب  $F_2$  برای در نظر گرفتن اثر سخت‌شدگی کرنشی دینامیکی طی رخداد زلزله لحاظ می‌شود که مقدار این ضریب را می‌توان برابر ۱/۱ در نظر گرفت (Uang، ۱۹۹۱). با قرار دادن ضرایب  $F_1$  و  $F_2$  به ترتیب برابر با ۱/۰۵ و ۱/۱ و نیز صرف نظر کردن از سایر عوامل (نظیر اثر المان‌های غیر سازه‌ای)، مقدار ضریب تصحیح برای محاسبه ضریب اضافه مقاومت واقعی برابر ۱/۵۵ به دست می‌آید. برای استفاده از ضریب رفتار به دست آمده برای طراحی به روش حالات حدی در طراحی به روش تنش مجاز باید آن را در ضریب اصلاحی ضرب نمود که مقدار آن برای مقاطع I شکل بین ۱/۴ تا ۱/۵ در نظر گرفته می‌شود (ASCE 07-10، ۲۰۱۰). در این مقاله، ضریب رفتار برای طراحی به روش حالات حدی محاسبه گردیده است. با توجه به مطالب ذکر شده، ضریب رفتار سازه‌ها برای طراحی به روش حالات حدی از رابطه (۴) به دست می‌آید.

$$R = \frac{V_e}{V_s} \times F_1 \times F_2 = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} \times F_1 \times F_2 = R_\mu \times R_S \quad (۴)$$

با داشتن مقادیر حداکثر جابجایی طبقات برای شدت‌های مختلف لرزه‌ای و معادل‌سازی سطوح عملکرد با مقادیر مشخصی از حداکثر جابجایی نسبی طبقات، می‌توان شدت‌های لرزه‌ای (مقادیر PGA) منطبق بر سطوح عملکرد مختلف را تعیین نمود. شکل‌پذیری سازه ( $\mu$ ) نیز با استفاده از منحنی دوخطی تعیین می‌شود. همچنین با تقسیم نمودن مقدار  $V_y$  به مقدار  $V_s$  و سپس اعمال ضریب اصلاح ۱/۵۵ مقدار ضریب اضافه مقاومت به دست می‌آید. در انتها، ضریب رفتار کلی سازه برای طراحی به روش حالات حدی، از رابطه (۴) محاسبه می‌گردد.

## ۵- سازه‌های نمونه و مدل‌سازی

سه قاب نمونه با سیستم مهاربندی شده هم محور با مهاربندهای کمانش تاب با تعداد طبقات ۳، ۶ و ۱۰ برای انجام مطالعات انتخاب و طراحی شدند. پیکربندی مهاربندها به صورت شورون (شکل هشتی) می‌باشد. ارتفاع طبقات و طول دهانه تمام قاب‌ها به ترتیب

### ۶- روند انجام تحقیق

در این مقاله، مطابق روندی که در بخش (۴-۱) توضیح داده شد، پارامترهای رفتار لرزه‌ای (شامل ضریب اضافه مقاومت  $(R_s)$ ، شکل‌پذیری  $(\mu)$ ، ضریب کاهش نیروی ناشی از شکل‌پذیری  $(R_\mu)$  و ضریب رفتار کلی سیستم  $(R)$  برای سه قاب نمونه مورد ارزیابی قرار گرفته است.

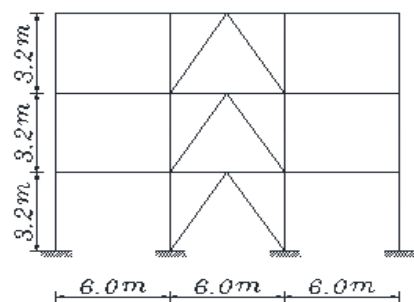
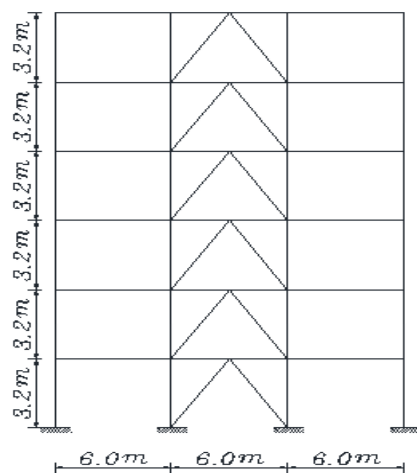
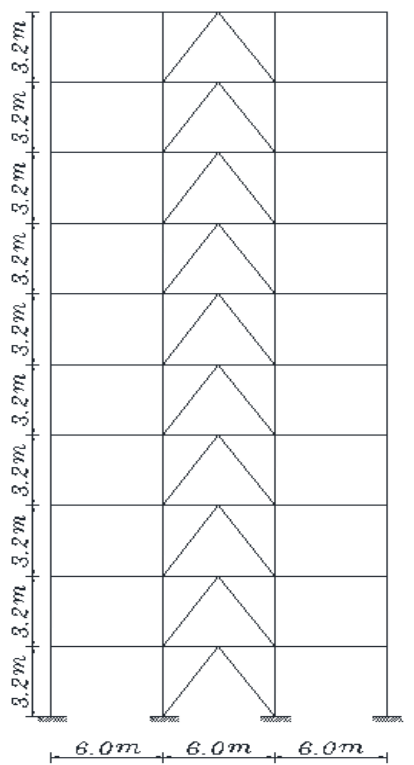
برای به دست آوردن منحنی رفتار غیر خطی سازه‌ها و مقادیر پاسخ سازه (جابجایی طبقات و برش پایه)، می‌بایست رکوردهای زلزله با شدت‌های مختلف و در قالب تحلیل IDA به سازه وارد شوند. با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی پارامترهای رفتار لرزه‌ای شامل نیروی تسلیم  $(V_y)$ ، جابجایی تسلیم  $(\Delta_y)$  و شکل‌پذیری  $(\mu)$  به دست می‌آیند.

برای به دست آوردن حداکثر نیروی برش ارتجاعی  $(V_e)$ ، از تحلیل دینامیکی خطی استفاده می‌شود. به منظور بررسی اثر زلزله‌های نزدیک به گسل بر مقدار ضریب رفتار سازه‌ها، در تحلیل‌های دینامیکی از دو مجموعه رکورد دور و نزدیک به گسل استفاده شده است. تفاوت اصلی بین رکوردهای دور و نزدیک به گسل در خاصیت پالسی زلزله‌های نزدیک به گسل می‌باشد. به عبارت دیگر، رکوردهای زلزله‌های نزدیک به گسل دارای خاصیت پالسی می‌باشند. مشخصات رکوردهای استفاده شده در این تحقیق، در جدول (۲) ارائه گردیده است.

برای آن که مقدار شدت زلزله منطبق بر حالات حدی مختلف (CP و LS) تعیین شود، می‌بایست سطوح عملکرد را به طور کمی توسط پارامترهای پاسخ لرزه‌ای سازه تعریف نمود. در این مقاله، با استناد به ضوابط نشریه FEMA 356 (۲۰۰۰) مقادیر زاویه دررفت متناظر با سطوح عملکرد "ایمنی جانی" و "جلوگیری از فروریزش" تعیین شده است (جدول (۳)).

### ۷- نتایج تحلیل‌ها

در این بخش، با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی افزایشی، مقادیر کمیت‌های پاسخ غیرخطی قاب‌های نمونه برای مقادیر مختلف شتاب زمین (PGA) و برای هر یک از رکوردهای زلزله به دست آمده است. نتایج تحلیل‌های IDA برای قاب‌های نمونه به صورت مقادیر حداکثر شتاب زمین در مقابل حداکثر زاویه دررفت طبقه، در شکل (۴) ارائه گردیده است. با توجه به مقادیر حداکثر زاویه دررفت طبقات، مقدار PGA و برش پایه غیرخطی منطبق بر هر یک از سطوح عملکردی سازه برای هر رکورد، قابل تعیین است.



شکل ۴- پیکربندی و مشخصات هندسی قاب‌های نمونه

## جدول ۳- مقادیر حداکثر زاویه دررفت برای حالات حدی

(مطابق نشریه FEMA 356)	
حالات حدی	حداکثر زاویه دررفت طبقه
بهره‌برداری بی‌وقفه	۰/۰۵٪
ایمنی جانبی	۰/۱۵٪
جلوگیری از فروریزش	۰/۲٪

در جدول (۴) مقادیر حداکثر برش پایه ارتجاعی ( $V_e$ )، حداکثر برش پایه غیر ارتجاعی ( $V_y$ )، و برش پایه متناظر با ورود سازه به ناحیه غیر خطی ( $V_g$ ) آمده است. همچنین، میانگین پارامترهای رفتار لرزه‌ای شامل ضریب اضافه مقاومت ( $R_s$ )، شکل‌پذیری ( $\mu$ )، ضریب کاهش نیرو ناشی از شکل‌پذیری سازه ( $R_{\mu}$ ) و میانگین ضریب رفتار قاب‌ها ( $R$ )، در جدول (۵) ارائه گردیده است. به عنوان مثال، منحنی برش پایه در مقابل تغییر مکان بام برای قاب ۱۰ طبقه، در شکل (۵) نشان داده شده است.

با توجه به نتایج ارائه شده در جدول (۵)، ضریب رفتار مربوط به زلزله‌های نزدیک به گسل نسبت به مقادیر مربوط به زلزله‌های دور از گسل مقدار کمتری دارد؛ به طوری که برای زلزله‌های دور از گسل، مقدار متوسط ضریب رفتار سازه‌های مورد مطالعه برای حالت حدی "ایمنی جانی" برابر ۷/۲ و برای حالت حدی "جلوگیری از فروریزش" برابر ۹/۰ می‌باشد؛ در حالی که این مقادیر برای زلزله‌های نزدیک به گسل به ترتیب برابر ۵/۰ و ۷/۰ می‌باشد.

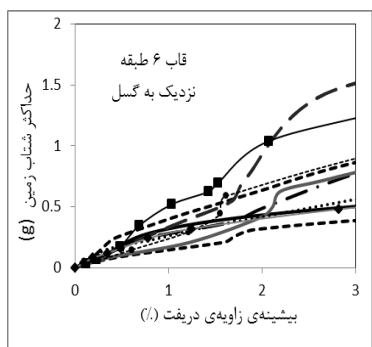
بنابر این، به نظر می‌رسد که در طراحی سازه‌ها در مقابل زلزله‌های نزدیک به گسل، می‌بایست ضریب رفتار سازه حدود ۳۰ درصد تقلیل داده شود. این مسئله جدا از بحث تفاوت طیف پاسخ شتاب زلزله‌های دور و نزدیک به گسل می‌باشد. البته برای کاربردهای عملی، انجام تحلیل‌های بیشتری مورد نیاز است. دلیل این که ضریب رفتار سازه‌ها برای زلزله‌های نزدیک به گسل کمتر از رکوردهای دور از گسل است، آن است که انرژی زلزله‌های نزدیک به گسل در زمان کوتاهی به سازه وارد می‌شود و سازه فرصت کافی برای توزیع رفتار پلاستیک در المان‌های سازه‌ای و استهلاک انرژی را ندارد.

## جدول ۲- رکوردهای مورد استفاده در تحلیل‌های دینامیکی

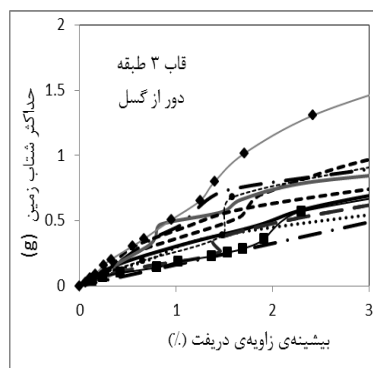
فاصله (کیلومتر)	بزرگا	شتاب نگاشت ثبت شده	PGA(g)
۱۱/۱۴	۷/۶	۱- شتاب نگاشت‌های دور از گسل motions Chi-Chi CHY101-W, Taiwan, Sep 20, 1999	۰/۳۵۳
۱۰/۴	۶/۵	Imperial Valley, H-E01240, October 15, 1979	۰/۳۱۵
۱۲/۷	۶/۹	Loma Prieta, G02090, October =, 1989	۰/۳۲۲
۱۴/۴	۶/۹	Loma Prieta, G03090, October 18, 1989	۰/۳۶۷
۱۵/۸	۶/۷	Northridge, CNP 196, January 17, 1994	۰/۴۲
۱۳	۶/۷	Northridge, LOS000, January 17, 1994	۰/۴۱
۲۶/۱	۷/۴	Tabas, BOS-T1, Sep 16, 1978	۰/۰۸۹
۹۵/۷۲	۶/۹	Kobe, HIK000, January 16, 1995	۰/۱۴۳
۶۴/۸	۶/۰۶	N. Palm Springs, TFS000, July 8, 1986	۰/۱۲۱
۶۴/۶۷	۷/۳۷	Manjil, 188040, June 20, 1990	۰/۰۹۷
۰/۲۴	۷/۶	۲- شتاب نگاشت‌های نزدیک به گسل Chi-Chi, TCU052-N, Taiwan, Sep 20, 1999	۰/۴۱۹
۱/۰۹	۷/۶	Chi-Chi, TCU068-W, Taiwan, Sep 20, 1999	۰/۵۶۶
۲	۶/۹	Erzincan, ERZ-EW, March 13, 1992	۰/۴۹۶
۷/۱	۶/۷	Northridge, RRS228, January 17, 1994	۰/۸۳۸
۶/۴	۶/۷	Northridge, SYL360, January 17, 1994	۰/۸۴۳
۲۳/۶	۷/۳	Landers, LUCMV1-280, 1992	۰/۲۵
۱۱/۱	۶/۹	Loma Prieta, 0090, October 18, 1989	۰/۳۲۲
۱۰/۴	۶/۵	Imperial Valley, H-BRA225, October 15, 1979	۰/۱۶
۰/۳	۶/۹	Kobe, KJMA000, January 16, 1995	۰/۶۹۳
۸/۲	۷	Cape Mendocino, Petrolia000, 1992	۰/۵۸۹

با داشتن مقدار PGA مربوط به هر سطح عملکرد، با انجام یک تحلیل دینامیکی خطی مقدار پارامتر برش پایه ارتجاعی ( $V_e$ ) به دست می‌آید. با توجه به این که مقادیر  $V_y$  و  $\Delta y$  از تحلیل دینامیکی غیر خطی به دست آمده‌اند، برای محاسبه ضریب رفتار می‌بایستی مقدار برش پایه متناظر با شروع رفتار غیر خطی در سازه تعیین شود. برای به دست آوردن این پارامتر از تحلیل بار افزون با الگوی توزیع بار متناسب با مود اول ارتعاش سازه استفاده شده است. در منحنی بار افزون، که به صورت مقادیر برش پایه برحسب جابجایی بام ترسیم می‌گردد، لحظه شروع رفتار غیر خطی نقطه‌ای است که منحنی بار افزون از شکل خطی به تدریج خارج شده و شکل منحنی به خود می‌گیرد (شکل (۵)).

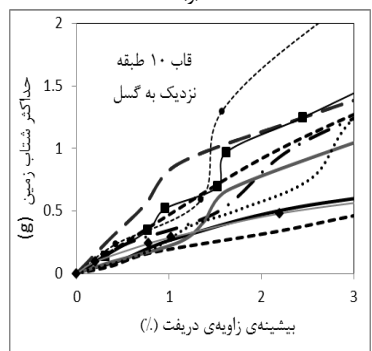
پارامترهای رفتار لرزه‌ای سازه‌ها برای دو مجموعه رکورد ۱۰ تایی زلزله (شامل ۱۰ رکورد نزدیک به گسل و ۱۰ رکورد دور از گسل)، محاسبه گردیده و میانگین مقادیر به دست آمده از تحلیل‌ها در جداول (۴) و (۵) ارائه شده است.



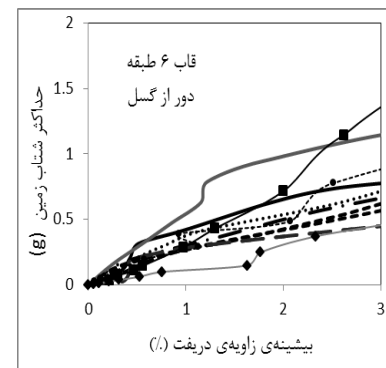
(و)



(الف)

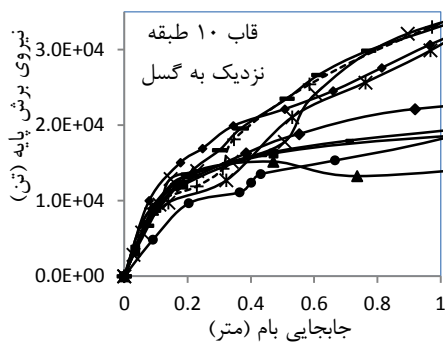


(ه)

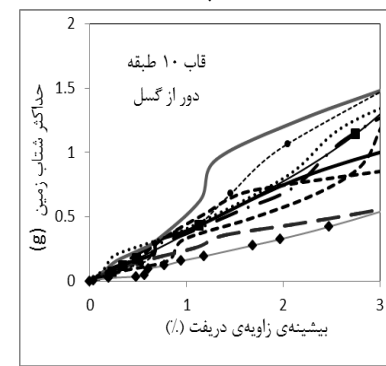


(ب)

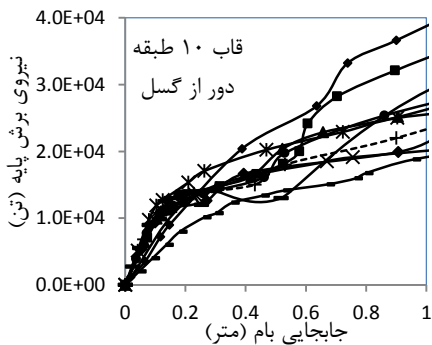
شکل ۵- منحنی‌های پاسخ سازه‌های نمونه حاصل از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی (IDA)



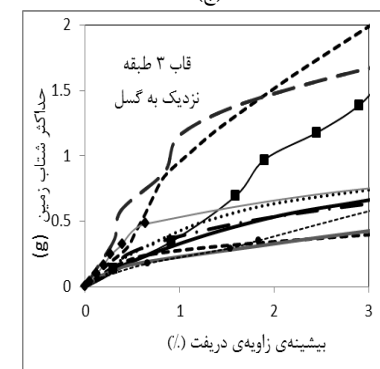
(الف)



(ج)



(ب)



(د)

شکل ۶- منحنی برش پایه-جابجایی بام برای قاب ۱۰ طبقه



جدول ۴- مقادیر برش ارتجاعی، غیر ارتجاعی و برش تسلیم برای قاب‌های نمونه

زلزله‌های نزدیک به گسل			زلزله‌های دور از گسل			سطح عملکرد	تعداد طبقات
$V_s$ (avg) (kN)	$V_e$ (avg) (kN)	$V_y$ (avg) (kN)	$V_s$ (avg) (kN)	$V_e$ (avg) (kN)	$V_y$ (avg) (kN)		
۳۲۴۷/۱	۱۵۴۷۸/۲	۵۷۷۶/۲	۳۲۴۷/۱	۲۲۴۸۳	۵۷۶۰/۵	ایمنی جانی LS	۳
۵۳۰۷/۲	۲۴۷۳۰	۹۱۳۰/۲	۵۳۰۷/۲	۳۳۰۵۴/۸	۹۷۹۴/۳	ایمنی جانی LS	۶
۷۹۴۶/۱	۳۵۳۸۹/۶	۱۴۱۱۳/۷	۷۹۴۶/۱	۴۴۷۰۶/۱۳	۱۵۹۹۲/۳	ایمنی جانی LS	۱۰
۳۲۴۷/۱	۲۱۲۵۲/۸	۶۰۶۸/۵	۳۲۴۷/۱	۲۹۲۵۰/۵	۶۳۴۴	جلوگیری از فروریزش CP	۳
۵۳۰۷/۲	۳۲۶۸۴	۹۳۴۴	۵۳۰۷/۲	۳۹۹۴۹/۳	۱۰۲۴۶/۵	جلوگیری از فروریزش CP	۶
۷۹۴۶/۱	۴۲۳۳۶	۱۴۵۹۱/۴	۷۹۴۶/۱	۵۳۴۵۹/۶	۱۶۶۷۴/۱	جلوگیری از فروریزش CP	۱۰

جدول ۵- پارامترهای رفتار لرزه‌ای قاب‌های نمونه

رکوردهای نزدیک به گسل				رکوردهای دور از گسل				سطح عملکرد	تعداد طبقات
$R$	$R_\mu$	$R_s$	$\mu$	$R$	$R_\mu$	$R_s$	$\mu$		
۵/۵	۲/۷	۱/۷۷	۲/۲۵	۸	۳/۹	۱/۸	۳/۳	ایمنی جان LS	۳
۵/۴	۲/۷	۱/۷	۲/۳	۷/۲	۳/۴	۱/۷۵	۲/۹	ایمنی جان LS	۶
۵/۰	۲/۵	۱/۶	۲/۱	۶/۵	۲/۸	۱/۷۵	۲/۳	ایمنی جان LS	۱۰
۷/۶	۳/۶	۱/۸۵	۳/۱	۱۰/۵	۴/۶	۲/۱	۳/۹	جلوگیری از فروریزش CP	۳
۷/۲	۳/۵	۱/۸	۳/۱	۸/۷	۳/۹	۲	۳/۳	جلوگیری از فروریزش CP	۶
۶/۱	۲/۹	۱/۷۵	۲/۵	۷/۸	۳/۲	۲/۱	۲/۷	جلوگیری از فروریزش CP	۱۰

## ۸- نتیجه‌گیری

برای قاب‌های نمونه، برای زلزله‌های دور و نزدیک به گسل به ترتیب برابر ۲/۹ و ۲/۲ به دست آمده است. این مقادیر برای سطح عملکرد "جلوگیری از فروریزش به ترتیب برابر ۳/۹ و ۳/۳ می‌باشد.

۳- برای سطح عملکرد "ایمنی جانی"، میانگین ضریب رفتار قاب‌های نمونه، برای زلزله‌های دور و نزدیک به گسل به ترتیب برابر ۷/۲ و ۵/۳ حاصل شده است. این مقادیر برای سطح عملکرد "جلوگیری از فروریزش به ترتیب برابر ۹/۰ و ۷/۶ می‌باشد.

۴- به طور میانگین، مقدار ضریب رفتار به دست آمده برای سطح عملکرد "جلوگیری از فروریزش" ۲۵٪ بیشتر از مقادیر مربوط به سطح عملکرد "ایمنی جانی" می‌باشد.

۵- به طور میانگین، مقدار ضریب رفتار به دست آمده برای زلزله‌های دور از گسل ۳۰ درصد بیش از مقادیر مربوط به زلزله‌های نزدیک به گسل است.

پیشنهاد می‌شود این مطالعه با استفاده از تعاریف دقیق‌تر برای سطوح عملکردی سازه‌ها که به نحو دقیق‌تری ظرفیت استهلاک انرژی سازه را در نظر می‌گیرند، توسعه داده شود.

در این مقاله، پارامترهای رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده کمانش تاب، شامل ضریب اضافه مقاومت، شکل‌پذیری و ضریب رفتار، تحت زلزله‌های دور و نزدیک به گسل مورد ارزیابی قرار گرفت. سازه‌های نمونه در این مطالعه شامل سه قاب مهاربندی شده با تعداد طبقات ۳، ۶ و ۱۰ می‌باشد. مقادیر کمیته‌های پاسخ لرزه‌ای این سازه‌ها با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی خطی و غیر خطی و نیز روش تحلیل بار افزون، به دست آمده و در محاسبه پارامترهای رفتار لرزه‌ای مورد استفاده قرار گرفتند. برای انجام تحلیل‌های دینامیکی از ۱۰ رکورد دور از گسل و ۱۰ رکورد نزدیک به گسل استفاده شده است. ارزیابی سازه‌ها برای دو سطح عملکرد "ایمنی جانی" و "جلوگیری از فروریزش" به انجام رسیده است. نتایج به دست آمده از این مطالعه را می‌توان به طور خلاصه، به صورت زیر بیان نمود:

۱- برای سطح عملکرد "ایمنی جانی"، میانگین ضریب اضافه مقاومت قاب‌های نمونه، برای زلزله‌های دور و نزدیک به گسل به ترتیب برابر ۱/۷۷ و ۱/۶۹ به دست آمده است. این مقادیر برای سطح عملکرد "جلوگیری از فروریزش به ترتیب برابر ۲/۰۵ و ۱/۸ می‌باشد.

۲- برای سطح عملکرد "ایمنی جانی"، میانگین شکل‌پذیری ( $\mu$ )

- ۹- مراجع
- Kang CK, Choi BJ, "New Approach to Evaluate the Response Modification Factors for Steel Moment Resisting Frames", *International Journal of Steel Structures*, 2011, 11 (3), 275-286.
- Ker-Chun L. Chu-Chieh J, Jung-Yu Chen B, Heui-Yung Chang B, "Seismic reliability of steel framed buildings", *Structural Safety*, 2010, 32, 174-182.
- Kim J, Choi H, "Response modification factors of chevron-braced frames", *Journal of Engineering Structures*, 2005, 27 (2), 285-300.
- Mahmoudi M, Zaree M, "Evaluating response modification factors of concentrically braced steel frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 2010, 66, 1196-1204.
- Ravi Kumar G, Satish Kumar SR, Kalyanaraman V, "Behavior of frames with Non-Buckling bracings under earthquake loading", *Journal of Constructional Steel Research*, 2007, 63, 254-62.
- Sabelli R, "Research on improving the design and analysis of earthquake-resistant steel-braced frames", *The 2000 NEHRP Professional Fellowship Report*, EERI, Oakland, CA, 2001.
- Sabelli R, Mahin S, Chang C, "Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling-restrained braces", *Journal of Engineering Structures*, 2003, 25 (5), 655-66.
- Schmidt BJ, Bartlett FM, "Review of resistance factor for steel resistance distributions and resistance factor calibration", *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2002, 29, 109-18.
- Scott MH, Fenvese GL, "Plastic hinge integration method for force-based beam-column elements", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 2006, 132 (2), 244-252.
- SEAOC, "Recommended Provision for Buckling-restrained braced frames", *Seismology and structural committee, Structural Engineers Association of Northern California*, San Francisco, CA. 2001.
- SeismoSoft, SeismoStruct, "A computer program for static and dynamic analysis for framed structures", Version 6.0, Available from URL: [www.seisimosoft.com](http://www.seisimosoft.com) (online), 2012.
- Somerville PG, Smith NF, Graves RW, Abrahamson NA, "Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity", *Seismological Research Letters*, 1997, 68 (1), 199-222.
- Tsai KC, Hwang YC, Weng CS, "Subassembly testing and analysis of buckling restrained brace for seismic resistance", *Structural Engineering*, 2014, 19(2), 312-319.
- Uang CM, "Establishing R (or  $R_w$ ) and Cd factor for building seismic provision", *Journal of Structure Engineering*, 1991, 117 (1), 19-28.
- Wakabayashi M, Nakamura T, Kashibara A, Morizono T, Yokoyama H, "Experimental study of elasto-plastic properties of precast concrete wall panels with built-in insulating braces", *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan*, 1973, 1041-1044.
- AISC, "Specification for Structural Steel Buildings", American Institute of steel construction, Chicago, Illinois, USA, 2010.
- Akbari R, Maheri RM, "Analytical investigation of response modification (behavior) factor, R, for reinforced concrete frames rehabilitated by steel chevron bracing", *Journal of Structure and Infrastructure Engineering*, 2013, 9 (6), 507-515.
- Ariyaratana C, Fahnstock, L, A, "Evaluation of buckling-restrained braced frame seismic performance considering reserve strength", *Engineering Structures*, 2011, 33 (1), 77-89.
- ASCE 07-10, "Minimum design loads for buildings and other structures", American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2010.
- Asgarian B, Shokrgozar HR, "BRBF response modification factor", *Journal of Constructional Steel Research*, 2009, 65, 290-298.
- ATC34, "A critical review of current approaches to earthquake-resistant design", Applied Technology Council, Redwood City, California, USA, 1995.
- Baker J, "Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 2007, 97 (5), 1486-1501.
- Baker J, Cornell CA, "Vector-valued intensity measures for pulse-like near-fault ground motions", *Engineering Structures*, 2008, 30, 1048-1057.
- Chen CC, Wang CH, Hwang TC, "Buckling strength of buckling inhibited braces", *Proceeding 3rd Japan-Korea-Taiwan Joint Seminar on Earthquake Engineering for Building Structures*, Taipei, Taiwan, 2001, 265-271.
- FEMA356, "Pre-standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Reston, Virginia, USA, 2000.
- FEMA P695, "Qualification of building seismic performance factors", Redwood City, USA. 2009.
- Gerami M, Abdollahzadeh D, "Local and global effects of forward directivity", *Journal of the Croatian Association of Civil Engineers*, 2013, 65 (11), 1015-1029.
- Inoue K, Sawaisumi S, "Bracing design criterion of the reinforced concrete panel including unbounded steel diagonal braces", *Journal of Structural and Construction Engineering*, 1992, 432, 41-49.
- Izadiniaa M, Rahgozar M, Mohammadrezaei O, "Response modification factor for steel moment-resisting frames by different pushover analysis methods", *Journal of Constructional Steel Research*, 2012, 79, 83-90.
- Kalkan E, Kunnath S, "Effects of fling step and forward directivity on seismic response of buildings", *Earthquake Spectra*, 2006, 22 (2), 367-390.
- Kalyanaraman V, Ramachandran B, Prasad BK, Sridhara, B.N, "Analytical study of sleeved column buckling resistant braced system", *SEAOC convention proceedings*, 2003, 713-720.

## EXTENDED ABSTRACT

# Comparison of Performance-based Seismic Behavior Parameters of Buckling Restrained Braced Frames for Near and Far Fault Earthquakes

Morteza Razi, Mohsen Gerami\*, Reza Vahdani

Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan

Received: 16 July 2016; Accepted: 07 February 2017

### Keywords:

Behavior factor, Performance-based design, Steel moment frame, Near fault ground motion

## 1. Introduction

Buckling-restrained braced frames (BRBFs) are efficient lateral load resisting systems with great capacity to dissipate seismic input energy. However, the near fault ground motions may impose severe damage to BRBF structures in comparison with ordinary ground motions. The results of previous researchers have proved that the modification of response spectrum cannot solely capture this effect. This paper suggests that behavior factor should be modified for near fault ground motions. In this paper, the behavior factor is evaluated for BRBF structures under near and far fault excitations, for Life Safety (LS) and Collapse Prevention (CP) limit states. The performance-based behavior factor can be used for design of structures in near and far fault regions.

## 2. Methodology

To obtain the seismic response quantities required for calculation of behavior factor, a set of nonlinear time-history and pushover analyses are conducted. Behavior factor which represents the capacity of the structure to dissipate seismic input energy is defined as the ratio of elastic base shear to the base shear equivalent to the onset of nonlinear behavior within the structural elements. In the first step, the roof displacement equivalent to onset of nonlinear behavior is determined using the results of pushover analysis. Then, using the results of IDA analyses the base shear at the prescribed roof drift is evaluated ( $V_s$ ). The base shear equivalent to the drift ratio of each performance level is obtained from IDA analysis ( $V_y$ ). The elastic base shear corresponding to that intensity may be derived employing linear time-history analysis ( $V_e$ ). Finally, the Behavior factor is computed using the expression:

$$\begin{aligned} R &= \frac{V_e}{V_s} \times F_1 \times F_2 = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} \times F_1 \times F_2 \\ &= R_\mu \times R_S \end{aligned} \quad (1)$$

In above expression,  $R_\mu$  is force reduction factor due to ductility equal to  $\frac{V_e}{V_y}$ ,  $R_S$  is overall over-strength factor equal to  $\frac{V_y}{V_s} \times F_1 \times F_2$  where  $F_1$  and  $F_2$  are modification factors to consider the material over-strength and strain-hardening effects. Ductility ( $\mu$ ) is also calculated as the ratio of roof drift obtained from nonlinear dynamic analysis to roof drift at onset of nonlinearity obtained from pushover analysis.

\* Corresponding Author

E-mail addresses: m.razi@students.semnan.ac.ir (Morteza Razi), mgerami@semnan.ac.ir (Mohsen Gerami), rvahdani@semnan.ac.ir (Reza Vahdani).

### 2.1. Sample structures and ground motions

Three buckling-restrained braced frames with 3, 6 and 10 stories are selected and designed based on the specification of SEAOC standard. The nonlinear models are prepared using Seismostruct software. Pushover analyses are conducted using first mode load pattern. The incremental dynamic analyses are performed using a set of 10 far fault and a set of 10 near fault ground motion records. Near fault records have at least one pulse in velocity time-history and satisfy the criteria proposed by Baker for identification of near fault records.

## 3. Results and discussion

Considering target drift ratios for each limit state (Ls and CP), the seismic behavior parameters are computed for near and far fault excitations. The average of obtained results for near and far fault ground motions are presented in Table 1.

**Table 1. Seismic response parameters of sample steel moment frames for LS and CP limit states**

Pulse-like Records				Far Fault Records				Limit State	Story Number
R	$R_\mu$	$R_s$	$\mu$	R	$R_\mu$	$R_s$	$\mu$		
5.5	2.7	1.77	2.25	8.0	3.9	1.8	3.3	Life Safety	3
5.4	2.7	1.7	2.3	7.2	3.4	1.75	2.9	Life Safety	6
5.0	2.9	1.6	2.1	6.5	2.8	1.75	2.3	Life Safety	10
7.6	3.6	1.85	3.1	10.5	4.6	2.1	3.9	Collapse Prevention	3
7.2	3.5	1.8	3.1	8.7	3.9	2.0	3.3	Collapse Prevention	6
6.1	2.9	1.75	2.5	7.8	3.2	2.1	2.7	Collapse Prevention	10

According to the contents of Table 1, it can be observed that the behavior factor of BRBF structures is about 25% larger for CP limit state in comparison to LS limit state. Moreover, the average of behavior factor for near fault ground motions is 30% less than far fault records, for a specific performance level. This is due to the fact that ductility capacity of the structures decreases when imposed to pulse-like records. The increase in height does not influence the results.

## 4. Conclusions

In this paper the performance-based seismic behavior factor of BRBF structures is evaluated using the results of pushover and IDA analysis approaches considering two sets of 10 near fault and 10 for fault ground motions. Three frames with 3, 6 and 10 stories were selected as case study frames. The main conclusions of the study are summarized as follows:

- 1- Behavior factor of BRBF structures is averagely 30% lower for near fault ground motions compared to far fault excitations.
- 2- Behavior factor associated with Life Safety limit state is in average 25% less than CP limit state.
- 3- The increase in height makes no change in the results.

Therefore, it is suggested to modify behavior factor of BRBF frames when the design is conducted for structures located in the vicinity of active faults which are prone to pulse-like excitations.

## 5. References

- Baker J, "Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis", Bulletin of the Seismological Society of America, 2007, 97(5), 1486-1501.
- Asgarian B, Shokrgozar HR, "BRBF response modification factor", Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65, 290-298.