

## اثر خطر زلزله منطقه بر انتخاب روش بهسازی یک قاب بتن آرمه معیوب

سید بهرام بهشتی اول<sup>\*</sup>، لیدا متقی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی، تهران، ایران

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۲۸ آبان ۱۳۹۲  
بازنگری: ۷ دی ۱۳۹۳  
پذیرش: ۱۰ خرداد ۱۳۹۴  
ارائه آنلاین: ۶ مهر ۱۳۹۴

### کلمات کلیدی:

قاب بتنی معیوب  
مقاوم سازی  
احتمال شکست  
خطر زلزله سایت  
مهندسی زلزله بر اساس عملکرد

**چکیده:** توسعه‌ی روزافزون روش‌های ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها و فراهم آوردن یک توزیع احتمالاتی از پاسخ‌های مطلوب باعث شده است که، مهندسی زلزله بر مبنای عملکرد به یکی از مهم‌ترین حوزه‌های تحقیق تبدیل شود. یکی از جنبه‌های این حوزه فراهم آوردن امکان مقایسه بین گزینه‌های مختلف طراحی و بهسازی با استفاده از مفاهیمی چون عملکرد در مقابل فروریزش است. در این مطالعه برای بررسی این فرآیند، یک ساختمان بتنی ضعیف به دو روش مختلف، مهاربند فلزی و میراگر اصطکاکی سیلندری، بهسازی شده و در نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی گردید و با انتخاب ۱۵ شتاب‌نگاشت، تحلیل دینامیکی فزاینده بر روی سه مدل انجام شد. با استفاده از تحلیل احتمالاتی و منحنی خطر لرزه‌ای منطقه به بررسی ارزیابی عملکرد ساختمان‌ها پرداخته شد. نتایج حاصل نشان می‌دهد استفاده از روش‌های بهسازی مذکور احتمال فروریزش را در هر دو سطح عملکردی IO و CP کاهش می‌دهد. این در حالی است که با لحاظ کردن منحنی خطر لرزه‌ای منطقه که در آن مشخصات سختی سازه در نظر گرفته شده است، نتایج متفاوتی حاصل می‌شود. در این مطالعه اگرچه احتمال آسیب برای یک سطح خطر مشخص برای دو روش بهسازی کاهش می‌یابد ولی در سازه بهسازی شده با مهاربند در سطح عملکرد CP نسبت به سازه اولیه افزایش می‌یابد.

### ۱- مقدمه

در بسیاری از مناطق جهان، ساختمان‌های بتنی مسلح که با استفاده از آئین‌نامه‌های قدیمی طراحی شده‌اند در حال حاضر جوابگوی خطرات و نیازهای لرزه‌ای نیستند. بنابراین این سازه‌ها باید مطابق آئین‌نامه‌های طراحی مدرن در مقابل نیروهای زلزله بهسازی شوند [۱]. یکی از روش‌های معمول افزودن المان‌های سازه‌ای جدید، مهاربند است. اگر چه این روش بیشتر در سازه‌های فلزی کاربرد دارد، ولی در سال‌های اخیر مطالعاتی در استفاده مهاربند فلزی برای تقویت قاب‌های بتنی، انجام شده است. افزایش انعطاف‌پذیری در طراحی معماری، کاهش وزن سازه، آسانی و سرعت ساخت‌وساز و قابلیت انتخاب چندین سیستم را می‌توان از اصلی‌ترین مزیت‌های مهاربند فلزی در مقایسه با سیستم دیوار برشی برای قاب‌های بتن مسلح دانست [۲]. مهم‌ترین مشکل این روش این است که اگر چه شیوه تقویت با مهاربندی‌های هم‌محور در افزایش سختی و کاهش تغییر مکان‌های جانبی سازه موثر است ولی این روش تقویت موجب افزایش قابل توجهی در نیروهای داخلی ستون‌های مهاربندی شده می‌گردد که به دلیل محدود بودن ظرفیت این اعضا تقویت آن‌ها نیز اجتناب‌ناپذیر است [۳]. همچنین به دلیل کماتش مهاربندی‌های فشاری، سازه دچار افت ناگهانی مقاومت شده و رفتار سازه دارای شکل‌پذیری مورد نظر طراح نخواهد بود. پیشرفت علم و تکنولوژی در زمینه ساختمان و مطالعات و تحقیقات گسترده مهندسی

در بررسی رفتار ساختمان‌ها در هنگام وقوع زلزله راه را برای استفاده از سیستم‌های جدید بهسازی سازه‌های موجود هموار ساخته است. بیش از چند سال از ابداع سیستم‌های کنترلی برای کاهش پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها نگذشته است ولی در طی این مدت سیستم‌های متنوعی با کارایی‌های متفاوت برای کنترل پاسخ سازه‌ها معرفی شده‌اند. سیستم‌های کنترلی سازه‌ها مانند فیلترهای جاذب انرژی مقداری از انرژی لرزه‌ای ورودی به سازه را جذب می‌کنند بنابراین استفاده از سیستم‌های جاذب انرژی در سازه‌هایی با اعضای غیرشکل‌پذیر و نیز سازه‌هایی که تغییر شکل ماندگار در اعضای آن‌ها پس از زلزله مطلوب نیست، قابل توجه است [۴].

سرمایه‌گذاران، برنامه‌ریزان شهرها و صاحبان ساختمان‌ها در مناطق جغرافیایی در معرض خطرات لرزه‌ای با چالش تصمیم‌گیری در رابطه با انجام و یا عدم انجام بهسازی سازه‌های موجود، به منظور کاهش زیان بالقوه ناشی از حوادث زمین‌لرزه روبرو هستند. مهندسی زلزله بر اساس عملکرد روشی است برای ارزیابی عملکرد سازه‌ها که توسط موسسه‌ی (PEER) معرفی شده است و یکی از جنبه‌های این روش، فراهم آوردن امکان مقایسه بین گزینه‌های مختلف طراحی و بهسازی است که با استفاده از مفاهیمی چون عملکرد در مقابل فروریزش انجام می‌گیرد [۵]. بنابراین در این تحقیق برای بررسی این فرآیند مطالعه موردی بر روی قاب خمشی بتنی متوسط که به دو روش مختلف، مهاربند فلزی هشتی و میراگر اصطکاکی سیلندری مورد

**جدول ۲: ابعاد قاب خمشی بتنی**

Table 2. Cross sections for all members in the RC building

تیرهای طبقات ۱-۶	ستون‌های طبقات ۱-۶	المان
۳۰۰	۴۰۰	عرض (mm)
۴۰۰	۴۰۰	ارتفاع (mm)
جهت=۵۰-۷	۵۰	پوشش بتنی (mm)
۲۲Φ	۲۵Φ	میلگردهای طولی
Φ۱۰@۱۰۰(mm)	Φ۱۰@۱۰۰(mm)	میلگردهای عرضی
۵ (بالا و پایین)	(مجموع) ۱۲	تعداد میلگردها

**۲-۱-۱-۱- فرضیات مدل‌سازی**

در قاب خمشی مورد مطالعه، فرض بر این بوده که خرابی به علت ضعف المان‌های تیر و ستون حاصل گشته و وضعی در اتصال تیر و ستون وجود ندارد. بنابراین اتصال کلیه تیرها به ستون‌ها به صورت صلب فرض شده است. در مدل‌سازی، مقاطع استفاده شده برای تیرها و ستون‌ها از المان‌های Fiber تشکیل شده‌اند. این رشته‌ها که با توجه به نوع مصالح تعریف شده‌اند قابلیت ایجاد پلاستیسیته گسترده را فراهم می‌سازند. اثر P-Delta در تحلیل غیرخطی قاب صفحه‌ای وارد گشته است. در این مطالعه به دلیل سادگی در مدل‌سازی و کاهش زمان تحلیل‌ها، از آن‌جا که مقایسه دو روش بهسازی برای قاب بتنی معیوب مورد توجه بوده است بنابراین اثر بارهای ثقلی خمشی میانی منتقل شده به دیگر قاب‌ها در افزایش لنگرهای حاصل از P-Delta منظور نشده است.

**۲-۲-۱-۱- سازه‌های بهسازی شده**

**۲-۲-۱-۱- سازه بهسازی شده با مهاربند هشتی**

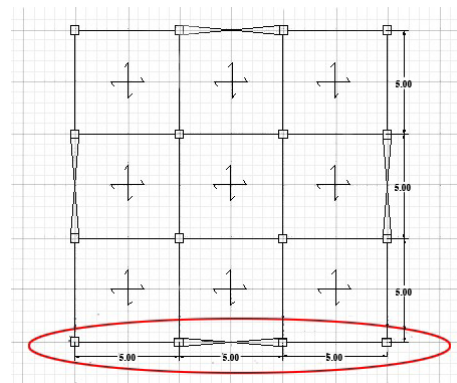
استفاده از مهاربند فلزی در سازه‌های بتنی به دلیل اجرای آسان، قابلیت ایجاد نورگیر در دهانه‌های مهاربندی شده نسبت به دهانه‌های دارای دیوار برشی و همچنین مقاوم کردن ساختمان بتنی ضعیف موجود در برابر زلزله در چند دهه اخیر مورد توجه محققین قرار گرفته است. بنابراین یکی از گزینه‌های بهسازی در نظر گرفته شده مهاربند با شکل پذیری متوسط است. برای مدل کردن مهاربندها از المان‌های Fiber استفاده شده است. این رشته‌ها با توجه به نوع مصالح (الاستوپلاستیک با در نظر گرفتن سخت شدگی) تعریف شده است. اتصال کلیه مهاربندها به صورت مفصلی می‌باشد. همچنین به منظور در نظر گرفتن اثر کماتش در وسط مهاربندها به اندازه ۰/۰۰۱ طول مهاربند برون محوری در نظر گرفته شده است. این قاب مطابق ضوابط FEMA-356 [۷] بهسازی شده به طوری که جوابگوی ضوابط ویرایش سوم آیین‌نامه ۲۸۰۰ و آیین‌نامه ACI318R-05 نیز باشد. در انتخاب سطح مقطع مهاربندها نیز ضوابط ضریب لاغری مبحث ششم رعایت شده است. مشخصات مهاربندها در جدول ۳ ملاحظه می‌شود.

بهسازی قرار گرفته، انجام شد. مدل دو بعدی آن‌ها در نرم‌افزار Opensees تعریف گردید و با انتخاب ۱۵ شتاب‌نگاشت، تحلیل دینامیکی فزاینده بر روی سه مدل انجام شده و در نهایت، مقایسه بین دو گزینه موجود بهسازی صورت گرفت.

**۲- مدل قاب‌های مورد مطالعه**

**۲-۱- سازه اولیه بهسازی نشده**

سازه اولیه یک ساختمان ۶ طبقه بتنی است که طول دهانه‌ها برابر ۵ متر، ارتفاع طبقات ۳/۲ متر و ارتفاع طبقه اول ۴ متر است. طراحی آن طبق ضوابط ACI318R-02 و ویرایش اول آیین‌نامه زلزله ۲۸۰۰ ایران صورت گرفته است. سیستم باربر جانبی قاب خمشی متوسط، شهر مورد مطالعه تهران، کاربری مسکونی با درجه اهمیت متوسط و همچنین خاک منطقه مطابق آیین‌نامه ۲۸۰۰ نوع II در نظر گرفته شده است. پس از طراحی در نرم‌افزار SAP2000، مدل دو بعدی یکی از قاب‌ها در نرم‌افزار OpenSees [۶] مدل گردیده و مورد بررسی قرار گرفت. پلان و مشخصات مصالح مورد استفاده و ابعاد قاب به ترتیب در شکل ۱ و جداول ۱ و ۲ آورده شده است.

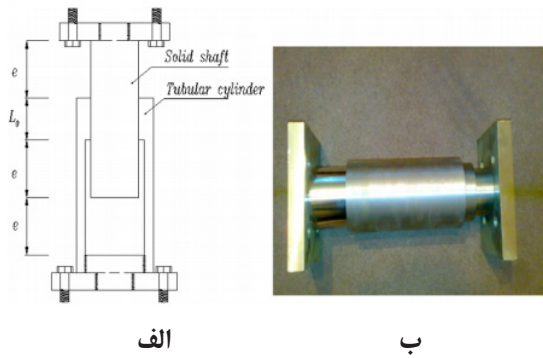


شکل ۱: پلان ساختمان مورد بررسی  
Fig. 1. the plan of the proposed building

**جدول ۱: مشخصات مصالح بتن و فولاد مصرفی**

Table 1. Material properties of the concrete and the steel

$f_c$ (محصور نشده)	۲۷/۵۷۵ (N/mm <sup>2</sup> )
$\epsilon_c$ (محصور نشده)	۰/۰۰۲
$f_{cu}$ (محصور نشده)	۴/۸ (N/mm <sup>2</sup> )
$\epsilon_{cu}$ (محصور نشده)	۰/۰۰۵
$f_c$ (محصور شده)	۳۱ (N/mm <sup>2</sup> )
$\epsilon_c$ (محصور شده)	۰/۰۰۲۴
$f_{cu}$ (محصور شده)	۵/۶ (N/mm <sup>2</sup> )
$\epsilon_{cu}$ (محصور شده)	۰/۰۱۵
$E_c$	۲۴۸۵۵ (MPa)
$E_s$	۱۹۹۹۴۷/۹۸ (N/mm <sup>2</sup> )



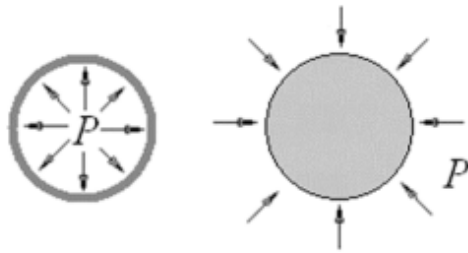
شکل ۳: الف: برش طولی میراگر اصطکاکی سیلندری ب: میراگر

مونتاژ شده [۸]

Fig. 3. The CFD: (a) Longitudinal section of CFD;

(b) Assembled CFD

۲-۲-۳- روابط طراحی میراگر اصطکاکی سیلندری یکی از مهم‌ترین مسائل طراحی میراگرهای اصطکاکی تعیین مقدار بار لغزش می‌باشد. با تنظیم مناسب پارامترهای هندسی می‌توان این میراگر را برای بارهای لغزش مختلف طراحی نمود. برای سادگی تنظیم ظرفیت میراگر اصطکاکی سیلندری می‌توان همه مشخصات بخش‌های اصلی میراگر، شامل جنس اجزا، قطر استوانه، قطر و ضخامت لوله، طول و میزان تنگی قطر لوله نسبت به قطر استوانه را ثابت در نظر گرفت و فقط با تغییر دادن طول سطوح تماس استوانه و لوله که در ناحیه واقع هستند بار لغزش دلخواه را تامین نمود. شکل ۴ فشار ایجاد شده بعد از تعادل گرمایی را نشان می‌دهد [۸].



شکل ۴: فشار ایجاد شده بعد تعادل گرمایی [۸]

Fig. 4. Normal pressure developed by reaching thermal equilibrium between contact surfaces

تغییر مکان شعاعی در شفت از رابطه‌های (۱) و (۲) محاسبه می‌شود:

$$\Delta_s = \frac{P \cdot r_i}{E} (1 - \nu) \quad (1)$$

$$P = \frac{E \cdot \delta}{r_i} \cdot \frac{r_0^2 - r_i^2}{4r_0^2} \quad (2)$$

جدول ۳: جزئیات مهاربند قاب ۶ طبقه

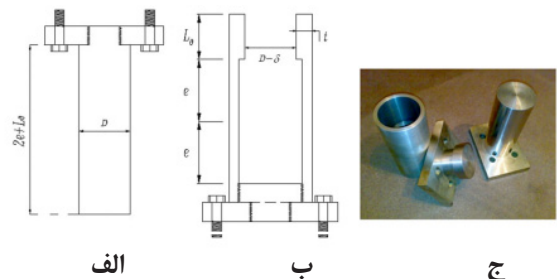
Table 3. Brace sections in the RC building

المان (2UNP)	h (mm)	b (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)
بادبندهای طبقه ۱	۹۰	۵۰	۵	۷/۵
بادبندهای طبقات ۲-۴	۸۰	۵۰	۵	۷/۵
بادبندهای طبقات ۵-۶	۸۵	۵۰	۴	۴

۲-۲-۲- سازه بهسازی شده با میراگر اصطکاکی سیلندری

میراگر اصطکاکی سیلندری از دو بخش اصلی به علاوه اتصالات لازم برای الحاق به سازه یا هر سیستم لرزنده یا تحت اثر ضربه تشکیل شده است [۸].

دو بخش اصلی این میراگر عبارتند از: بخش استوانه تو پر (شفت) در شکل ۲-الف و بخش لوله‌ای شکل (سیلندر) در شکل ۲-ب که جنس و مشخصات هندسی آن‌ها مانند قطر، ضخامت و طول بر اساس ظرفیت مورد نیاز، طراحی و محاسبه می‌شود. قسمتی از قطر داخلی بخش لوله‌ای که در ناحیه قرار داشته و در شکل ۳ نشان داده شده است، از قطر بخش استوانه‌ای به اندازه معینی کوچکتر می‌باشد. یعنی در دمای همسان، استوانه نمی‌تواند داخل لوله قرار گیرد. با ایجاد اختلاف دمای مناسب بین لوله و استوانه، قطر داخلی لوله افزایش یافته و استوانه داخل آن قرار می‌گیرد. پس از تعادل گرمایی فشار لازم بین سطوح تماس (سطح جانبی استوانه و سطح داخلی قسمت لوله‌ای شکل) ایجاد شده و تنش‌های عمودی حلقوی و شعاعی بین سطوح تماس که حاصل از کرنش تحمیلی است، سبب ایجاد اصطکاک بین دو بخش اصلی این میراگر می‌شود. در اثر اعمال نیروی محوری کافی به میزان بار طراحی لغزش به دو سر این میراگر، بخش استوانه‌ای داخل بخش لوله‌ای با غلبه بر اصطکاک حرکت خواهد کرد و سبب جذب انرژی مکانیکی قابل توجهی خواهد شد [۸].



شکل ۲: میراگر اصطکاکی سیلندری، الف: بخش استوانه توپر،

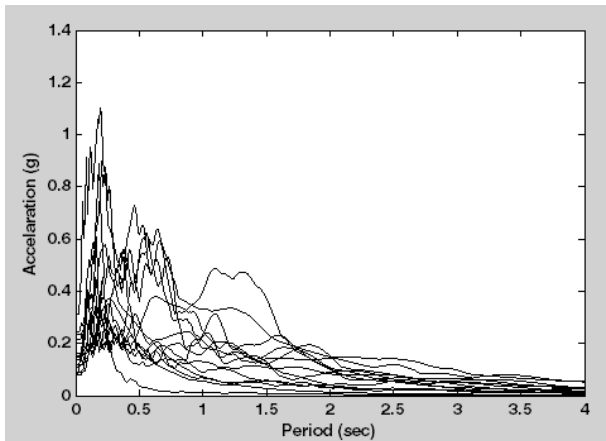
ب: لوله خارجی، ج: میراگر ساخته شده [۸]

Fig. 2. Main parts of the CFD: (a) solid shaft; (b) tubular cylinder; (c) manufactured shaft and cylinder

همانطور که در شکل ۵ دیده می‌شود تا قبل از یک نیروی مشخص (نیروی لغزش میراگر) هیچگونه تغییرمکان نسبی در میراگر مشاهده نمی‌شود و پس از آن بدون آنکه نیروی اضافی به میراگر وارد شود، میراگر شروع به لغزش کرده و بعد از یک تغییرمکان نسبی مشخص استوانه به انتهای لوله رسیده و تغییرمکان نسبی دو سر میراگر به حداکثر ممکن رسیده و نیروی محوری داخل میراگر افزایش می‌یابد. همانطور که در مرجع مربوطه بیان شده منحنی‌ها به صورت مستطیلی و دارای پتانسیل جذب انرژی بالایی می‌باشد.

### ۳- مدل سازی و شتاب‌نگاشت‌های ورودی

هر سه سازه در نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی و جدول ۴ زمان تناوب حاصل را برای سازه‌ها نشان می‌دهد. طبق مطالعات انجام شده انتخاب ۱۰ الی ۲۰ شتاب‌نگاشت برای تحلیل ساختمان‌های معمولی لازم است [۹]. بنابراین به‌طور متوسط ۱۵ شتاب‌نگاشت از بین شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده از مرجع [۱۰] انتخاب شده است. مشخصات این شتاب‌نگاشت‌ها در جدول ۵ آورده شده است. طیف شتاب مقیاس شده شتاب‌نگاشت‌ها در شکل ۷ نشان داده شده است.



شکل ۷: طیف شتاب شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده  
Fig. 7. Acceleration response spectra of the selected records

### جدول ۴: زمان تناوب قاب‌های مورد بررسی

Table 4. Fundamental natural periods of the modeled buildings

	قاب اولیه بدون بهسازی (sec)	قاب بهسازی شده با مهاربند و میراگر (sec)
زمان تناوب مد اول	۱	۰/۶

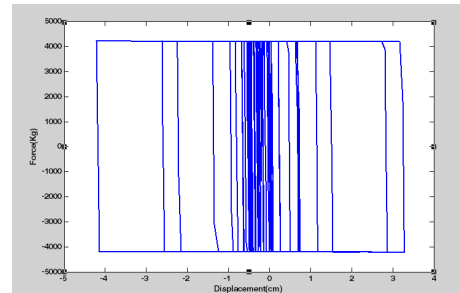
که در آن  $P$  فشار داخلی،  $r_1$  و  $r_0$  به ترتیب شعاع داخلی و خارجی سیلندر می‌باشند.  $E$  مدول الاستیسیته و  $U$  نیز ضریب پواسون است.  $\delta$  اختلاف قطرهای شفت و سیلندر در طول  $L_0$  تماس می‌باشد. بار لغزش  $F_s$  معادل است با:

$$F_s = \pi \cdot \mu \cdot P \cdot D \cdot \Delta_s \quad (3)$$

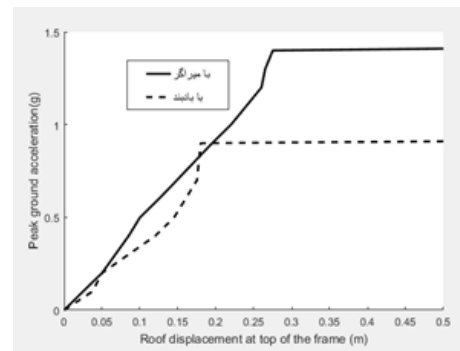
که در آن  $\mu$  ضریب اصطکاک و  $D$  قطر شفت است [۸]. برای مدل‌سازی میراگر در نرم‌افزار OpenSees از المان‌هایی غیرخطی به طول صفر با رفتار الاستیک-کاملاً پلاستیک استفاده شده است.

### ۲-۲-۴- صحت‌سنجی مدل میراگر انتخابی

برای بررسی صحت عملکرد میراگر اصطکاکی سیلندری مدل‌سازی شده، یک قاب فلزی سه دهانه و ۶ طبقه با مهاربند قطری طبق فرضیات موجود در مرجع [۸] بر اساس آیین‌نامه AISC-ASD-89 مدل گردید. ضوابط مربوط به تغییرمکان نسبی مجاز و ضوابط مربوط به لاغری مجاز مهاربند‌های تحت فشار طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ در طراحی سازه رعایت گردید. میراگر در وسط مهاربند‌ها مدل شده و سپس تحت تحلیل تاریخچه زمانی و IDA قرار گرفت. منحنی چرخه‌ی اتلاف انرژی و نمودار حاصل از تحلیل IDA به ترتیب مطابق شکل‌های ۵ و ۶ می‌باشد. با مقایسه نتایج حاصل با نتایج مرجع [۸] صحت مدل انتخابی تأیید می‌گردد.



شکل ۵: منحنی هیسترتیک میراگر اصطکاکی سیلندری  
Fig. 5. hysteretic behavior of the CFD

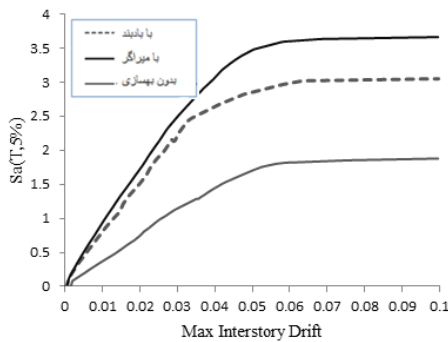


شکل ۶: منحنی IDA حاصل از مدل تحت زمین‌لرزه Coalinga (۱۹۸۳)  
Fig. 6. IDA curve of the frame under the 1983 Coalinga earthquake

جدول ۵: شتاب‌نگاشت‌های انتخابی برای تحلیل دینامیکی غیرخطی

Table 5. Properties of seismic ground motions used in the analyses

N	زلزله	ایستگاه	$M_w$	R(km)	PGA(g)
۱	CapeMendocino,1992	Fotuna Blvd	۷/۱	۲۳/۰	۰/۱۱۶
۲	Chalfant Valley,1986	McGee Creek Surface	۶/۲	۳۶/۳	۰/۰۷۸۴
۳	Coalinga,1983	SUB	۵/۰	۱۴/۵	۰/۲۱۶
۴	Hollister	Hollister Diff Array	۵/۴	۱۶/۹	۰/۱۰۱
۵	San Fernando,1971	San Onofre - So Cal Edison	۶/۶	۱۲/۲	۰/۰۱۱
۶	Mt .Lewis,1986	Halls Valley	۵/۶	۱۵/۵	۰/۱۵۹
۷	Northridge,1994	LA, Saturn St	۶/۷	۳۰	۰/۴۷۴
۸	Whitter,1987	Compton - Castlegate St	۶/۰	۱۶/۹	۰/۳۳۲
۹	Loma Prieta,1989	Agnews State Hospital	۶/۹	۲۸/۲	۰/۱۵۹۱
۱۰	Northridge 1994	Hollywood Stor FF	۶/۷	۲۵/۵	۰/۲۳۱
۱۱	Loma Prieta 1989	Anderson Damz(Downstream)	۶/۹	۲۱/۴	۰/۲۴۴
۱۲	Imperial Valley 1979	Cucapah	۶/۵	۲۳/۶	۰/۳۰۹
۱۳	Imperial Valley 1979	Westmorland Fire Sta	۶/۵	۱۵/۱	۰/۰۷۴
۱۴	Superstitt Hills(B) 1987	Wildlife Liquef. Array	۶/۷	۲۴/۴	۰/۱۸۱
۱۵	Loma Prieta 1989	WAHO 14	۶/۹	۱۶/۹	۰/۳۷



شکل ۸: میانه منحنی‌های IDA برای ساختمان‌های اصلی و

بهسازی شده

Fig. 8. The 50th percentile of IDA results before and after retrofitting

۵- احتمالات متناظر با وقوع حالات حدی

به منظور استخراج احتمال بروز حالات حدی از خروجی‌های تحلیل IDA، از نمودارهایی مرسوم به شکنندگی استفاده می‌شود. برای رسم این نمودارها، شدت لرزه‌ای IM<sup>۲</sup> متناظر با وقوع حالات حدی موردنظر، به ازای تمام شتاب‌نگاشت‌ها به ترتیب نزولی مرتب می‌گردد. با استفاده از مقادیر

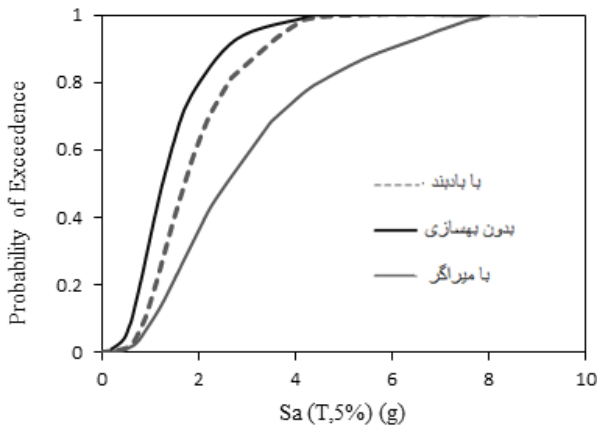
۴- نتایج واکنش لرزه‌ای آنالیز دینامیکی افزایشی

در اینجا از عدم قطعیت‌های شناختی در مقایسه با عدم قطعیت‌های ذاتی ناشی از تغییرات شتاب‌نگاشت تا شتاب‌نگاشت صرفنظر شده است. به منظور در نظر گرفتن اثر تغییرپذیری ذاتی موجود در زمین لرزه در آنالیز پاسخ لرزه‌ای سازه، روش تحلیل دینامیکی افزایشی ابداع شده است [۱۱]. در این روش به منظور در نظر گرفتن عدم قطعیت موجود در پیش‌بینی شدت لرزه‌ای، یک شتاب‌نگاشت زمین لرزه به نحوی مقیاس می‌شود تا محدوده وسیعی از شدت‌های لرزه‌ای را پوشش دهد. در این آنالیز واکنش لرزه‌ای برای ساختمان‌های اصلی و بهسازی شده با میانگین آنالیزها ارزیابی شده است. نتایج حاصل از فرآیند Opensees ثبت شده است که برای رسم این منحنی‌ها، هر شتاب‌نگاشت از  $0/05S_a(T_1,0/05)$  تا  $S_a(T_1,0/05)$  معادل دریافت ۰/۱ مقیاس شده است.

همانطور که در شکل ۸ نشان داده شده است در سازه بدون بهسازی خرابی در  $S_a=1/85g$  رخ می‌دهد، در حالی که در قاب بهسازی شده با مهاربند در  $S_a=3g$  و در قاب بهسازی شده با میراگر در  $S_a=3/45g$  رخ می‌دهد، این نشان می‌دهد با بهسازی قاب با مهاربند ۶۲٪ و با میراگر ۸۶٪ ظرفیت جانبی سیستم نسبت به سازه اولیه بهبود یافته است.

1 Incremental Dynamic Analysis

2 Intensive Measurement



شکل ۱۰: مقایسه منحنی‌های شکنندگی در سطح CP  
Fig. 10. The fragility curves at CP limit state

جدول ۷: نتایج منحنی‌های شکنندگی

Table 7. Fragility curve results for the frames

بیشینه $S_a(T_1, 0/05)(g)$ در احتمال خرابی ۹۰٪	سطح IO	سطح CP
بدون بهسازی	۰/۵	۲/۵
بهسازی با مهاربند	۱/۰۸	۳/۳
بهسازی با میراگر	۱/۴	۶
درصد افزایش $S_a$ (بدون بهسازی / مهاربند)	۱۱۶	۳۲
درصد افزایش $S_a$ (بدون بهسازی / میراگر)	۱۸۰	۱۴۰
درصد افزایش $S_a$ (مهاربند / میراگر)	۲۹/۶	۸۲

مقاومت‌های جانبی بر حسب شتاب طیفی حاصل از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی برای مقایسه در جدول ۷ آورده شده است. نتایج نشان می‌دهند استفاده از هر دو روش بهسازی برای ساختمان‌های بتنی در هر دو سطح عملکردی IO و CP مناسب در مقایسه بین سازه مجهز به میراگر و سازه مهاربندی شده مشاهده می‌شود عملکرد میراگر در سطح IO تقریباً مشابه حالت مهاربندی است. همچنین در سطوح پایین شتاب یعنی زیر شتاب 0/6g مهاربند نسبت به میراگر راندمان مناسب‌تری در کاهش احتمال حصول به سطح عملکردی IO داشته است. در حالیکه در سطح CP با افزایش شدت زلزله میراگر از کماتش مهاربندها جلوگیری کرده و عملکرد مناسب‌تری نسبت به حالت مهاربندی نشان می‌شود.

۶- میانگین نرخ وقوع سالیانه حالات حدی

به منظور محاسبه میانگین نرخ وقوع سالیانه حالات حدی از دو روش استفاده شده است:

مرتب شده، احتمال وقوع حالات حدی در سازه، به ازای مقادیر کوچکتر یا مساوی یک مقدار IM موردنظر که یک تابع توزیع لگ نرمال<sup>۱</sup> است، محاسبه می‌شود و نمودار آن در مقابل مقدار IM رسم می‌گردد. با استفاده از این نمودار، می‌توان گفت که به ازای هر سطح IM، احتمال وقوع حالت حدی به شرط آن که مقدار IM به سطح موردنظر محدود شود، چه میزان است [۱۲].

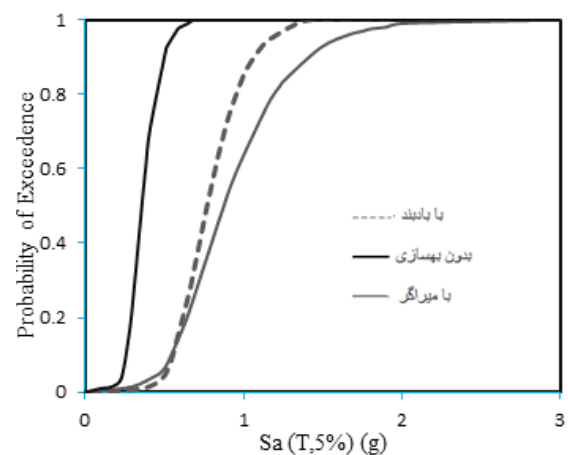
با در نظر گرفتن دو حالت حدی آستانه فروریزش (CP) و کاربری بی‌وقفه (IO)، مقایسه منحنی‌های شکنندگی مربوط به سازه‌ها به ترتیب در شکل‌های ۹ و ۱۰ نشان داده شده است.

در این تحقیق برای تعیین فروریزش سازه‌ای از معیار فراتر رفتن حداکثر گریز (تغییر مکان نسبی) بین طبقه‌ای از مقادیر جدول ۶ و همزمان کنترل وقوع حداقل شیبی برابر ۲۰٪ شیب ناحیه الاستیک پیروی شده است [۱۳].

جدول ۶: حالت حدی سازه‌ها

Table 6. The limit states

	IO	CP
سطوح عملکرد/ دررفت		
سازه اولیه، سازه مجهز به میراگر	۱٪	۴٪
سازه بهسازی شده با مهاربند	۰/۵٪	۲٪



شکل ۹: مقایسه منحنی‌های شکنندگی در سطح IO  
Fig. 9. The fragility curves at IO limit state

- 1 Log-normal Distribution Function
- 2 Collapse Prevention
- 3 Immediate Occupancy

جدول ۸: پارامترهای مربوط به خطر لرزه‌ای  
Table 8. Parameters related to seismic hazard

پارامتر	T=1	T=6/0
$k_0$	9/92e-5	0/000294
t	-2/53722	-2/71908

۶-۲- روش فرم بسته

کرنل<sup>۱</sup> (۱۹۹۶) و جالایر<sup>۲</sup> (۲۰۰۳) روش حل بسته را برای تخمین میانگین فرکانس سالانه فروریزش با استفاده از معادله ۷ بکار بردند که در این معادله  $k$  شیب منحنی خطر و  $\eta_c$  و  $\beta_{RC}$  به ترتیب میانه و انحراف معیار منحنی شکنندگی در محیط لگ نرمال می‌باشد [۱۲].

$$\eta_c = \exp(\text{mean}(\text{Ln}(S_a))) \quad (۶)$$

$$\lambda_c = [\lambda_c(\eta_c)] \left[ \exp\left(\frac{1}{2} k^2 \beta_{RC}^2\right) \right] \quad (۷)$$

۷- محاسبه MAF<sup>۳</sup> حالات حدی

با استفاده از مقادیر حاصل شده در منحنی‌های شکنندگی و با استفاده از روش انتگرال‌گیری عددی و روش فرم بسته، میانگین نرخ وقوع سالیانه در دو سطح عملکرد آستانه فروریزش و خدمت‌رسانی بی‌وقفه مطابق با جدول ۹ است. این مقادیر، به‌عنوان کمیت‌هایی که منعکس‌کننده ظرفیت احتمالاتی کلی سازه‌ها با تکیه بر عدم قطعیت‌های ناشی از زلزله هستند، بسیار مفید هستند. از این مقادیر می‌توان به‌عنوان معیاری برای سنجش قابلیت اطمینان سازه‌های ساختمان موردنظر در مقایسه با سایر سازه‌ها استفاده نمود و یا آن‌ها را در ضوابط آئین‌نامه‌ای مربوط به طراحی ساختمان‌های مورد مطالعه مورد استفاده قرار داد.

جدول ۹: میانگین نرخ وقوع حالات حدی

Table 9. Mean Annual occurrence Frequency (MAF) of the limit states

انواع حالت / MAF	حل بسته	حل عددی
قاب اولیه	IO	۳-۴/۱e
	CP	۴-۱/۲e
قاب با مهاربند	IO	۴-۶/۵۴e
	CP	۴-۱/۶۷e
قاب با میراگر	IO	۴-۶/۲۶e
	CP	۴-۱e

1 Cornell

2 Jalayer

3 Mean Annual occurrence Frequency

۶-۱- روش حل عددی

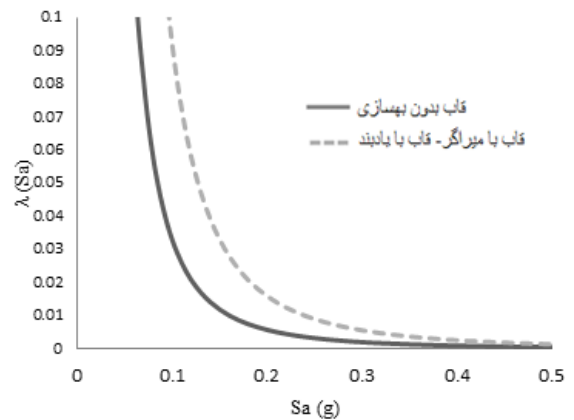
در این روش برای محاسبه میانگین نرخ وقوع سالیانه از رابطه ۴ استفاده می‌شود.

$$\lambda_{LS} = \int_{IM=0}^{IM=\infty} F(IM^c | IM) \left| \frac{d\lambda(IM)}{dIM} \right| dIM \quad (۴)$$

کمیت داخل قدر مطلق، گرادیان خطر  $IM$ ، و  $F(IM^c | IM)$  تابع توزیع تجمعی وقوع ظرفیت مربوط به حالت حدی بر حسب متغیر  $IM$  می‌باشد. در اینجا این تابع همان تابع شکنندگی است. برای محاسبه کمیت داخل قدر مطلق نیاز به تحلیل خطر لرزه‌ای محل سازه موردنظر می‌باشد. با انجام تحلیل خطر لرزه‌ای طیف‌های خطر یکنواخت ساده شده با دوره بازگشت ۴۷۵ سال و ۲۴۷۵ سال بدست می‌آید. سپس با توجه به زمان تناوب سازه می‌توان شتاب‌های طیفی متناظر با هر دو دوره بازگشت را تعیین نمود و پارامترهای  $k_0$  و  $t$  را با توجه به رابطه ۵ مشخص کرد [۱۴].

$$\lambda_{sa} = k_0 (S_a^{-t}) \quad (۵)$$

با توجه به مباحث بالا، در این تحقیق، از تحلیل خطر لرزه‌ای منطقه‌ای به شعاع ۱۵۰ کیلومتر از مرکز تهران بین مختصات جغرافیائی (49/80E-53/10E) و (34/35N-37/10N) استفاده شده است. پارامترهای  $k_0$  و  $t$  و منحنی‌های خطر یکنواخت بدست آمده برای هر سه قاب به ترتیب در جدول ۸ و شکل ۱۱ نشان داده شده است.



شکل ۱۱: مقایسه کلی منحنی‌های خطر یکنواخت بدست آمده برای هر سه قاب

Fig. 11. The hazard curves of the frames

**جدول ۱۰: مقایسه نتایج میانگین نرخ وقوع حالات حدی**

Table 10. Comparison of Mean Annual occurrence Frequency (MAF) results for the frames

درصد تغییرات میانگین نرخ وقوع حالات حدی	روش حل عددی		روش فرم بسته	
	IO	CP	IO	CP
بدون بهسازی / مهاربند	-۵۹/۴	۳۶/۷	-۵۹/۱	۲۸/۴
بدون بهسازی / میراگر	-۵۹	-۲۲/۲	-۶۰	-۲۳
مهاربند / میراگر	۰/۸۸	-۴۳	-۴/۲۸	-۴۰

با استفاده از مهاربند و میراگر در نتیجه کاهش زمان تناوب سازه، با توجه به رابطه ۵ همانند منحنی‌های شکل ۱۱ خطر لرزه‌ای افزایش شدیدی می‌یابد و از آنجا که در سازه مهاربندی در سطح CP عملکرد چندان بهبود نداشته است بنابراین افزایش خطر لرزه‌ای این بهبود عملکرد را خنثی کرده است. با توجه به جدول ۱۰ مشاهده می‌شود که با در نظر گرفتن خطر لرزه‌ای منطقه و محاسبه میانگین نرخ وقوع سالیانه، در سطح عملکردی CP با استفاده از مهاربند این نرخ ۲۸/۴ الی ۳۶/۷ درصد افزایش یافته است بنابراین استفاده از مهاربند در این سطح برای بهسازی ساختمان‌های بتنی مناسب نیست.

**۸- نتیجه گیری**

نتایج حاصل از تحلیل‌های انجام شده نشان می‌دهد، برای مقاوم‌سازی یک ساختمان بتنی ضعیف که در چارچوب ضوابط آیین‌نامه‌های قدیمی طراحی شده است، مقاومت جانبی در سطوح عملکردی IO و CP نسبت به سازه اولیه با روش مهاربند هشتی به ترتیب ۱۶ و ۳۲ درصد و با میراگر به ترتیب ۱۸۰ و ۱۴۰ درصد افزایش می‌یابد. بنابراین هر دو روش باعث بهبود مقاومت جانبی نسبت به سازه اولیه شده است. در مقایسه بین دو روش بهسازی مذکور در سطح IO، هر دو روش تقریباً با اختلاف جزئی باعث بهبود عملکرد می‌شوند، در حالی که در سطح CP، عملکرد روش میراگر اصطکاکی سیلندری مناسب تر از روش مهاربندی می‌باشد.

با استفاده از مهاربند و میراگر در نتیجه کاهش زمان تناوب سازه خطر لرزه‌ای افزایش می‌یابد، بنابراین با وارد کردن مقادیر خطر لرزه‌ای منطقه و محاسبه میانگین نرخ وقوع سالیانه در دو سطح عملکرد آستانه فروریزش و خدمت‌رسانی بی‌وقفه نتایج متفاوتی حاصل می‌شود. میانگین نرخ وقوع حالات حدی در سازه بهسازی شده با مهاربند در سطح CP نسبت به سازه اولیه بین ۲۸ الی ۳۶ درصد افزایش یافته است در حالیکه در سازه با میراگر، بین ۲۲ الی ۲۳ درصد کاهش داشته است. بنابراین استفاده از مهاربند برای سطح عملکردی CP مناسب نیست. البته این موضوع قابل تعمیم به ساختمان با طبقات متفاوت نیست چرا که خطر لرزه‌ای وابسته به زمان تناوب سازه بوده و ممکن است در سازه‌های دیگر با تغییر زمان تناوب

ارتجاعی، مرتبه کاهش احتمال فراگذشت از یک سطح عملکردی خاص، ناشی از کاهش زمان تناوب سازه، تاثیر بیشتری نسبت به افزایش خطر لرزه‌ای داشته باشد.

با توجه به تحلیل‌های انجام شده در این مطالعه می‌توان نتیجه گرفت که در مقایسه بین استفاده مهاربند و میراگر اصطکاکی سیلندری برای بهسازی ساختمان‌های بتنی، استفاده از مهاربند برای سطح عملکردی IO و میراگر برای سطح عملکردی CP مناسب می‌باشد، چرا که در سطح IO معیار بهبود عملکرد، سختی جانبی و در سطح CP، میزان اتلاف انرژی موثر است.

**مراجع**

[1] Y. Zhou, X. Lu, D. Weng, R. Zhang, A practical design method for reinforced concrete structures with viscous dampers, *Engineering structures*, 39 (2012) 187-198.

[2] M.R. Maheri, H. Ghaffarzadeh, Connection overstrength in steel-braced RC frames, *Engineering Structures*, 30(7) (2008) 1938-1948.

[3] K. Viswanath, K. Prakash, A. Desai, Seismic analysis of steel braced reinforced concrete frames, *International Journal of civil and structural engineering*, 1(1) (2010) 114

[4] J. Conner, *Introduction to Structural Motion Control*, Prentice Hall, 2002.

[5] C.M. Ramirez, *Building-specific loss estimation methods & tools for simplified performance-based earthquake engineering*, Stanford University, 2009.

[6] S. Mazzoni, F. McKenna, G.L. Fenves, *OpenSees command language manual*, Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, 264 (2005).

[7] *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-frame buildings*, FEMA-350, 2000

[8] 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.

[9] N. Shome, *Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures*, 1999

[10] F. Jalayer, *Direct probabilistic seismic analysis: implementing non-linear dynamic assessments*, Stanford University, 2003.

[11] D. Vamvatsikos, C.A. Cornell, Incremental dynamic analysis, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3) (2002) 491-514.

[12] F. Zareian, H. Krawinkler, L. Ibarra, D. Lignos, Basic concepts and performance measures in prediction of collapse of buildings under earthquake ground motions, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 19(1-2) (2010) 167-181.



[14] F. Jalayer, C.A. Cornell, A technical framework for probability-based demand and capacity factor (DCFD) seismic formats.” RMS, (2003).

[13] Nehr Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 273, 1997.

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:

Please cite this article using:

S. B. Beheshti-Aval, L. Mottaghi, “The Effect of Site Seismic Hazard on Selection of a Retrofitting Method for a Deficient Reinforced Concrete Frame”, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 49(3) (2017) 443-452.

DOI: 10.22060/ceej.2015.416



