

### چکیده

با کمک راهکارهای مختلف سازه‌ای مانند افزودن عناصر جدید لرزه‌بر و یا افزایش مقاومت و شکل‌پذیری عناصر موجود، ظرفیت سازه‌های ضعیف در برابر تحریک زلزله تا حد پذیرش آیین‌نامه بهسازی افزایش می‌یابد. اما با توجه به احتمالاتی بودن اثر تحریک زلزله، لازم است اثر این مقاوم‌سازی بر روی عملکرد احتمالاتی سازه سنجیده شود. در این مقاله، با توجه به تنوع راهکارهای مقاوم‌سازی و امکان انجام آن در ترازهای مختلف، چارچوبی با استفاده از منحنی‌های شکنندگی استفاده شده است، تا ضمن لحاظ اثرات احتمالاتی رخداد زلزله، به کمک تحلیل هزینه‌فایده بهترین و مناسب‌ترین راهکار مقاوم‌سازی انتخاب گردد. بدین منظور، دو روش اضافه کردن دیوار برشی بتن آرمه و استفاده از ورق‌های الیاف کربنی مسلح پلیمری (CFRP) برای مقاوم‌سازی سازه‌های ضعیف بتنی استفاده شده است. آسیب‌پذیری سازه‌های مقاوم شده در ترازهای مختلف مقاوم‌سازی، نسبت به سازه ضعیف اولیه ارزیابی شده است. نتایج تحلیل‌ها برای سازه‌های ۵، ۸ و ۱۵ طبقه مورد بررسی، نشان داده است که استفاده از ورق‌های CFRP همواره اقتصادی‌تر است، ولی چون دیوارهای برشی در شدت‌های بالای زلزله، احتمال فراگذشت از حدود عملکردی آستانه فروریزش را بیشتر کاهش می‌دهند، در سازه‌های بلند که آسیب‌پذیرتر هستند، نسبت فایده به هزینه، دو روش به یکدیگر نزدیک شده‌اند.

**واژگان کلیدی:** مقاوم‌سازی، منحنی شکنندگی، هزینه آسیب، تحلیل هزینه فایده، الیاف کربنی مسلح پلیمری، دیوار برشی.

## ارزیابی آسیب‌پذیری قاب‌های ضعیف بتن مسلح مقاوم شده با روش‌ها و ترازهای مختلف به کمک منحنی شکنندگی و تحلیل هزینه فایده

پیام اسدی (نویسنده مسئول)

استادیار دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان،

asadi@cc.iut.ac.ir

حسین بهارلو

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

### ۱- مقدمه

از مطالعات بهسازی سازه‌های بتنی، ماهری [۱] روش‌های بهسازی را به دو دسته بهسازی موضعی و بهسازی کلی تقسیم نموده است. روش‌های متداول بهسازی موضعی، چسباندن صفحات فولادی به سیستم سازه‌ای و استفاده از الیاف مسلح پلیمری و روش‌های متداول بهسازی کلی اضافه کردن دیوار برشی، استفاده از دستک‌های فولادی و استفاده از مهارندهای ضربداری بوده است. در این مطالعه مشکلات و نقاط ضعف این روش‌ها از جمله شکست ترد الیاف مسلح پلیمری و همچنین گران و سخت بودن اجرای بهسازی موضعی با ورق‌های فولادی اشاره شده است. سوکاری و گالال [۲] چهار روش بهسازی برای ساختمان‌های بلند و کوتاه بتنی مسلح با استفاده از دیوارهای برشی

کشور ایران در یکی از مناطق زلزله‌خیز جهان قرار دارد. تجربه زلزله‌های فاجعه‌بار طبرس (۱۳۵۷)، منجیل (۱۳۶۹)، بم (۱۳۸۲) و زرنند (۱۳۸۳) بیانگر ضعف بسیاری از ساختمان‌های موجود از لحاظ طراحی و اجرا است، که نیاز به مقاوم‌سازی را ایجاب می‌نماید. تفاوت‌های زیادی بین راهکارهای امکان‌پذیر و اجرایی روش‌های مختلف بهسازی ساختمان‌های بتنی وجود دارد، که مهندسان و کارفرمایان لازم است، بر اساس اصول مهندسی زلزله این روش‌ها را ارزیابی و مناسب‌ترین راهکار را انتخاب نمایند. روش‌های استفاده از ورق‌های الیاف کربنی مسلح پلیمری (CFRP) و دیوارهای برشی بتنی متداول‌ترین روش‌ها برای مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی هستند.

به وسیله منحنی های شکنندگی<sup>۲</sup> ارزیابی نمودند. روش های مقاوم سازی شامل سه روش اضافه کردن دیوار برشی، پوشش ستون ها با FRP و محصور کردن ستون ها با استفاده از ورق های فولادی بوده است. نتایج نشان داده است که روش بهسازی پوشاندن ستون ها با FRP بیشترین بهبود را بر منحنی شکنندگی در سطح قابلیت استفاده بی وقفه داشته است. پادگت و همکاران [۸] روش های مختلف بهسازی یک پل را با کمک تحلیل چرخه عمر<sup>۳</sup> ارزیابی نمودند و اقتصادی ترین طرح برای بهسازی را با کمک تحلیل هزینه فایده به دست آوردند. ون و کانگ [۹] برای ارزیابی سازه ها تحت خطر زلزله، با استفاده از تحلیل چرخه عمر، هزینه نهایی را به صورت مجموع هزینه اولیه ساخت با هزینه مقاوم سازی و ارزش فعلی مورد انتظار سازه در حالت حدی لحاظ نموده است. کایریا کیدس و همکاران [۱۰] چارچوبی بر اساس منحنی شکنندگی و تحلیل چرخه عمر برای ارزیابی سازه های طرح لرزه ای نشده، ارائه نمودند. نتایج تحلیل یک نمونه سازه با این چارچوب، نشان داد که مقاوم سازی این سازه، احتمال تلفات انسانی در برابر زلزله را حداقل می نماید. در مطالعه تر فان و همکاران [۱۱]، سازه های غیر شکل پذیر بتنی مقاوم شده با الیاف پیش تنیده FRP با کمک منحنی های شکنندگی ارزیابی احتمالاتی شده است. همچنین احتمال متوسط رخداد واژگونی و نسبت حاشیه واژگونی استفاده شده است. در مطالعه والته و میلانی [۱۲] چارچوبی بر اساس تحلیل جابه جایی برای ارزیابی روش های مختلف مقاوم سازی قاب های بتنی ضعیف ارائه شده است. این روش ها پوشش FRP، بادبند فولادی و دیوار بتنی مسلح بوده است. سوسا و مونتیرو [۱۳] از تحلیل های چرخه عمر و هزینه فایده برای ارزیابی اقتصادی گزینه های مختلف مقاوم سازی دیوار های جدا کننده غیر سازه ای استفاده نمودند.

جمع بندی مطالعات قبلی نشان می دهد که مطالعات بسیاری برای ارزیابی روش های مختلف مقاوم سازی سازه های بتنی انجام شده است. اما لازم است که راهکار جامعی با قابلیت مقایسه روش های مختلف مورد استفاده قرار گیرد. در سالیان اخیر برای ارزیابی عملکردی سازه ها منحنی های شکنندگی و تحلیل های

بتن مسلح، بادبند ضربداری و نوارهای مورب FRP را بررسی نمودند. نتایج نشان داد که برای ساختمان های کوتاه بتنی مسلح، اضافه کردن دیوار برشی ارجحیت دارد. معیارهای مقایسه کنترل نسبت جابه جایی نسبی طبقه ای، برش طبقات و استهلاک انرژی بوده است. به طور مشابه برای ساختمان های بلندمرتبه بتن مسلح با معیارهایی مشابه روش پوشاندن تیر و ستون با الیاف مسلح پلیمری بسیار کارآمدتر خواهد بود. همچنین یک ساختمان بتنی را یک بار با دیوارهای جدا کننده و بار دیگر بدون لحاظ این دیوارها ارزیابی نمودند. نتایج نشان داد که این دیوارهای جدا کننده سبب کاهش جابه جایی نسبی طبقه ای خواهند شد و لحاظ این دیوارها به عنوان عضو سازه ای با تمهیدات لازم اقتصادی است. مورتاژ [۳]، دو دیدگاه مختلف برای بهسازی، شامل بهبود مقاومت و تغییر مشخصات دینامیکی سازه را مورد بررسی قرار دادند. روش اول، نصب پانل های سبک فولادی در مکان های آسیب پذیر برای بهسازی موضعی بوده است که ضمن کاهش جابه جایی نسبی طبقات، بسیار سریع و اجرایی هستند. روش دیگر اضافه کردن قاب فولادی با مهاربند برای بهسازی کلی بوده است که سبب کاهش نامنظمی و در نتیجه کاهش پیچش در ساختمان شده است. ملاتی و همکاران [۴] سه قاب بتن مسلح با سه فلسفه طراحی برای برش، طراحی بر اساس خمش و طراحی بر اساس پیوستگی و یکپارچگی بین تیر و سقف را مورد ارزیابی اقتصادی قرار دادند. همچنین هزینه بازسازی پس از وقوع زلزله برای هر سه قاب به نسبت هزینه اجرای اول ارزیابی شده است. نتایج نشان داده است که فلسفه طراحی بر اساس پیوستگی و یکپارچگی بین تیر و سقف اقتصادی تر است. چوی [۵] روشی برای یافتن موقعیت بهینه پوشش FRP، با دو هدف حداقل شدن هزینه پوشش ها و یا افزایش حداکثری ظرفیت سازه در برابر واژگونی را ارائه کرده است. صیفی و همکاران [۶] روش های مختلف مقاوم سازی با FRP را برای مقاوم سازی قاب های قدیمی بتنی ارزیابی نمودند. ارزیابی ها به کمک تحلیل های استاتیکی و دینامیکی پیش رونده غیر خطی انجام شده است.

از مطالعات ارزیابی سازه های مقاوم سازی شده، در مطالعه هوست و بای [۷]، مقاوم سازی یک ساختمان بتن آرمه ۵ طبقه را

- خرد شدن بتن فشاری قبل از جاری شدن فولاد  
 - شکست لایه‌های FRP به دنبال جاری شدن فولاد کششی  
 - خرد شدن بتن فشاری به دنبال جاری شدن فولاد کششی  
 و آمدن FRP از لایه زیرین بتن  
 - جدا شدگی پوشش بتن در سطوح کششی یا برشی  
 برای تشخیص نوع گسیختگی، ابتدا یک حالت شکست فرض شده و پس از تحلیل، بررسی صحت آن انجام می‌گیرد. تحلیل‌ها تا همگرایی فرضیات و نتایج تکرار می‌گردد. در این مطالعه جهت طراحی مقاوم‌سازی از ضوابط «نشریه ۳۴۵» [۱۴] استفاده شده است.

در روش‌های کلی بهسازی اصولاً با ایجاد سیستم باربر جانبی جدید و یا تقویت سیستم باربر جانبی موجود، عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها بهبود می‌یابد. روش‌های متعددی جهت بهسازی کلی ساختمان‌های بتنی مسلح شامل اضافه کردن دیوار برشی بتنی مسلح، اضافه کردن مهاربند و اضافه کردن دیوار برشی فولادی وجود دارد. از این روش‌ها دیوار برشی بتنی مسلح دارای سختی بالایی است و استفاده از آن سبب کاهش جابه‌جایی‌های ساختمان خواهد شد. در این مطالعه جهت احتراز از اثر دیوار برشی بر قاب خمشی ضعیف و ایجاد ضعف بزرگ‌تر در سازه، دیوارها در پلان، در خارج از قاب‌ها فرض شده است تا دیوار با المان مرزی و فونداسیون به صورت مجزا لحاظ گردد. همچنین دیوارهای برشی به نحوی طرح شده‌اند که مقادیر آرماتور مورد نیاز تیرها و ستون‌ها در قاب مقاوم شده، بیشتر از قاب اولیه ضعیف نباشد.

## ۲-۲- منحنی‌های شکنندگی

منحنی‌های شکنندگی یکی از متداول‌ترین و مناسب‌ترین ابزارها برای ارزیابی احتمالاتی سازه‌ها در برابر زلزله هستند. با استفاده از این منحنی‌ها، احتمال فزونی یک پارامتر مانند خرابی از حدود تعریف شده برای آن پارامتر، بر اساس تغییرات پارامتر تصادفی مانند تحریک زلزله بیان می‌گردد. یکی از مهم‌ترین کاربردهای این منحنی‌ها در ارزیابی اثر مقاوم‌سازی بر روی

هزینه فایده مطرح بوده است. در این مطالعه جهت اتخاذ نهایی روش مطلوب بهسازی سازه‌های بتنی مسلح از چارچوبی بر اساس روش تحلیل هزینه فایده ارائه شده است. در این راهکار نوآورانه، منحنی شکنندگی سازه‌های بتنی مقاوم‌سازی شده با ترازهای مختلف مقاوم‌سازی تولید می‌گردد و پس از محاسبه مقدار آسیب سالانه مورد انتظار، به کمک تحلیل هزینه فایده اتخاذ تصمیم مهندسی بین روش‌ها و ترازهای مختلف مقاوم‌سازی صورت می‌پذیرد.

## ۲- تنوری و روش تحقیق

در این قسمت ضمن ارائه مهم‌ترین تنوری‌های مورد استفاده در مطالعه و روش کلی انجام پژوهش ارائه شده است.

### ۲-۱- روش‌های مقاوم‌سازی

الیاف کربنی ضریب ارتجاعی بزرگ‌تری را نسبت به الیاف شیشه‌ای دارند. همچنین مقاومت کششی آنها بسیار زیاد است. آنها تقریباً یک سوم فولاد وزن و ۵ الی ۱۰ برابر آن مقاومت کشش دارند. اگر اتصال الیاف به ناحیه کششی بتن به صورتی باشد که راستای الیاف موازی جهت طولی عضو خمشی و تا جای ممکن عمود بر آن باشد، مقاومت خمشی آن عضو افزایش خواهد داشت [۱۴]. فرضیات اساسی زیر در محاسبات تقویت خمشی مقطع بتنی با استفاده از CFRP به کار می‌روند [۱۴]:  
 - کرنش در بتن و مصالح الیاف متناسب با فاصله آنها از تار خنثی است و شکل مقطع قبل و بعد از بارگذاری تغییری ندارد.  
 - هیچ نوع لغزش نسبی بین الیاف و بتن رخ نمی‌دهد.  
 - تغییر شکل در لایه چسب، با توجه به ضخامت خیلی کم آن، نادیده گرفته می‌شود.

- از مقاومت کششی بتن در حالت حدی نهایی صرف نظر می‌گردد.  
 - رابطه تنش-کرنش الیاف تا نقطه شکست آن، به صورت الاستیک خطی فرض می‌گردد.

مقاومت خمشی یک مقطع تقویت شده به حالت شکست آن بستگی دارد. حالات گسیختگی خمشی زیر برای یک مقطع مطرح است:

قوت و ضعف گزینه‌های مختلف است. با کمک این روش، گزینه‌ها از لحاظ صرفه‌جویی در کار، زمان و یا هزینه انتخاب می‌گردند. رابطه ساده شده آن به صورت رابطه (۵) است:

$$CBA = \frac{B}{C} \quad (5)$$

در این رابطه B منافع و C هزینه است. با توجه به اینکه هزینه‌ها و منافع ممکن است در زمانی بعد از رسیدن پروژه به بهره‌برداری رخ دهند، زمان مطابق رابطه (۶) نیز در رابطه وجود خواهد داشت:

$$NPV = \sum_{t=0}^{TL} \frac{(B_t - C_t)}{(1+r)^t} \quad (6)$$

که NPV ارزش خالص فعلی منافع اجتماعی،  $B_t$  منافع در سال t و  $C_t$  هزینه‌های در سال t، TL تعداد سال عمر سازه و r نرخ بهره است. ساده‌ترین حالت نسبت منافع به هزینه‌ها در زمان بعد از رسیدن پروژه به بهره‌برداری به صورت رابطه (۷) تعریف می‌شود:

$$\frac{B}{C} = \frac{\sum_{t=0}^{TL} B_t (1+r)^{-t}}{\sum_{t=0}^{TL} C_t (1+r)^{-t}} \quad (7)$$

اگر سرمایه به عنوان عاملی مهم در نظر گرفته شود، نسبت ارزش فعلی منافع (NPV) به هزینه سرمایه‌ای ( $C_{Capital}$ )، به صورت رابطه (۸) است:

$$\frac{B}{C} = \frac{NPV}{C_{capital}} = \frac{\sum_{t=0}^{TL} (B_t - C_t)(1+r)^{-t}}{C_{capital}} \quad (8)$$

هزینه می‌تواند هزینه مقاوم‌سازی سازه و مقدار منافع، مقدار کاهش هزینه آسیب مورد انتظار سازه در طول عمر آن باشد. هرچقدر این مقدار بزرگ‌تر شود یعنی مقاوم‌سازی توجیه‌پذیرتر است. برای محاسبه هزینه آسیب، نسبت آسیب خرابی مرکزی  $CDR_i$  مربوط به آیین تراز آسیب به صورت نسبت میانگین هزینه تعمیر سازه در تراز آیین آسیب به هزینه نوسازی سازه تعریف می‌گردد. جدول (۱) مقادیر مختلف  $CDR_i$  مورد استفاده در این مقاله مطابق با آیین‌نامه ATC-13 [۱۶] ارائه شده

عملکرد نهایی سازه و میزان بهبود و کاهش احتمال فزونی خرابی از حدود عملکرد است. یکی از متداول‌ترین روابط تولید منحنی‌های شکنندگی توسط هوانگ و هو [۱۵] ارائه شده است. در این روش ابتدا پارامتری به نام CAV (سرعت مطلق تجمعی) به شرح رابطه (۱) بر حسب پارامتر شتاب زمین ( $a(t)$ ) در مدت زمان تحریک زلزله (T) تعریف شده است:

$$CAV = \int_0^T |a(t)| dt \quad (1)$$

پارامتر  $PF_{ij}$ ، احتمال فزونی خرابی از حد خرابی  $i$ م به‌ازای رخداد زلزله‌ای با CAV معادل با  $v_j$ ، به شرح زیر است:

$$PF_{ij} = \text{prob}(DT \geq DT_i | CAV = v_j) = F_{DT}(DT_i | CAV = v_j) \quad (2)$$

که در رابطه (۲)، DT معیار خرابی و F معرف تابع توزیع تجمعی احتمال است. با لحاظ توزیع لوگ نرمال برای معیار خرابی (DI)، پارامتر  $PF_{ij}$  به صورت رابطه (۳) تعریف خواهد شد:

$$PF_{ij} = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(DI_i) - \overline{\ln(DI)}}{\sigma_{\ln(DI)}} | CAV = v_j\right) \quad (3)$$

که  $\sigma$  انحراف استاندارد و  $\overline{\ln(DI)}$  میانگین لگاریتم طبیعی مقادیر خرابی هستند. منحنی شکنندگی به‌ازای حد خرابی  $i$ م به کمک داده‌های  $PF_{ij}$  تحت مقادیر مختلف CAV به دست می‌آید. ماتریس احتمال خرابی شامل ماتریس با درایه‌های احتمال خرابی ( $PDS_{ij}$ )، حدود مختلف خرابی است. این درایه‌ها به کمک رابطه (۴) برای حالتی که چهار تراز خرابی تعریف شده باشد، به دست می‌آیند:

$$PDS_{ij} = \begin{cases} PF_{ij} - PF_{i+1j} & (i \leq 4) \\ PF_{ij} & (i = 5) \end{cases} \quad (4)$$

شایان ذکر است به‌جای پارامتر CAV، پارامترهای دیگری مانند بیشینه شتاب زمین (PGA) نیز می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد.

## ۲-۳- تحلیل هزینه فایده

تحلیل هزینه فایده<sup>۴</sup> روشی نظام‌مند برای تخمین زدن نقاط

پرداخت است. با فرض نرخ بهره ۱۰ درصد در ۳۰ سال مقدار نرخ کنونی کل خرابی‌ها محاسبه شده است. مقدار منافع در این مطالعه کاهش هزینه مورد انتظار سالانه در اثر هر یک از اقدامات مقاوم‌سازی فرض شده است.

#### ۲-۴- روش انجام مطالعه

برای ارزیابی آسیب‌پذیری سناریوهای مختلف مقاوم‌سازی از چارچوب نمایش داده شده در شکل (۱) استفاده شده است. مطابق با این چارچوب برای هر یک از سناریوها با کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی پیش‌رونده مقادیر خرابی‌ها استخراج و سپس منحنی شکنندگی، ماتریس احتمالاتی خرابی و هزینه خسارت مورد انتظار سالانه به دست می‌آید. در آخرین مرحله با کمک رابطه تحلیل هزینه فایده سناریوهای مختلف مورد مقایسه قرار خواهند گرفت و بر روی نتایج بحث و نتیجه‌گیری شده است.

#### ۳- مدل‌سازی

##### ۳-۱- مشخصات قاب بتنی ضعیف

مقاطع سازه‌های ضعیف مورد استفاده به صورتی لحاظ شده است که دارای ظرفیت لازم در برابر بارهای ثقلی باشند. همچنین ظرفیت تحمل این سازه‌ها در برابر بارهای جانبی تا حد شتاب  $0.1g$  است. سازه‌های مذکور در شهر اصفهان با تیپ خاک III و خطر نسبی منطقه متوسط مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ [۱۷] لحاظ شده است. مقاوم‌سازی این سازه ضعیف با کمک نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی در نرم‌افزار SAP2000 [۱۸] انجام شده و برای تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی سازه از نرم‌افزار IDARC [۱۹] استفاده شده است. در هر دو نرم‌افزار در تحلیل‌های غیرخطی، سازه به صورت یک قاب میانی مدل شده است. المان‌ها در نرم‌افزار IDARC [۱۹] به صورت فایبر هستند که قابلیت تعریف دقیق ابعاد و مقدار میلگرد مصرفی تیرها، ستون‌ها و دیوارها در این نرم‌افزار فراهم است. برای زوال چرخه‌ای در تحلیل‌های

است. میانگین نسبت هزینه آسیب  $\overline{DR}_j$  برای زلزله رخ داده با مقدار PGA برابر با  $a_j$  به صورت رابطه زیر به دست آید:

$$\overline{DR}_j = \sum_{i=1}^5 PDS_{ij} \times CDR_i \quad (9)$$

جدول (۱): ارزیابی نسبت هزینه‌های آسیب در ترازهای مختلف [۱۶].

تراز عملکردی	وضعیت آسیب	جابه‌جایی نسبی طبقه‌ای (%)	مقدار خرابی (%)
I	ناچیز	$\leq 0.1$	۰
II	خیلی کم	$0.1 < \theta_{max} \leq 0.2$	۰/۹
III	کم	$0.2 < \theta_{max} \leq 0.4$	۳/۳۳
IV	متوسط	$0.4 < \theta_{max} \leq 1.0$	۱۲/۴
V	سنگین	$1.0 < \theta_{max} \leq 1.8$	۳۴/۸
VI	خیلی سنگین	$1.8 < \theta_{max} \leq 3.0$	۶۵/۴
VII	واژگونی	$3.0 < \theta_{max}$	۱۰۰

هزینه آسیب  $DC_j$  برابر با هزینه تعمیر سازه به‌ازای زلزله رخ داده با  $PGA=a_j$ ، مطابق با رابطه (۱۰) است:

$$DC_j = \overline{DR}_j \times RPC \quad (10)$$

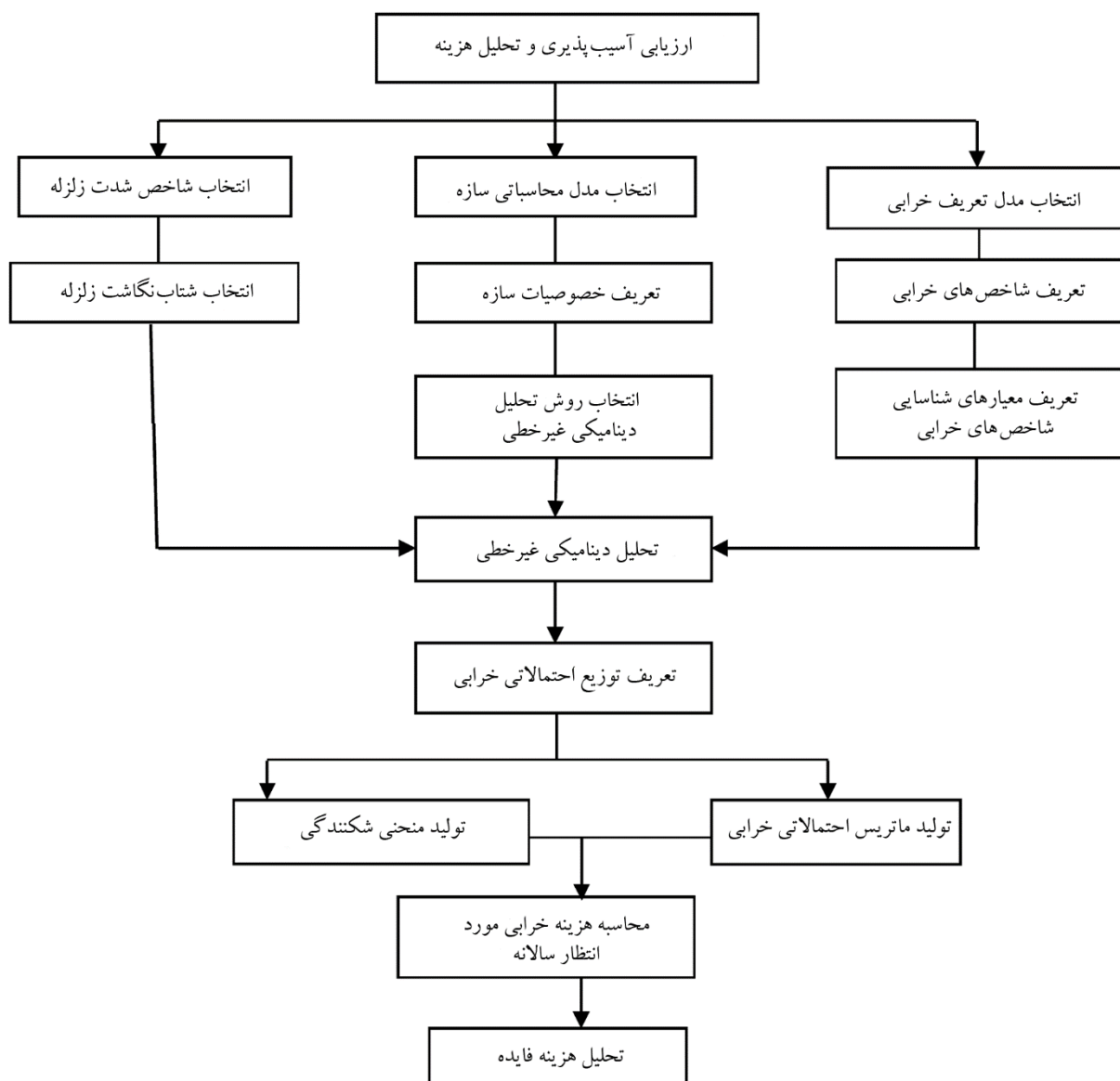
که  $RPC$  برابر با هزینه نوسازی کل سازه است. بدین ترتیب هزینه خرابی مورد انتظار سالانه  $AEL$  به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$AEL = \sum_{j=1}^{Na} DC_j \left\{ F_A \left( a_j + \frac{\Delta a}{2} \right) - F_A \left( a_j - \frac{\Delta a}{2} \right) \right\} \quad (11)$$

که  $F(\dots)$  تابع توزیع تجمعی احتمال رخداد زلزله با بیشینه شتاب زلزله ( $PGA$ ) است. برای تبدیل هزینه سالانه خرابی به هزینه کلی خرابی در طول عمر سازه از رابطه (۱۲) استفاده می‌شود:

$$NPV = A \left\{ \frac{1 - \frac{1}{(1+r)^t}}{i} \right\} \quad (12)$$

که  $A$  مقدار هزینه خرابی سالانه،  $r$  نرخ بهره و  $t$  کل زمان



شکل (۱): چارچوب ارزیابی آسیب پذیری سازه های مقاوم شده.

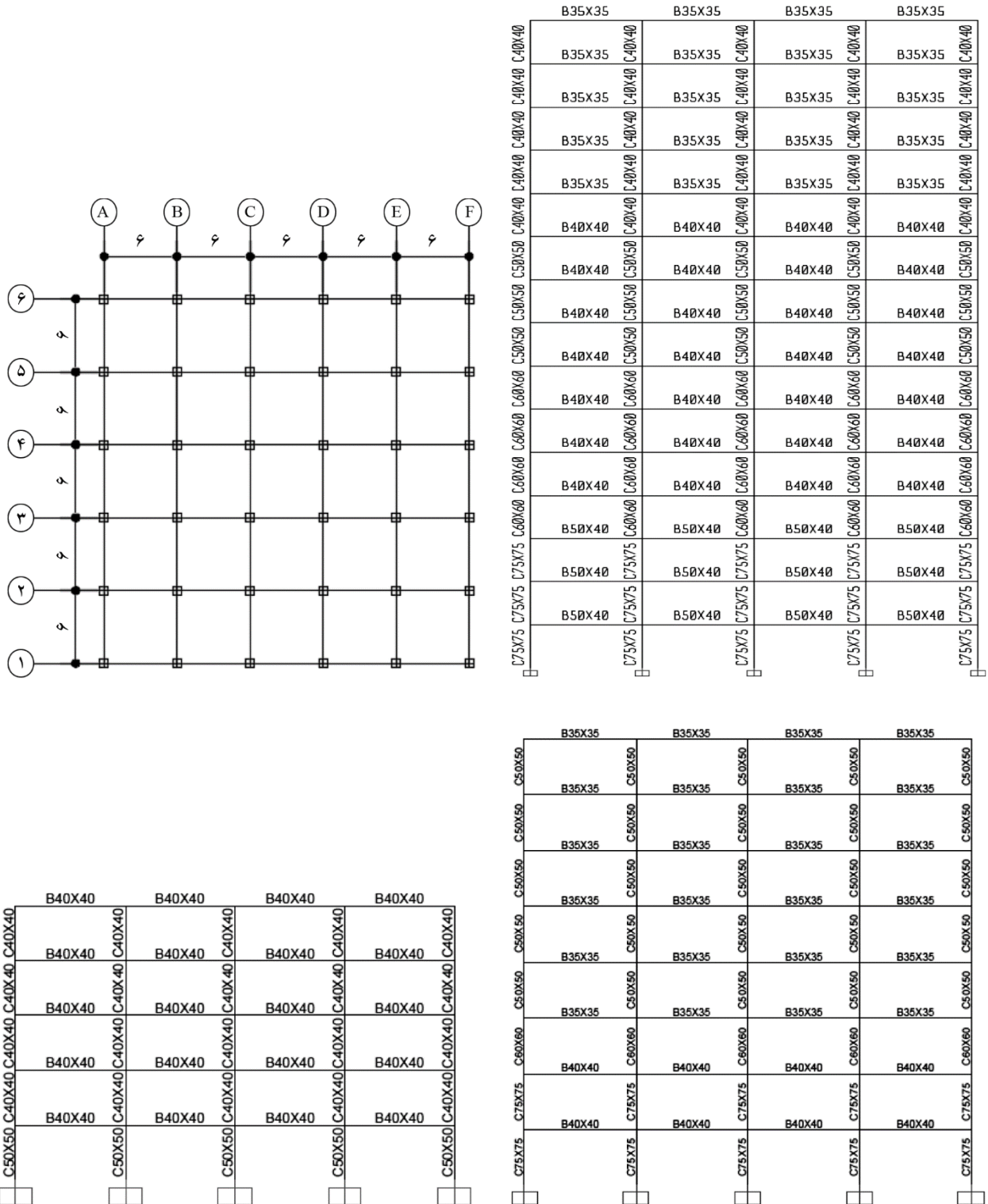
تطابق تمامی این تحلیل ها نشان از صحت مدل سازی ها و تحلیل ها است. همچنین شایان ذکر است، مطابق با گزارش های MCEER-99-0018 [۲۱] و NCEER-96-0010 [۲۲] صحت این نرم افزار با نتایج آزمایشگاهی نیز تأیید شده است. در هر سازه با توجه به میزان شکل پذیری و شکل منحنی چرخه ای سازه های اولیه و مقاوم شده مقادیر پارامترهای زوال تعریف شده است.

در شکل (۲) پلان تپ طبق مشخص شده است. ابعاد نمایش داده شده در پلان ها بر حسب متر و ابعاد مقاطع در برش ها

دینامیکی پیش رونده پارامترهای کاهنده ای بر اساس سختی، مقاومت و لغزش وجود دارد. در صورت تعریف صحیح پارامترهای کاهنده در این نرم افزار رفتار مورد انتظار از سازه منتج می گردد. برای صحت سنجی مدل سازی با این نرم افزار، در مطالعه بخشی و اسدی [۲۰] پارامترهای زوال به صورتی تعریف شده اند که چرخه های محاسبه شده توسط نرم افزار و مطالعات آزمایشگاهی منطبق شوند. همچنین در این مطالعه مقادیر زمان تناوب اصلی سازه و منحنی پوش آور دو نرم افزار SAP2000 [۱۸] و IDARC [۱۹] مقایسه شده است.

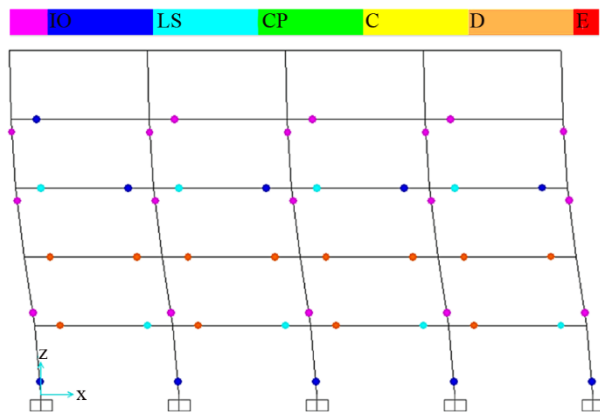
بار خطی دیوارهای پیرامونی برابر ۷۰۰ کیلوگرم بر متر مربع است. سازه‌های مورد بررسی در این پژوهش قاب‌های ۵، ۸ و ۱۵ طبقه با ارتفاع طبقه ۳ متر مطابق شکل (۲) هستند:

بر حسب سانتی‌متر است. مقدار بار مرده طبقات ۴۰۰ کیلوگرم بر متر مربع، بار زنده طبقات برابر ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار معادل پارتیشن برابر ۱۰۰ کیلوگرم بر متر مربع انتخاب شده است.



شکل (۲): پلان تپ طبقات و نمای قاب‌های سازه‌های تحلیل شده.

هدف از بهسازی «بهسازی مینا» فرض شده است، یعنی تحت «خطر لرزه ای ۱» (g ۰/۲۵) چرخش المان‌ها محدود به سطح ایمنی جانی (LS) باشند. وضعیت المان‌های سازه ضعیف در جابه‌جایی هدف برای سازه ۵ طبقه به صورت شکل (۳) است، که همان‌طور که مشاهده می‌شود، برای این سازه چرخش پلاستیک تعدادی از تیرها از حد مجاز فراتر است.



شکل (۳): نتایج تحلیل غیرخطی استاتیکی قاب ۵ طبقه ضعیف.

### ۳-۲- مقاوم‌سازی با ورق‌های CFRP

ماهری [۱] با بررسی چندین نمونه گراف‌هایی جهت تعیین میزان انحنا و شکل‌پذیری سازه‌های مقاوم شده با CFRP ارائه کرده است. ماهینی و رونق [۲۴] به بررسی شکل‌پذیری المان‌های بهسازی شده با FRP اقدام کردند. نتیجه این تحقیقات گراف‌هایی جهت میزان شکل‌پذیری سازه نهایی بوده است که نشان داد با افزایش FRP جهت افزایش مقاومت خمشی تیرها، میزان شکل‌پذیری نهایی تیرها کاهش می‌یابد. تعیین مدل دقیق رفتاری المان‌های مقاوم سازی شده با FRP کار دشواری است. برای مدل‌سازی مناسب رفتار سازه مقاوم شده در نرم‌افزار IDARC [۱۹]، لازم است مقادیر پارامترهای زوال را تصحیح نمود. در این نرم‌افزار مقدار ضریب پیشنهادی برای پارامتر زوال بر اساس شکل‌پذیری (HBD) برای سازه‌های با زوال متوسط، برابر ۰/۳ پیشنهاد شده است. برای قاب‌های بهسازی شده با CFRP این ضریب مطابق با رابطه (۱۴) اصلاح شده است.

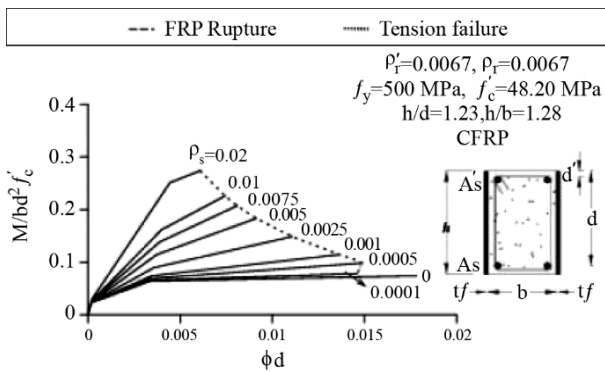
$$HBD = \frac{\varphi_{old}}{\varphi_{new}} \times 0.3 \quad (14)$$

برای مقاوم‌سازی سازه‌ها از نشریه ۳۶۰ «دستورالعمل بهسازی سازه‌های موجود» [۲۳] استفاده شده است. بدین منظور جابه‌جایی هدف از رابطه (۱۳) محاسبه شده است و سپس عملکرد المان‌ها در این جابه‌جایی سنجیده شده است:

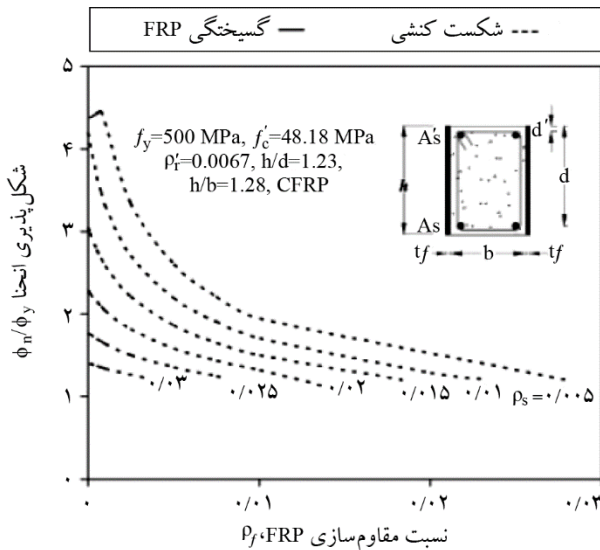
$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (13)$$

در این رابطه  $C_0$  ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزادی است. تحلیل‌ها نشان داده است که سازه‌های این مطالعه برشی نیستند، یعنی در تمامی طبقات تغییر مکان‌های نسبی کوچک‌تر از طبقات زیرین نیستند. بدین ترتیب  $C_0$  برای سازه ۵ طبقه برابر با ۱/۴ و برای سازه‌های با تعداد طبقات بیشتر برابر با ۱/۵ فرض شده است.  $C_1$  ضریب تصحیح برای اعمال تغییر مکان غیر ارتجاعی سیستم است که برای سازه‌ها با زمان تناوب‌های اصلی مؤثر ( $T_e$ ) بیش از ۱/۰ S برابر با ۱/۰ و برای سازه‌ها با  $T_e$  کمتر از آن بر حسب پارامتر نسبت نیاز مقاومت ارتجاعی به مقاومت تسلیم ( $R_{II}$ ) به دست می‌آید.  $C_2$  ضریب تصحیح برای اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای بر تغییر مکان‌های ناشی از زوال چرخه‌ای است که برای سازه‌ها با  $T_e$  بیش از ۰/۷ S برابر با ۱/۰ و برای سازه‌ها با  $T_e$  کمتر از آن بر حسب  $R_{II}$  و زمان تناوب مؤثر سازه به دست می‌آید. با توجه به اینکه زمان تناوب‌های دینامیکی سازه‌ها در این مطالعه بیش از ۱/۰ S هستند، مقادیر ضرایب  $C_1$  و  $C_2$  برابر با ۱/۰ هستند.  $S_a$  شتاب طیفی در زمان تناوب اصلی مؤثر است. مقدار  $R_{II}$  بر حسب  $C_m$  به دست می‌آید که برای سازه‌های قاب بتنی بدون دیوار برشی برابر با ۰/۹ و برای سازه‌های با دیوار برشی برابر ۰/۸ است. در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی دو نوع توزیع، به ترتیب توزیع بار نوع اول از نوع دینامیکی خطی طیفی و توزیع بار نوع دوم از نوع یکنواخت استفاده شده است. این تحلیل‌ها تا ۱/۵ برابر جابه‌جایی هدف انجام شده است. همچنین به اجزا با توجه به ابعاد، مقادیر میلگردها و نیروی‌های وارده، مفاصل پلاستیک اختصاص داده شده است.





شکل (۴): رابطه ممان - انحنای برای مقادیر مختلف مقاوم‌سازی با ایلاف کربنی پلیمری [۲۴].



شکل (۵): رابطه شکل‌پذیری انحنای برای مقادیر مختلف مقاوم‌سازی با ایلاف کربنی پلیمری [۲۴].

صورت گرفته فرضیات زیر برای CFRP در نظر گرفته شده است:

$$E_{FRP} = 155 \text{ GPa}, \phi_{FRP} = 0.75, \varepsilon_{FRP} = 0.0155 \quad (16)$$

که E مدول الاستیسیته،  $\phi$  ضریب اطمینان طراحی و  $\varepsilon$  کرنش نهایی CFRP است. لنگر مقاوم برای تیرهای مستطیلی از رابطه (۱۷) محاسبه می‌شود [۱۴]:

$$M_T = \phi_s f_s A_s (d - x/2) - \phi_s f'_s A'_s (d' - x/2) + \phi_{FRP} E_{FRP} \varepsilon_{FRP} A_{FRP} (h - x/2) \quad (17)$$

که x ارتفاع ناحیه فشاری،  $A_s$  و  $A'_s$  مساحت میلگرد فشاری،  $f_s$

که در آن  $\phi_{old}$  میزان انحنای قبل از بهسازی و  $\phi_{new}$  میزان انحنای پس از بهسازی است که مقادیر آنها از مطالعه ماهینی و رونق [۲۴] استخراج شده است. همچنین برای زوال مقاومت بر اساس انرژی (HBE) برای زوال متوسط مقدار ۰/۱۵ پیشنهاد شده است، که برای قاب‌های بهسازی شده با CFRP این ضریب بر اساس تغییرات شکل‌پذیری انحنای که در جذب انرژی مؤثر است کاهش می‌یابد.

$$HBE = \frac{\mu_{old}}{\mu_{new}} \times 0.15 \quad (15)$$

که در آن  $\mu_{old}$  میزان شکل‌پذیری انحنای قبل از بهسازی و  $\mu_{new}$  میزان شکل‌پذیری انحنای پس از بهسازی است، که مقادیر آنها از مطالعه ماهینی و رونق [۲۴] استخراج شده است. برای بهسازی تیرهای قاب ضعیف، از نشریه ۳۴۵ [۱۴] استفاده شده است، سپس با استفاده از شکل (۴) که بر مبنای تحقیقات مرجع [۲۴] است، میزان نهایی انحنای تیرها قبل و پس از بهسازی به دست آمده است. در ارتباط با شکل‌پذیری با استفاده از نتایج [۲۴] و استفاده از شکل (۵) مقدار شکل‌پذیری تیرهای بتنی مسلح قبل و بعد از بهسازی به دست آمده است.

با توجه به نتایج بسیاری از محققین از جمله ماهری [۱]، سوکاری و گالال [۲]، هوست و بای [۷] پوشاندن ستون‌های بتنی مسلح با ورق‌های CFRP محصورشدگی ستون‌ها را افزایش خواهد داد. برنامه IDARC [۱۹] امکان تعریف میزان محصورشدگی برای ستون را دارد. در این تحقیق برای قاب‌های ضعیف اولیه این ضریب مطابق پیشنهاد برنامه برابر ۰/۵ (محصورشدگی ناچیز) و برای قاب‌های بهسازی شده با CFRP این ضریب برابر ۰/۶۶ (محصورشدگی متوسط) در نظر گرفته شده است.

برای بررسی دقیق‌تر روش بهسازی با CFRP علاوه بر بررسی و مدل‌سازی قاب‌های ضعیف بهسازی شده مطابق نشریه ۳۴۵ [۱۴]، ارزیابی سازه در دو حالت بهسازی دست‌بالا که مقدار CFRP حدود ۱۳۵ درصد مقدار پایه و بهسازی حداکثر که مقدار CFRP حدود ۱۷۰ درصد مقدار پایه است، انجام شده است. سپس منحنی‌های شکنندگی ترسیم و ارزیابی نهایی با تحلیل هزینه‌فایده انجام شده است. در محاسبات

که در آن  $\omega_w$  نسبت مقاومت حجمی است که از رابطه (۲۰) محاسبه می‌شود.

$$\omega_w = \frac{f_{1FRP}}{\phi_c f_c} \quad (20)$$

ضریب عملکرد ( $\alpha_{pr}$ ) برای یک مقطع مستطیلی، به کیفیت اجرا و چسبندگی بتن-رزین و الیاف بستگی دارد، که برابر واحد در نظر گرفته شده است. در صورت مقاوم‌سازی قاب‌های بتنی با CFRP مشخصات اصلی دینامیکی سازه‌ها تغییری نمی‌کند، بنابراین جابه‌جایی هدف، همان مقادیر قبلی است. بنابراین المان‌های ضعیف در جابه‌جایی هدف شنا سایی و مقاوم شدند. ارتفاع پوشش‌های CFRP به اندازه ارتفاع ناحیه تنگ و ویژه لحاظ شده و روش مقاوم‌سازی به صورت ساده<sup>۵</sup> (ERB) فرض شده است. در جدول (۲) تعداد لایه‌های مورد استفاده برای ستون‌ها به صورت نمونه نمایش داده شده است. در این جدول ضخامت هر لایه پوشش ۰/۱۵ میلی‌متر فرض شده است. همچنین در شکل (۶) جزئیات تقویت تیرها و ستون‌ها نمایش داده شده است.

و  $f'_c$  مقاومت نهایی فولاد،  $d$  و  $d'$  ارتفاع مفید مقطع و  $h$  ارتفاع کل تیر است. برای محاسبه طول نوارهای CFRP با توجه به مقدار لنگر مقاوم و ترسیم دیاگرام لنگر در طول عضو، مقدار طول مورد نیاز به دست می‌آید. دور پیچ کردن اعضای فشاری توسط ورق‌های FRP، محصور شدگی آن اعضا را افزایش داده و منجر به افزایش ظرفیت مقاومت فشاری اعضا می‌گردد. افزایش محصور شدگی سبب افزایش شکل‌پذیری اعضا تحت ترکیب نیروهای محوری و خمشی می‌گردد. فشار محصور شدگی ( $f_{ifrp}$ ) به سبب مقاوم‌سازی یک مقطع مستطیلی با مصالح FRP مطابق رابطه (۱۸) محاسبه می‌شود:

$$f_{1FRP} = \frac{2N_b \phi_{FRP} E_{FRP} \epsilon_{FRP} t_{FRP} (b + h)}{bh} \quad (18)$$

که  $N_b$  تعداد لایه‌ها و  $b$  عرض مقطع است. کرنش مصالح CFRP برای محصور شدگی غیر پیش‌تنیده تا حداکثر نسبت ابعاد مقطع ۱/۵ برابر ۰/۰۰۲ در نظر گرفته می‌شود. مقاومت فشاری بتن محصور شده از رابطه (۱۹) تعیین می‌شود:

$$f_{cc} = f_c (1 + \alpha_{pr} \omega_w) \quad (19)$$

جدول (۲): تعداد لایه‌های CFRP برای ستون‌ها و ابعاد هندسی دیوارهای برشی با تراز حداقل برای مقاوم‌سازی سازه‌ها.

سازه ۱۵ طبقه				سازه ۸ طبقه				سازه ۵ طبقه				طبقه
طول اجزای مرزی (mm)	ضخامت دیوار (mm)	طول دیوار (mm)	تعداد لایه‌های CFRP	طول اجزای مرزی (mm)	ضخامت دیوار (mm)	طول دیوار (mm)	تعداد لایه‌های CFRP	طول اجزای مرزی (mm)	ضخامت دیوار (mm)	طول دیوار (mm)	تعداد لایه‌های CFRP	
۱۰۰۰	۳۰۰	۴۰۰۰	۵	۵۰۰	۳۰۰	۳۰۰۰	۵	۵۰۰	۲۵۰	۳۰۰۰	۷	۱
۸۰۰	۳۰۰	۴۰۰۰	۲	۵۰۰	۳۰۰	۳۰۰۰	۲	۵۰۰	۲۵۰	۳۰۰۰	۸	۲
۸۰۰	۳۰۰	۴۰۰۰	۱	۵۰۰	۳۰۰	۳۰۰۰	۲	۵۰۰	۲۰۰	۳۰۰۰	۵	۳
۷۰۰	۳۰۰	۴۰۰۰	۹	۵۰۰	۳۰۰	۳۰۰۰	۵	۵۰۰	۲۰۰	۳۰۰۰	۳	۴
۶۰۰	۳۰۰	۴۰۰۰	۵	۵۰۰	۳۰۰	۳۰۰۰	۱	۳۰۰	۲۰۰	۳۰۰۰	۲	۵
۵۰۰	۳۰۰	۴۰۰۰	۲	۵۰۰	۳۰۰	۳۰۰۰	۲					۶
۵۰۰	۳۰۰	۴۰۰۰	۱	۵۰۰	۳۰۰	۳۰۰۰	۱					۷
۵۰۰	۳۰۰	۴۰۰۰	۴	۵۰۰	۳۰۰	۳۰۰۰	۱					۸
۵۰۰	۳۰۰	۴۰۰۰	۳									۹
۵۰۰	۳۰۰	۴۰۰۰	۳									۱۰
۵۰۰	۳۰۰	۴۰۰۰	۷									۱۱
۵۰۰	۳۰۰	۴۰۰۰	۴									۱۲
۵۰۰	۳۰۰	۴۰۰۰	۲									۱۳
۵۰۰	۳۰۰	۴۰۰۰	۱									۱۴
۵۰۰	۳۰۰	۴۰۰۰	۱									۱۵

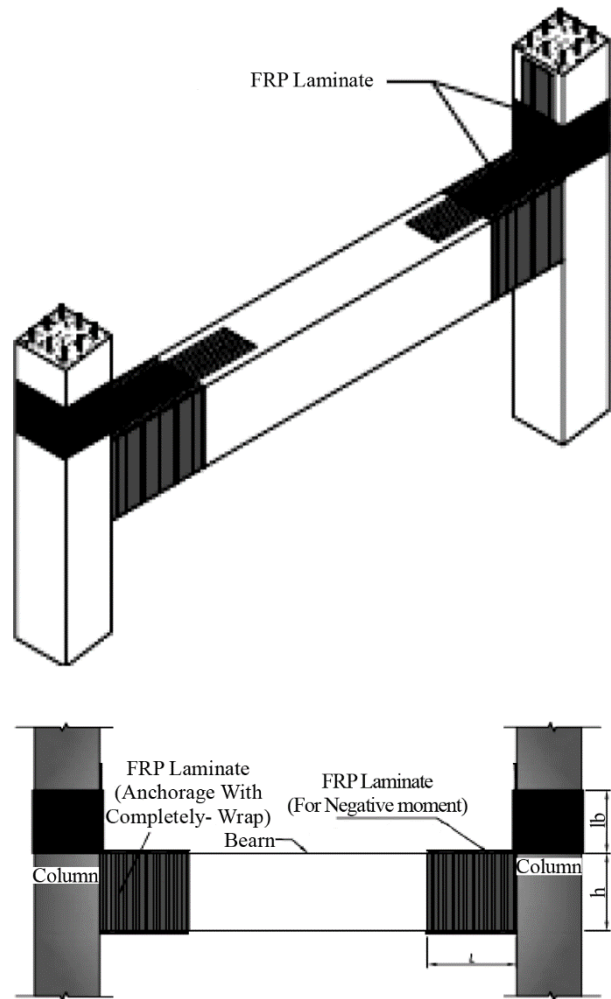
است. از طرفی ضخامت و طول دیوارها که معرف سختی جانبی آنها هستند، به صورتی طراحی شده است که سهم اصلی بارهای جانبی به دیوارها برسد و در نتیجه نیازی به تقویت قاب موجود ضعیف نباشد. دیوارها در این نرم‌افزار به صورت ستون معادل مدل‌سازی شده است. برای تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی از نرم‌افزار IDARC [۱۹] استفاده شده است. مشخصات زوال این دیوارها نیز متوسط و میلگردهای قائم و افقی نیز به صورت مستقیم در نرم‌افزار اعمال شده است.

میلگرد دیوارها در سه حالت طراحی و لحاظ شده است. حالت اول مقدار مورد نیاز حداقل، حالت دوم دست بالا، به مقدار ۱۳۵ درصد مقدار حداقل مورد نیاز و حالت سوم حداکثر، به مقدار ۱۷۰ درصد مقدار حداقل مورد نیاز در نظر گرفته شده است، که در هر حالت محدودیت‌های حداقلی و حداکثری در صد میلگرد مجاز مبحث نهم مقررات ملی رعایت شده است. در جدول (۲) ابعاد دیوارهای برشی مورد استفاده ارائه داده شده است. شایان ذکر است که عرض اجزای مرزی با ضخامت دیوارها یکسان فرض شده است.

زمان تناوب اصلی و حداکثر جابه‌جایی نسبی طبقات برای سازه ضعیف اولیه و سازه مقاوم شده با دیوار برشی، در برابر مقدار مجاز آیین‌نامه طراحی سازه در برابر زلزله ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، در جدول (۳) ارائه شده است.

### ۳-۴- شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده

شتاب‌نگاشت‌های مورد نظر برای تحلیل تاریخچه زمانی باید تا حد امکان ویژگی‌هایی مشابه با زلزله محتمل در ساختگاه و شرایط



شکل (۶): نمایش تقویت تیرها و ستون‌ها با CFRP [۱۴].

### ۳-۳- مقاوم‌سازی با دیوار برشی

برای مقاوم‌سازی با دیوار برشی، در فایل SAP2000 [۱۸] دیوارها خارج از قاب‌های اصلی مدل‌سازی شدند تا اثر اضافی بر ستون‌های ضعیف فعلی نداشته باشند. اتصال این ستون‌ها با قاب ضعیف به کمک اجزای صلب بدون جرم و دو سر ساده بوده

جدول (۳): جدول مقایسه‌ای جابه‌جایی نسبی طبقه‌ای سازه‌های ضعیف و سازه‌های مقاوم شده با دیوار برشی.

ردیف	تعداد طبقات ساختمان	زمان تناوب طبیعی مود اول (ثانیه)		حداکثر جابه‌جایی نسبی طبقه‌ای	
		سازه ضعیف	سازه مقاوم شده	سازه مقاوم شده	سازه ضعیف
۱	۵	۱/۴۵	۰/۷۴	۰/۱۵۱	۰/۰۲۵
۲	۸	۲/۱	۱/۴۷	۰/۱۸۵	۰/۰۲
۳	۱۵	۳/۹۸	۲/۶	۰/۱۶۶	۰/۰۲

(LS) و آستانه فروریزش (CP) منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های ۵، ۸، و ۱۵ طبقه ترسیم شده است. مقدار جابه‌جایی نسبی متناظر با این حدود بنا بر مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه FEMA365 [۲۷] به ترتیب برابر با ۱، ۲، و ۴ درصد ارتفاع طبقات لحاظ شده است. در جدول‌های (۴) تا (۶) وضعیت عملکردی سازه تحت زلزله طرح و حداکثر برای سازه ضعیف اولیه و سازه‌های مقاوم‌سازی شده نمایش می‌دهد. در شکل‌های (۸)، (۹) و (۱۰) منحنی شکنندگی سازه‌های بهسازی شده با CFRP و دیوارهای برشی با منحنی شکنندگی سازه ضعیف اولیه مقایسه شده است. علامت‌های اختصاری در جداول و شکل‌های این بخش به شرح زیر است:

W: قاب ضعیف، FLR: قاب بهسازی شده با CFRP در حالت حداقلی، FNR: قاب بهسازی شده با CFRP دست بالا، FHR: قاب بهسازی شده با CFRP در حالت حداکثر، SWLR: قاب بهسازی شده با دیوار برشی در حالت حداقلی، SWNR: قاب بهسازی شده با دیوار برشی در حالت دست بالا، WHR: قاب بهسازی شده با دیوار برشی در حالت حداکثر.

جدول (۴): سطوح عملکرد برای سازه‌های ۵ طبقه مورد مطالعه تحت زلزله طرح و زلزله حداکثر.

SWHR	SWNR	SWLR	FHR	FNR	FLR	W	شتاب
IO	IO	IO	LS	LS	LS	CP	زلزله طرح (0.25g)
LS	LS	LS	CP	CP	CP	F	زلزله حداکثر (0.4g)

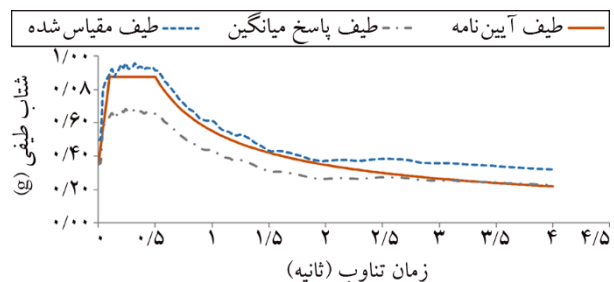
جدول (۵): سطوح عملکرد برای سازه‌های ۸ طبقه مورد مطالعه تحت زلزله طرح و زلزله حداکثر.

SWHR	SWNR	SWLR	FHR	FNR	FLR	W	شتاب
IO	IO	IO	LS	LS	LS	CP	زلزله طرح (0.25g)
LS	LS	LS	CP	CP	CP	F	زلزله حداکثر (0.4g)

جدول (۶): سطوح عملکرد برای سازه‌های ۱۵ طبقه مورد مطالعه تحت زلزله طرح و زلزله حداکثر.

SWHR	SWNR	SWLR	FHR	FNR	FLR	W	شتاب
LS	LS	LS	LS	LS	LS	CP	زلزله طرح (0.25g)
LS	LS	LS	CP	CP	CP	F	زلزله حداکثر (0.4g)

زلزله طرح را داشته باشند. برای تطابق کامل طیف شتاب‌نگاشت‌های زلزله با طیف طرح آیین‌نامه، هم‌زمان شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی و واقعی استفاده شده است. بدین منظور ۱۵ رکورد مصنوعی که دارای طیف پاسخی مطابق با طیف طرح هستند و به کمک نرم افزار SeismoArtif [۲۵] تولید شده است، با شش عدد شتاب‌نگاشت واقعی زلزله مطابق با شرایط ساختگاه استفاده شده است. شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی برای هموار شدن طیف پاسخ رکوردها با طیف طرح و عدم دور شدن پاسخ سازه از مقدار طیف طرح استفاده شده است و همچنین شتاب‌نگاشت‌های واقعی برای لحاظ اثر شتاب‌نگاشت‌های واقعی لحاظ شده است. شتاب‌نگاشت‌ها با استفاده از روش پیشنهادی آیین‌نامه ۲۸۰۰ [۱۷] در راستای اصلی مقیاس شده‌اند. انتخاب شتاب‌نگاشت‌های واقعی از مرجع [۲۶] با شرایط دور از گسل، بزرگی زلزله بین ۶ تا ۷ ریشتر و لحاظ نوع خاک نوع III است. در شکل شماره (۷) طیف شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده در برابر حالت مقیاس نشده و آیین‌نامه ارائه شده است. ضریب مقیاس برای قاب ضعیف و قاب مقاوم شده با CFRP و همچنین برای سازه دارای دیوار، یک مقدار مساوی به دست آمده است.



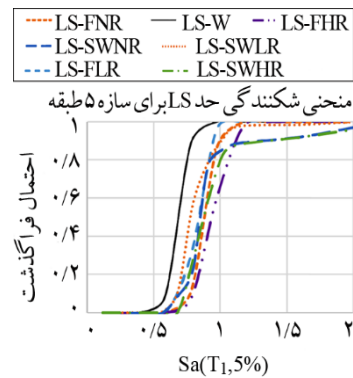
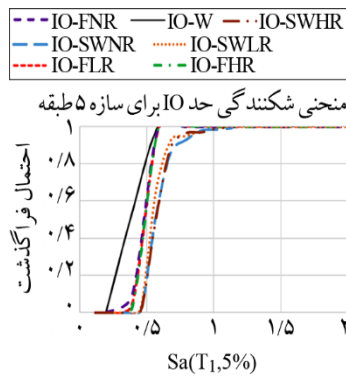
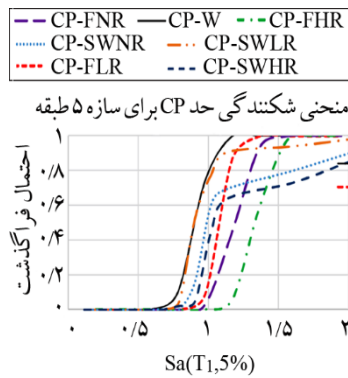
شکل (۷): نمودار مقیاس شده شتاب‌نگاشت‌ها.

#### ۴- نتایج تحلیل‌های عددی

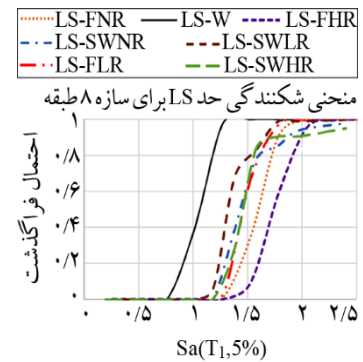
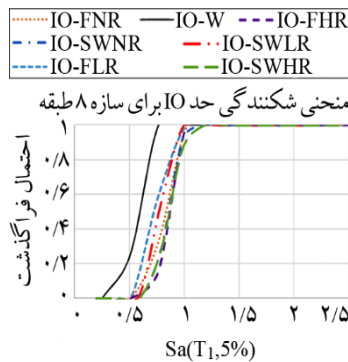
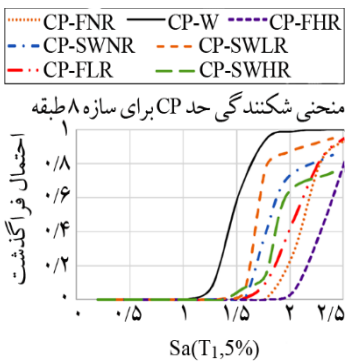
در این بخش مطابق با چارچوب ارزیابی آسیب پذیری، ابتدا منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های مختلف ارائه شده است. سپس با توجه به محاسبات انجام پذیرفته تحلیل هزینه‌فایده صورت پذیرفته است.

#### ۴-۱- تولید منحنی‌های شکنندگی

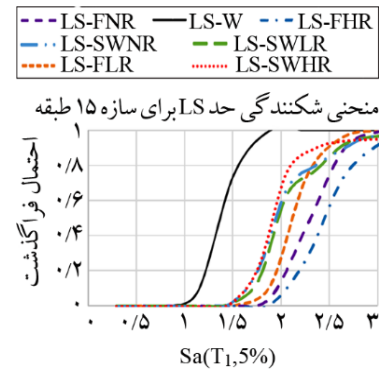
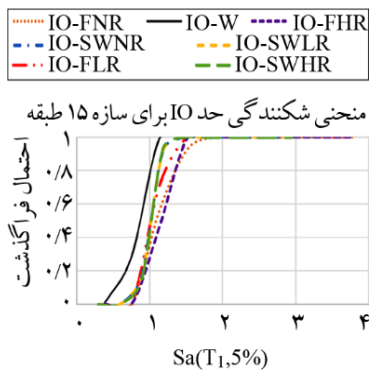
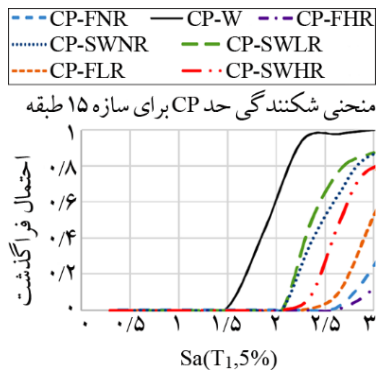
برای سه حد عملکرد، خدمات‌رسانی بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی



شکل (۸): منحنی شکنندگی سازه‌های ۵ طبقه.



شکل (۹): منحنی شکنندگی سازه‌های ۸ طبقه.



شکل (۱۰): منحنی شکنندگی سازه‌های ۱۵ طبقه.

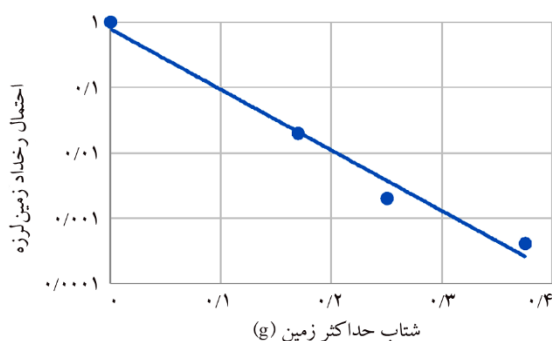
#### ۴-۲- تحلیل هزینه فایده

دوره بهره‌برداری را لحاظ نکنیم ( $C_i=0$ )، در این صورت فایده، تفاسل هزینه خرابی سالانه مورد انتظار در حالت فعلی و در حالت مقاوم‌سازی به روش  $\lambda$  است [۸]:

$$\text{Benefit}_i = \text{AEL}[\text{Initial}] - \text{AEL}[\text{Retrofit}_i] \quad (21)$$

هزینه سازه‌های مورد بررسی در پژوهش، در جدول‌های

جهت برآورد مالی، سازه‌های ۵، ۸ و ۱۵ طبقه قبل از بهسازی به صورت دقیق متره شده است. با توجه به برآورد مالی اعضای غیر سازه‌ای اعم از هزینه تأسیسات و مبلمان مطابق قیمت مرسوم مقدار  $7/000/000$  ریال به‌ازای هر متر مربع برآورد می‌شود که این هزینه به هزینه کل سازه اضافه خواهد شد. اگر هزینه‌های



شکل (۱۱): منحنی خطر لرزه‌ای سالانه متناظر با شتاب.

(۷) تا (۹) ارائه شده است. برای دیوارها هزینه فوندا سیون‌ها با فرض استفاده از میکروپایل هم لحاظ شده است. در حالت استفاده از CFRP همه جزئیات مورد نیاز مطابق شکل (۶) لحاظ شده است. برای منطقه مورد نظر با فرض سطوح خطر لرزه‌ای آیین‌نامه، منحنی خطر لرزه‌ای مطابق شکل (۱۱) لحاظ شده است. بدین ترتیب خلاصه نتایج تحلیل هزینه فایده مطابق با جدول‌های (۱۱) تا (۱۳) است.

جدول (۷): هزینه‌های سازه‌های ۵ طبقه مورد بررسی.

نوع سازه مورد بررسی	هزینه اجزای سازه‌ای (میلیون تومان)	هزینه اجزای غیر سازه‌ای (میلیون تومان)	هزینه بهسازی (میلیون تومان)	هزینه کل (میلیون تومان)
W	۱۶۵۰	۵۶۰۰	۰	۷۲۵۰
FLR	۱۶۵۰	۵۶۰۰	۱۹۲	۷۴۴۲
FNR	۱۶۵۰	۵۶۰۰	۲۰۶	۷۴۵۶
FHR	۱۶۵۰	۵۶۰۰	۲۳۰	۷۴۸۰
SWLR	۱۶۵۰	۵۶۰۰	۳۵۵	۷۶۰۵
SWNR	۱۶۵۰	۵۶۰۰	۳۷۲	۷۶۲۲
SWHR	۱۶۵۰	۵۶۰۰	۳۸۱	۷۶۳۱

جدول (۸): هزینه‌های سازه‌های ۸ طبقه مورد بررسی.

نوع سازه مورد بررسی	هزینه اجزای سازه‌ای (میلیون تومان)	هزینه اجزای غیر سازه‌ای (میلیون تومان)	هزینه بهسازی (میلیون تومان)	هزینه کل (میلیون تومان)
W	۲۰۹۰	۸۹۶۰	۰	۱۱۰۵۰
FLR	۲۰۹۰	۸۹۶۰	۳۵۳	۱۱۴۰۳
FNR	۲۰۹۰	۸۹۶۰	۴۰۷	۱۱۴۵۷
FHR	۲۰۹۰	۸۹۶۰	۴۶۱	۱۱۵۱۱
SWLR	۲۰۹۰	۸۹۶۰	۵۹۱	۱۱۶۴۱
SWNR	۲۰۹۰	۸۹۶۰	۶۱۵	۱۱۶۶۵
SWHR	۲۰۹۰	۸۹۶۰	۶۳۳	۱۱۶۸۳

جدول (۹): هزینه‌های سازه‌های ۱۵ طبقه مورد بررسی.

نوع سازه مورد بررسی	هزینه اجزای سازه‌ای (میلیون تومان)	هزینه اجزای غیر سازه‌ای (میلیون تومان)	هزینه بهسازی (میلیون تومان)	هزینه کل (میلیون تومان)
W	۵۸۵۶	۱۶۸۰۰	۰	۲۲۶۵۶
FLR	۵۸۵۶	۱۶۸۰۰	۷۴۹	۲۳۴۰۵
FNR	۵۸۵۶	۱۶۸۰۰	۸۶۴	۲۳۵۲۰
FHR	۵۸۵۶	۱۶۸۰۰	۹۷۹	۲۳۶۳۵
SWLR	۵۸۵۶	۱۶۸۰۰	۱۱۳۲	۲۳۷۸۸
SWNR	۵۸۵۶	۱۶۸۰۰	۱۱۷۳	۲۳۸۲۹
SWHR	۵۸۵۶	۱۶۸۰۰	۱۲۲۳	۲۳۸۷۹

جدول (۱۰): خلاصه نتایج تحلیل هزینه فایده برای سازه ۵ طبقه مقاوم‌سازی شده.

سازه‌های مقاوم‌سازی شده			سازه ضعیف	
حداکثر	دست بالا	حداقل		
۲۳۰	۲۰۶	۱۹۲	-	هزینه مقاوم‌سازی با CFRP (میلیون تومان)
۷۴۸۰	۷۴۵۶	۷۴۴۲	۷۲۵۰	هزینه کلی سازه (میلیون تومان)
۱۲۵/۷	۱۳۶/۴	۱۵۱/۸	۳۰۲/۲۸	هزینه خرابی سالانه مورد انتظار (میلیون تومان)
۱۱۸۱/۶	۱۲۸۲/۲	۱۴۲۶/۹	۲۸۴۱/۴	هزینه کنونی کل خرابی (میلیون تومان)
۱۶۵۹/۸	۱۵۵۹/۲	۱۴۲۰/۳۳	-	مقدار فایده
۷/۲۲	۷/۵۷	۷/۳۷	-	نسبت فایده به هزینه
۳۸۱	۳۷۲	۳۵۵	-	هزینه مقاوم‌سازی با دیوار برشی (میلیون تومان)
۷۶۳۱	۷۶۲۲	۷۶۵۰	۷۲۵۰	هزینه کلی سازه (میلیون تومان)
۹۳/۱	۹۶/۸۹	۱۱۳/۱۷	۳۰۲/۲۸	هزینه خرابی سالانه مورد انتظار (میلیون تومان)
۸۷۵/۲	۹۱۰/۸	۱۰۶۴/۷۴	۲۸۴۱/۴	هزینه کنونی کل خرابی (میلیون تومان)
۱۹۶۶/۲	۱۹۳۰/۶	۱۷۷۶/۶۶	-	مقدار فایده
۵/۱۶	۵/۲	۵	-	نسبت فایده به هزینه

جدول (۱۱): خلاصه نتایج تحلیل هزینه فایده برای سازه ۸ طبقه مقاوم‌سازی شده.

سازه‌های مقاوم‌سازی شده			سازه ضعیف	
حداکثر	دست بالا	حداقل		
۴۶۱	۴۰۷	۳۵۳	-	هزینه مقاوم‌سازی با CFRP (میلیون تومان)
۱۱۵۱۱	۱۱۴۵۷	۱۱۴۰۳	۱۱۰۴۹/۶	هزینه کلی سازه (میلیون تومان)
۶۱/۸	۷۸	۱۰۸/۵	۱۸۹/۴۸	هزینه خرابی سالانه مورد انتظار (میلیون تومان)
۵۸۳/۸	۷۳۳	۱۰۱۹/۷	۱۷۸۱/۱	هزینه کنونی کل خرابی (میلیون تومان)
۱۱۹۷/۳	۱۰۴۸/۱	۷۶۱/۴	-	مقدار فایده
۲/۶۰	۲/۵۸	۲/۱۶	-	نسبت فایده به هزینه
۶۳۳	۶۱۵	۵۹۱	-	هزینه مقاوم‌سازی با دیوار برشی (میلیون تومان)
۱۱۶۸۳	۱۱۶۶۵	۱۱۶۴۱	۱۱۰۴۹/۶	هزینه کلی سازه (میلیون تومان)
۲۴/۸	۲۵/۶	۲۸/۵	۱۸۹/۴۸	هزینه خرابی سالانه مورد انتظار (میلیون تومان)
۲۳۲/۹	۲۴۰/۶	۲۶۸/۹	۱۷۸۱/۱	هزینه کنونی کل خرابی (میلیون تومان)
۱۵۴۸/۲	۱۵۴۰/۵	۱۵۱۲/۲	-	مقدار فایده
۲/۴۵	۲/۵۱	۲/۵۶	-	نسبت فایده به هزینه

جدول (۱۲): خلاصه نتایج تحلیل هزینه فایده برای سازه ۱۵ طبقه مقاوم‌سازی شده.

سازه‌های مقاوم‌سازی شده			سازه ضعیف	
حداکثر	دست بالا	حداقل		
۹۷۹	۸۶۴	۷۴۹	-	هزینه مقاوم‌سازی با CFRP (میلیون تومان)
۲۳۶۳۵	۲۳۵۲۰	۲۳۴۰۵	۲۲۶۵۶	هزینه کلی سازه (میلیون تومان)
۱۸۶/۵۰	۲۰۷/۲	۲۴۹/۵	۷۳۷/۴۳	هزینه خرابی سالانه مورد انتظار (میلیون تومان)
۱۷۵۲/۸	۱۹۴۷/۷	۲۳۴۵/۲	۶۹۳۱/۹	هزینه کنونی کل خرابی (میلیون تومان)
۵۱۷۱/۱	۴۹۸۴/۵	۴۵۸۹/۴	-	مقدار فایده
۵/۲۹	۵/۷۷	۶/۱۳	-	نسبت فایده به هزینه
۱۲۲۳	۱۱۷۳	۱۱۳۲	-	هزینه مقاوم‌سازی با دیوار برشی (میلیون تومان)
۲۳۸۷۹	۲۳۸۲۹	۲۳۷۸۸	۲۲۶۵۶	هزینه کلی سازه (میلیون تومان)
۱۱۷	۱۲۱/۴	۱۲۶/۱	۷۳۷/۴۳	هزینه خرابی سالانه مورد انتظار (میلیون تومان)
۱۱۰۰/۲	۱۱۴۱/۵	۱۱۸۵/۵	۶۹۳۱/۹	هزینه کنونی کل خرابی (میلیون تومان)
۵۸۳۱/۸	۵۷۹۰/۴	۵۷۴۶/۴	-	مقدار فایده
۴/۷۷	۴/۹۴	۵/۰۸	-	نسبت فایده به هزینه

**۳-۴- بحث بر روی نتایج**

نتایج تحلیل های دینامیکی غیرخطی نشان می دهد که با کمک دیوار برشی مقدار جابه جایی نسبی بین طبقات به مراتب بیشتر از ورق های CFRP کاهش می دهد و در نتیجه سطح عملکرد بالاتری حاصل می شود. در منحنی شکنندگی سازه های ۵، ۸ و ۱۵ طبقه تفاوت معناداری میان احتمال رخداد خرابی در روش های مختلف مقاوم سازی با سطوح مختلف وجود دارد. در سازه ۵ طبقه استفاده از دیوار برشی در هر سه سطح عملکرد (آستانه فروریزش، ایمنی جانی و قابلیت استفاده بی وقفه) میزان احتمال خرابی سازه تحت زلزله های شدید را نسبت به استفاده از ورق های CFRP بیشتر کاهش داده است. با افزایش تعداد طبقات از ۵ طبقه به ۸ و ۱۵ طبقه (با افزایش ارتفاع سازه)، ورق های CFRP عملکردی بهتری نسبت به دیوارهای برشی داشته است. در سازه ۱۵ طبقه استفاده از این روش مقاوم سازی تأثیر بیشتری نسبت به استفاده از دیوار برشی داشته است. مقایسه عملکردی و اقتصادی روش های بهسازی مطابق با جدول های (۱۳) تا (۱۵) ارائه شده است. رابطه مورد استفاده برای تحلیل هزینه فایده رابطه (۸) است.

**جدول (۱۴): خلاصه نتایج تحلیل هزینه فایده و تحلیل غیر خطی**

برای سازه ۸ طبقه.

نسبت هزینه به فایده	سطح عملکرد	نسبت جابه جایی نسبی طبقه ای	شتاب (g)	سطح بهسازی
-	CP	۰/۰۳۰۸	۰/۲۵ g	W
	F	۰/۰۵۵۱	۰/۴ g	
۲/۱۶	LS	۰/۰۲۰۸	۰/۲۵ g	FLR
	CP	۰/۰۳۴۸	۰/۴ g	
۲/۵۸	LS	۰/۰۱۸۵	۰/۲۵ g	FNR
	CP	۰/۰۳۵۱	۰/۴ g	
۲/۶	LS	۰/۰۱۷۸	۰/۲۵ g	FHR
	CP	۰/۰۳۰۷	۰/۴ g	
۲/۵۶	IO	۰/۰۱۶۶	۰/۲۵ g	SWLR
	LS	۰/۰۳۲۳	۰/۴ g	
۲/۵۱	IO	۰/۰۱۵۴	۰/۲۵ g	SWNR
	LS	۰/۰۲۶۲	۰/۴ g	
۲/۴۵	IO	۰/۰۱۵۱	۰/۲۵ g	SWHR
	LS	۰/۰۳۰۴	۰/۴ g	

**جدول (۱۵): خلاصه نتایج تحلیل هزینه فایده و تحلیل غیر خطی**

برای سازه ۱۵ طبقه.

نسبت هزینه به فایده	سطح عملکرد	نسبت جابه جایی نسبی طبقه ای	شتاب (g)	سطح بهسازی
-	CP	۰/۰۳۸۶	۰/۲۵ g	W
	F	۰/۰۱۶۴۹	۰/۴ g	
۶/۱۳	LS	۰/۰۲۰۶	۰/۲۵ g	FLR
	CP	۰/۰۴۰۳	۰/۴ g	
۵/۷۷	LS	۰/۰۱۹۲	۰/۲۵ g	FNR
	CP	۰/۰۳۵۵	۰/۴ g	
۵/۲۹	LS	۰/۰۱۹۰	۰/۲۵ g	FHR
	CP	۰/۰۳۴۹	۰/۴ g	
۵/۸	LS	۰/۰۱۸۵	۰/۲۵ g	SWLR
	LS	۰/۰۳۰۱	۰/۴ g	
۴/۹۴	LS	۰/۰۱۸۶	g/۰/۲۵	SWNR
	LS	۰/۰۲۹۸	۰/۴ g	
۴/۷۷	LS	۰/۰۱۸۴	g/۰/۲۵	SWHR
	LS	۰/۰۲۷۶	۰/۴ g	

**جدول (۱۳): خلاصه نتایج تحلیل هزینه فایده و تحلیل غیر خطی**

برای سازه ۵ طبقه.

نسبت هزینه به فایده	سطح عملکرد	نسبت جابه جایی نسبی طبقه ای	شتاب (g)	سطح بهسازی
-	CP	۰/۰۴۲۵	۰/۲۵ g	W
	F	۰/۰۱۰۳۱	۰/۴ g	
۷/۲۷	LS	۰/۰۳۱۱	۰/۲۵ g	FLR
	CP	۰/۰۷۵۵	۰/۴ g	
۷/۵۷	LS	۰/۰۲۹۸	۰/۲۵ g	FNR
	CP	۰/۰۸۲۳	۰/۴ g	
۷/۲۲	LS	۰/۰۲۵۳	۰/۲۵ g	FHR
	CP	۰/۰۴۸۵	۰/۴ g	
۵	IO	۰/۰۱۸۴	۰/۲۵ g	SWLR
	LS	۰/۰۳۸۶	۰/۴ g	
۵/۲	IO	۰/۰۱۵۱	۰/۲۵ g	SWNR
	LS	۰/۰۳۶	۰/۴ g	
۵/۱۶	IO	۰/۰۱۴۳	۰/۲۵ g	SWHR
	LS	۰/۰۳۲۸	g/۰/۴	



با توجه به گران بودن مقاوم سازی با دیوار برشی، منافع بیشتری دارد و میزان نسبت فایده به هزینه آن مخصوصاً در سازه کوتاه مرتبه (۵ طبقه) بیشتر است. - با افزایش تعداد طبقات احتمال رخداد خرابی، خصوصاً تحت زلزله‌های شدیدتر بیشتر کاهش داشته است، که سبب شده است که نسبت فایده به هزینه دو سیستم به یکدیگر نزدیک شوند.

### مراجع

1. . Maheri, M. (2005) Recent Advances in Seismic Retrofit of RC Frames. *Asian Journal of Civil Engineering (Building & Housing)*, 6(5), 373-391.
2. Sokkary, H. and Galal, K. (2008) Analytical investigation of the seismic performance of RC frames rehabilitated using different rehabilitation techniques. *Engineering Structures*, 31, 1955-1966.
3. Mowrtage, W. (2014) Simple strengthening techniques and new technologist for seismic safety of existing building: recent research and applications in turkey. *International Burdur Earthquake & Environment Symposium (IBEES2015) Uluslararası Burdur Deprem ve Çevre Sempozyumu 7-9 May 2015*, Mehmet Akif Ersoy University, Burdur-Türkiye.
4. Melani, A., Khare, R.K., Dhakal, R.P., and Mander, J.B. (2015) Seismic risk assessment of low rise RC frame structure. *Structures*, 5, 13-22.
5. Choi, S.V. (2017) Investigation on the seismic retrofit positions of FRP jackets for RC frames using multi-objective optimization. *Composites Part B: Engineering*, 123(15), 34-44.
6. Seifi, A., Mohammad, A., Mohammad, S., and Zareian, S. (2017) Improving seismic performance of old-type RC frames using NSM technique and FRP jackets. *Engineering Structures*, 147(15), 705-723.
7. Hueste, M. and Bai, J. (2007) Seismic retrofit of a reinforced concrete fat-slab structure: Part II: seismic fragility analysis. *Engineering Structures*, 29, 1178-1188.
8. Padgett, J.E., Dennemann, K., and Ghosh, J. (2009) Risk-based seismic Life-Cycle Cost-Benefit (LCC-B)

نتایج تحلیل هزینه فایده نشان داده است که از لحاظ اقتصادی، استفاده از ورق‌های CFRP برای مقاوم سازی سازه‌ها اقتصادی تر است، زیرا که هزینه اجرای دیوارهای برشی و فونداسیون‌های آنها بسیار گران است. برای سازه میان مرتبه و بلندمرتبه ۸ و ۱۵ طبقه، اختلاف بسیار کمی در نسبت هزینه فایده و روش وجود دارد. در صورت استفاده از ورق‌های CFRP احتمال رخداد خرابی در سطوح خطر زلزله پایین بیشتر کاهش یافته است، درحالی که استفاده از دیوار برشی سبب شده است که احتمال رخداد خرابی و فراگذشت سازه از حدود عملکرد بالا خصوصاً CP بیشتر کاهش داشته باشد. همین مسئله خصوصاً برای سازه‌های با ارتفاع بیشتر که احتمال رخداد خرابی در آنها بیشتر است، سبب نزدیک شدن نسبت فایده به هزینه دو حالت مقاوم سازی شده است.

### ۵- نتیجه گیری

در این مطالعه چارچوبی برای ارزیابی آسیب پذیری و هزینه‌ای بر روی ترازهای مختلف بهسازی قاب‌های ضعیف بتنی مسلح به کمک ورق‌های CFRP و اضافه کردن دیوار برشی ارائه شده است. بدین منظور با کمک منحنی‌های شکنندگی و تحلیل هزینه فایده عملکرد سازه‌های مقاوم شده بتنی ارزیابی شده است. خلاصه نتایج تحلیل‌ها به شرح زیر است:

- چارچوب معرفی شده به خوبی توانسته است که اهداف ارزیابی آسیب پذیری و هزینه‌ای را برآورد نماید.
- احتمال فراگذشت سازه از حدود تعریف شده آسیب با افزایش تراز مقاوم سازی مطابق انتظار کاهش یافته است.
- مقایسه فواصل منحنی‌های شکنندگی و حدود عملکردی آنها نشان می‌دهد که فاصله معناداری میان مقاوم سازی حداقل، دست بالا و حداکثر وجود ندارد و نتایج تحلیل هزینه فایده برای اکثر سطوح نشان می‌دهد که بهسازی حداقل که مطابق با دستورالعمل ۳۶۰ [۲۳] و نشریه ۳۴۵ [۱۴] است، دارای عملکرد قابل قبولی در کاهش رخداد خرابی‌هاست.
- با توجه به نتایج تحلیل هزینه فایده، استفاده از ورق‌های CFRP

- 2800 (4<sup>th</sup> Edition) (in Persian).
18. Computers and Structures, Inc. (2011) CSI Analysis Reference Manual for Sap2000, ETABS, SAFE and CSiBridge. Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA.
  19. Valles R.E., et al. (2009) IDARC2D version 7.0: a computer program for the inelastic damage analysis of buildings. NCEER, State Univ. of New York at Buffalo, technical report MCEER-09-0006.
  20. Bakhshi, A. and Asadi, P. (2013) Probabilistic evaluation of seismic design parameters of RC frames based on fragility curves. *Scientia Iranica*, **20**(2), 231-241.
  21. Sivaselvan, M.V. and Reinhorn, A.M. (1999) Hysteretic Models for Cyclic Behavior of Deteriorating Inelastic Structures, University at Buffalo, State University of New York Department of Civil, Structural and Environmental Engineering, Ketter Hall Buffalo, New York 14260, Technical Report MCEER-99-0018.
  22. Valles, R.E., Reinhorn, A.M., Kunnath, S.K., Li, C., and Madan, A. (1996) *IDARC2D, Version 4.0: A Computer Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings*. State University of New York Department of Civil, Structural and Environmental Engineering Ketter Hall Buffalo, New York 14260, Technical Report NCEER-96-0010.
  23. Strategic Oversight Deputy, Technical System Affairs (2013) *Guideline for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. Publication No. 360, (1<sup>st</sup> revision) (in Persian).
  24. Mahini, S.S. and Ronagh, H.R. (2009) Strength and ductility of FRP web-bonded RC beams for the assessment of retrofitted beam-column joints. *Composite Structures*, **92**(6), 1325-1332.
  25. SeismoSoft (2004) *SeismoSignal V.3.1-A Computer Program for the Signal Processing of Strong-Motion Data*. Available from URL: <http://www.seismosoft.com>.
  26. Chopra, A.K. and Chintanapakdee, C. (2003) *Inelastic Deformation Ratios for Design and Evaluation of Structures: Single-Degree-of-analysis for bridge retrofit assessment. *Structural Safety*, **32**, 165-173.*
  9. Wen, Y.K. and Kang, Y.J. (2001) Minimum building life-cycle cost design criteria. I: Methodology. *Journal of Structural Engineering*, **127**(3), 330-337.
  10. Kyriakides, N.C., Chrysostomou, C.Z., Tantele, E.A., and Votsis, R.A. (2015) Framework for the derivation of analytical fragility curves and life cycle cost analysis for non-seismically designed buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **78**, 116-126.
  11. Tarfan, S., Banazadeh, M., and Esteghamati, M.Z. (2018) Probabilistic seismic assessment of non-ductile RC buildings retrofitted using pre-tensioned aramid fiber reinforced polymer belts. *Composite Structures*, **208**, 865-878.
  12. Valente, M. and Milani, G. (2018) Alternative retrofitting strategies to prevent the failure of an under-designed reinforced concrete frame. *Engineering Failure Analysis*, **89**, 271-285.
  13. Sousa, L. and Monteiro, R. (2018) Seismic retrofit options for non-structural building partition walls: Impact on loss estimation and cost-benefit analysis. *Engineering Structures*, **161**, 8-27.
  14. Office of Technical Affairs Deputy Technical, Criteria Codification and Earthquake Risk Reduction Affairs Bureau (2006) *The Guideline for Design Specification of Strengthening RC Buildings Using Fiber Reinforced Polymers (FRP)*, Publication No. 345 (in Persian).
  15. Hwang, H.H.M. and Huo, J.R. (1994) Generation of hazard-consistent fragility curves for seismic loss estimation studies. New York; U.S. National Center for Earthquake Engineering Research, (149) p. ilus, Tab. (Technical Report NCEER, 94-0015).
  16. ATC (1985) *ATC-13, Earthquake Damage Evaluation Data for California*. Redwood City, CA, pp. 492, Applied Technology Council.
  17. Permanent Committee for Revising, The Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of buildings (2015) *Iranian Code of Practice For Seismic Resistant Design Of buildings, Standard No.*

*Freedom Bilinear Systems*. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, UCB/EERC 2003-09.

27. Federal Emergency Management Agency (2000) Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-356, Washington, DC.

#### واژه‌نامه

Carbone Fiber Reinforcement Polymer (CFRP)	۱- الیاف کربنی مسلح پلیمری
Fragility Curve	۲- منحنی‌های شکنندگی
Life-Cycle Cost	۳- تحلیل چرخه عمر
Cost-Benefit	۴- هزینه فایده
Externally Bonded Reinforcing (ERB)	۵- مقاوم‌سازی به صورت ساده

## Vulnerability Assessment of Retrofitted Weak Reinforced Concrete Frames with Different Methods and Levels Using Fragility Curves and Cost-Benefit Analysis

Payam Asadi<sup>1\*</sup> and Hossein Baharlou<sup>2</sup>

1. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Isfahan University of Technology, Isfahan, Iran,

\*Corresponding Author, email: asadi@cc.iut.ac.ir

2. M.Sc. Graduate, Department of Civil Engineering, Isfahan University of Technology, Isfahan, Iran

### Purpose

Different structural solutions are employed to enhance the capacity of weak structures under the earthquake excitations to satisfy the target of the rehabilitation regulations. These retrofitting methods include adding new seismic-resistant components or increasing the strength and ductility of existing components. Given the probability of the earthquake occurrence, it is necessary to evaluate the effect of different retrofitting scenarios on the probabilistic performance of the structure. In this paper, a framework using fragility curves is presented to select the most efficient retrofit scenario in terms of the cost-benefit analysis. For this purpose, two methods of adding reinforced concrete (RC) shear walls and use of polymeric reinforced carbon fiber (CFRP) sheets are employed to retrofit weak RC frames of 5, 8 and 12-stories. Different retrofitting scenarios for RC frames were compared using the proposed framework.

### Methodology

Following the presented framework, the damage indices of structures of each scenario are extracted from the incremental nonlinear dynamic analysis. Then, the fragility curve, the damage probability matrix, and the expected annual damage costs are obtained. In the last step, different scenarios were compared using cost-benefit analysis. The benefits and costs included in the cost-benefit analysis were the reductions of the annual damage cost and cost of each structural retrofitting scenario, respectively. The higher the benefit-cost ratio, the more economical the scenario is. IDARC [1] software was employed for dynamic nonlinear structural analysis. For modeling the hysteresis deteriorations in dynamic analyses, stiffness, resistance, and pinching deterioration parameters were employed. These parameters are obtained based on the relationships proposed in [2] to accommodate the hysteresis of the numerical modeling with the experimental one. The weak RC frames were retrofitted with the basis rehabilitation target by the Iranian rehabilitation Guidelines [3], signifying that the performance level of the structure is life safety (LS) under the design seismic risk (0.25 g). Also, for better evaluation of the retrofitting methods, retrofitting was conducted at two higher levels.

### Conclusions

The results of the nonlinear dynamical analysis showed that shear walls can reduce the inter-story drift ratios significantly more than CFRP sheets do. The results of the cost-benefit analysis revealed that retrofitting with the CFRP sheets is a more preferable method than retrofitting with the shear walls in terms of the economic approach, especially for the shorter height structure (5-story frames). It is because the cost of executing shear walls and shear wall foundations is very expensive. By increasing the structural height (from 5 to 8 and 15 stories), CFRP sheets outperformed shear walls, while for the 15-story frame, adding the CFRP sheets was a better solution than adding the shear walls. For high- and middle-height structures (8- and 15-story frames), the differences in the cost-benefit ratio of the two methods were ignorable. The CFRP sheets further reduced the exceedance probability of damages at low earthquake hazard levels, while shear walls further reduced the probability of damage occurrence and damage exceedance (especially high-performance levels such as collapse prevention). This is especially the case for higher-rise structures where the collapse probabilities are higher than for the shorter structures, leading to a close cost-benefit ratio of the two retrofitting methods.

**References**

1. Valles, R.E., et al. (2009) *IDARC2D Version 7.0: a Computer Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings*. NCEER, State Univ. of New York at Buffalo, technical report MCEER-09-0006.
2. Bakhshi, A. and Asadi, P. (2013) Probabilistic evaluation of seismic design parameters of RC frames based on fragility curves. *Scientia Iranica*, **20**(2), 231-241.
3. Strategic Oversight Deputy, Technical System Affairs (2013) *Guideline for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, Publication No. 360, (1<sup>st</sup> revision) (in Persian).

**Keywords:** Retrofitting, Fragility Curve, Damage Cost, Cost-Benefit Analysis, Carbone Fiber Reinforcement Polymer, Shear Wall.