

## مدل بررسی لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح قدیمی مقاوم‌سازی شده

مصطفی زین الدینی<sup>۱\*</sup>، علی دبیری<sup>۲</sup>، جواد فاخری<sup>۳</sup>

- ۱- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی  
۲- کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی  
۳- عضو هیئت علمی، دانشگاه تهران

zeinoddini@kntu.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۱۳۸۹/۱۰/۰۸

تاریخ دریافت: ۱۳۸۸/۰۷/۲۰

**چکیده-** تا سال ۱۳۵۰ استفاده از آرماتور ساده در ساختمان‌های بتنی رایج بوده است. این ساختمان‌ها بیش‌تر برای بارهای ثقلی طراحی شده‌اند و از آن‌جا که هنوز هم از آن‌ها استفاده می‌شود، ارزیابی لرزه‌ای آن‌ها ضروری است. در این تحقیق، یک مدل خاص المان محدود برای ارزیابی لرزه‌ای رفتار این ساختمان‌ها پیشنهاد شده است. در این مدل، تغییراتی در مشخصه‌های رفتار تنش-کرنش مصالح فولادی ایجاد می‌شود؛ به گونه‌ای که تأثیر ساده بودن آرماتور در نظر گرفته شود. کالیبراسیون مدل عددی، با استفاده از یک دسته نتایج آزمایشگاهی و صحت سنجی آن با استفاده از گروه دیگری از داده‌های آزمایشگاهی انجام شده است. نتایج به دست آمده بیانگر انطباق خوب نتایج مدل المان الیافی پیشنهاد شده با نتایج آزمایشگاهی است. با استفاده از مدل پیشنهاد شده، رفتار یک ساختمان بتن مسلح قدیمی با آرماتور ساده، ارزیابی و سازه به سه روش بهسازی و عملکرد سازه‌های بهسازی‌شده بررسی شده است.

**کلیدواژگان:** ساختمان‌های بتن مسلح قدیمی، آرماتور ساده، مدل المان‌های الیافی، مقاوم‌سازی لرزه‌ای.

### ۱- مقدمه

استفاده شده است برای مثال می‌توان به ساختمان‌های مجالس سنا و شورای اسلامی قبل اشاره کرد. نتایج تحقیقات انجام شده قبلی بیانگر این نکته است که رفتار عضو بتنی مسلح شده با آرماتور ساده با اعضای مشابه مسلح به آرماتور آجدار، به‌خصوص در بارگذاری تناوبی، تفاوت‌هایی اساسی دارد. تحقیقات قبلی در این مورد نیز بیش‌تر به مطالعات آزمایشگاهی محدود می‌شود. در مطالعات آزمایشگاهی انجام

در گذشته بررسی و طراحی سازه‌ها بیش‌تر با محاسبات دستی انجام می‌شد. این سوال مطرح می‌شود که ساختمان‌های قدیمی که برخی از آن‌ها ارزش فرهنگی و تاریخی هستند چقدر در برابر زلزله ایمن است. از این رو راه حل‌ها به سمت مقاوم‌سازی این سازه‌ها میل می‌کند. در ساختمان‌های قدیمی بتن مسلح بیش‌تر از آرماتورهای ساده

$$\varepsilon_{s+a} = \varepsilon_s + \frac{1}{L_{ip}} u_a = \varepsilon_s + \varepsilon_a \quad (1)$$

در این رابطه  $\varepsilon_s$ ،  $L_{ip}$ ،  $u_a$ ،  $\varepsilon_a$  و  $\varepsilon_{s+a}$  به ترتیب کرنش آرماتور ناشی از تغییر شکل طولی خود آرماتور، طول تار آرماتور، لغزش آرماتور از درون اتصال، کرنش ناشی از لغزش آرماتور و مجموع همه کرنش‌ها در آرماتور است. برای تعیین لغزش آرماتور ساده از روابط پیشنهادی [۱] Ozcan et al استفاده شده است (رابطه ۲).

$$s = \begin{cases} \frac{\varepsilon_s f_s d_b}{8u} & \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \\ \frac{d_b}{8u} [\varepsilon_y f_y + 2(\varepsilon_s + \varepsilon_y)(f_s - f_y)] & \varepsilon_s > \varepsilon_y \end{cases} \quad (2)$$

در این رابطه،  $s$  مجموع لغزش نسبی،  $u$  تنش پیوستگی (مقاومت پیوستگی) بین بتن و آرماتور،  $\varepsilon_s$  و  $\varepsilon_y$  کرنش آرماتور و کرنش تسلیم آن،  $f_s$  و  $f_y$  تنش آرماتور و تنش تسلیم آن و  $d_b$  قطر آرماتور است. این محققین اثر قلاب یا خم آرماتور را، در صورت وجود، با یک طول معادل آرماتور مستقیم مدل کرده‌اند. ایشان هم‌چنین تنش پیوستگی بین بتن و آرماتور ساده را طبق رابطه پیشنهادی Sezen (رابطه ۳) در نظر گرفته‌اند.

$$u = 0.4 \sqrt{f'_c} \quad (3)$$

در این رابطه،  $u$  تنش پیوستگی (مقاومت پیوستگی) بین بتن و آرماتور ساده و  $f'_c$  مقاومت فشاری بتن (هر دو بر حسب MPa) است. اگر مقدار لغزش به طول مشخصی از تیر یا ستون (در این‌جا ارتفاع مقطع ملاک است) تقسیم شود، می‌توان منحنی کرنش ناشی از لغزش-تنش کششی فولاد را استخراج کرد. در هر تنش، کرنش‌های این منحنی جدید با کرنش‌های منحنی تنش-کرنش فولاد جمع خواهند شد. نتیجه کار، یک منحنی جدید و نرم‌تر رفتار فولاد خواهد بود که این منحنی ملاک رفتار الیاف فولادی در یک مقطع

شده قبلی، تأثیر پارامترهای مختلف بر میزان لغزش و مقاومت چسبندگی بین بتن و آرماتور ساده یا رفتار یک عضو بتنی منفرد با آرماتور ساده، تحت بارگذاری جانبی یک‌طرفه و تناوبی بررسی شده است.

[۱] Ozcan, et al، تأثیر لایه‌های CFRP بر رفتار جانبی ستون‌های بتنی با آرماتور ساده را بررسی کردند. نتایج آزمایش نشان داد که افزایش تعداد لایه‌های CFRP تأثیر زیادی بر مقاومت جانبی ستون ندارد. اما شکل‌پذیری و قابلیت جذب انرژی ستون را مقدار زیادی افزایش می‌دهد.

## ۲- مدل‌سازی اعضای بتنی با آرماتور ساده

### ۲-۱- کلیات

در این پژوهش برای مدل‌سازی ساختمان مورد بررسی، نوعی از مدل اجزای محدود الیافی خاص استفاده شده است. در مدل‌سازی با المان‌های الیافی، هر مقطع به تعدادی المان کوچک (تار) تقسیم می‌شود که این المان‌ها می‌توانند از نوع بتن، فولاد یا مواد دیگر باشند؛ هم‌چنین هر عضو در طول خود به چند قطعه تقسیم می‌شود.

### ۲-۲- روش وارد کردن لغزش آرماتور در فرمول

#### بندی المان الیافی

سطح مقطع یک عضو بتنی شامل بتن هسته، بتن پوسته و آرماتور است. با تقسیم‌بندی مقطع به تارهای بتنی و فولادی باید مشخصات مصالح مربوط به هر تار به صورت منحنی تنش-کرنش به آن اختصاص یابد.

در این پژوهش، مشابه آنچه [۴] Monti et. al برای آرماتور آجدار پیشنهاد داده است، کرنش در آرماتور ساده نیز برابر مجموع کرنش خود آرماتور و کرنش‌های ناشی از لغزش در نظر گرفته شده است (رابطه ۱) [۴].

تنش-کرنش آرماتورهاى طولی نیز بر اساس نتایج آزمایش کشش فولاد تعیین شده است. برای در نظر گرفتن آثار لغزش آرماتور، در ناحیه کششی منحنی تنش-کرنش فولاد تغییراتی داده شده است. (شکل ۱).

### ۲-۳-۲- مدل سازی رفتار مصالح در بارگذاری تناوبی

در این پژوهش مدل پیشنهادی المان الیافی به یک نرم افزار اجزای محدود [۶] (PERFORM 3D) معرفی شده است. در این نرم افزار، انرژی مستهلک شده در رفتار ایده آل در طول مسیر بارگذاری تناوبی با ضریبی به انرژی مستهلک شده واقعی تبدیل می شود. به این ترتیب مساحت سیکل بدون کاهش سختی به گونه ای تغییر می کند که کاهش استهلاک انرژی به دلیل افت مقاومت و سختی، منظور شود [۶].

روابط زیر به وسیله ی خان محمدی [۷] برای ضرایب استهلاک انرژی بتن هسته، پوسته و آرماتور آجدار برحسب کرنش مصالح پیشنهاد شده اند.

$$e = -0.129 \ln(x) + 0.1573 \quad (۴)$$

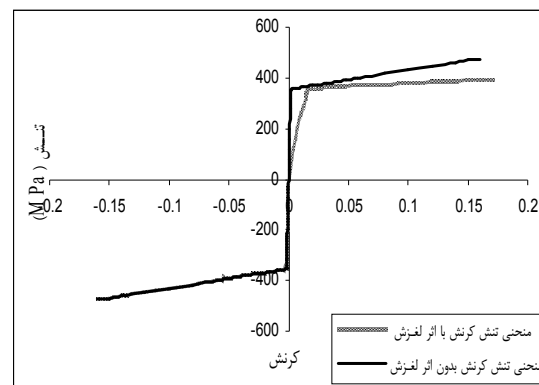
$$e = -0.224 \ln(x) - 0.6385 \quad (۵)$$

$$e = -0.1199 \ln x + 0.2787 \quad (۶)$$

در روابط بالا  $e$  ضریب استهلاک انرژی و  $x$  میزان کرنش در مصالح است. در این پژوهش ضریب استهلاک انرژی برای بتن هسته و بتن پوسته طبق روابط ۴ و ۵ تعیین شده است. ضریب استهلاک انرژی برای آرماتورهایی که در منحنی رفتار آنها لغزش منظور نشده، مشابه آرماتورهاى آجدار فرض شده و طبق رابطه ۶ تعیین شده اند. اما در بخش کششی، منحنی تنش-کرنش اختصاص داده شده به آرماتورهاى ناحیه ابتدایی عضو، که در آن آثار لغزش منظور شده است، ضرایب استهلاک انرژی با کالیبراسیون مدل عددی و سعی و خطا به گونه ای به دست آمده که انرژی

بتنی با آرماتور ساده قرار خواهد گرفت (شکل ۱). شایان ذکر است که این تغییرات در ناحیه مثبت منحنی تنش - کرنش (ناحیه کششی) ایجاد می شود.

این منحنی تنش-کرنش اصلاح شده در طولی از ابتدای عضو که برای محاسبه کرنش ناشی از لغزش در نظر گرفته شده، به آرماتورها اختصاص داده می شود. واضح است که اگر برای این طول مقدار بیش تری در نظر گرفته شود، کرنش های محاسبه شده ناشی از لغزش، کمتر خواهند بود، اما در عوض منحنی تنش-کرنش اصلاح شده در طول بیش تری از عضو به آرماتورها اختصاص داده خواهد شد. با مقایسه نتایج تحلیل عددی و نتایج نمونه های آزمایشگاهی [۳و۲] مشخص شد که اگر این طول حدوداً به اندازه ارتفاع مقطع در نظر گرفته شود (در ستون های با مقطع مستطیلی که تحت خمش دو محوره هستند، بعد کوچک تر ملاک است)، نتایج تحلیل عددی و آزمایشگاهی انطباق مناسبی خواهند داشت.



شکل (۱) منحنی تنش-کرنش اصلاح شده برای مدل سازی رفتار آرماتور ساده

### ۲-۳-۲- مدل رفتار مصالح

#### ۲-۳-۱- مدل سازی رفتار مصالح در بارگذاری یک طرفه

در این پژوهش، رفتار مصالح بتنی (پوسته و هسته) با استفاده از مدل [۵] Manderet.al به دست آمده است. منحنی

ارتفاع ۱۵۷ cm از پای ستون به آن اعمال شده است.

### ۳-۱-۲- آزمایش‌های Ozcanet.al:

از نتایج این آزمایش برای صحت سنجی مدل المان الیافی پیشنهادی استفاده شده است. نمونه شامل یک ستون با مقطع ۳۵×۳۵ cm و ارتفاع ۲۰۰ cm است. آرماتور ساده طولی شامل ۸ Φ18 است. آرماتورهای عرضی شامل خاموت‌های به قطر ۱۰ mm و در فواصل ۲۰ cm است. آرماتورهای طولی و عرضی مقاومت تسلیم  $f_y=287$  MPa، مقاومت نهایی

$f_u=420$  MPa و مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای بتن  $f'_c=15$  MPa دارند. بار متمرکز جانبی در ارتفاع ۱۸۰ cm از پای ستون به آن اعمال شده است.

### ۳-۲- کالیبراسیون مدل عددی با نتایج آزمایشگاهی

برای کالیبره کردن مدل عددی پیشنهاد شده از نتایج نمونه‌های M540 و C540 در آزمایش [۳ و ۲] Verderame et.al استفاده شده است. سپس رفتار بار-تغییر مکان جانبی در بارگذاری یک‌طرفه و انرژی مستهلک شده در نمونه‌ها بررسی و کالیبره شد. برای لحاظ کردن آثار لغزش آرماتور، در طول مشخصی از ابتدای عضو، تغییراتی در منحنی تنش- کرنش آرماتور ایجاد شد. در یک روند سعی و خطا مشخص شد که اگر این طول به اندازه ارتفاع مقطع در نظر گرفته شود، نتایج مدل عددی و نمونه آزمایشگاهی (نمونه M540) انطباق بیش‌تری خواهند داشت [۸]؛ هم‌چنین از طریق کالیبراسیون، ضریب استهلاک انرژی برای آرماتورهای ساده (آرماتورهایی که در دو قطعه انتهایی عضو قرار دارند و لغزش برای آن‌ها منظور می‌شود) در حین بارهای تناوبی به‌دست آمد. در نرم‌افزار PERFORM 3D، انرژی مستهلک شده در رفتار ایده‌آل در طول مسیر

مستهلك شده در مدل عددی با نمونه‌های آزمایشگاهی ۳ مطابقت داشته باشد. رابطه ۷ ضریب استهلاک انرژی برای آرماتورهای ساده را که از کالیبراسیون مدل عددی به‌دست آمده ارائه می‌دهد [۸].

$$e = 0.2095x^{-0.1886} \quad (7)$$

### ۳- کالیبراسیون و صحت‌سنجی مدل عددی

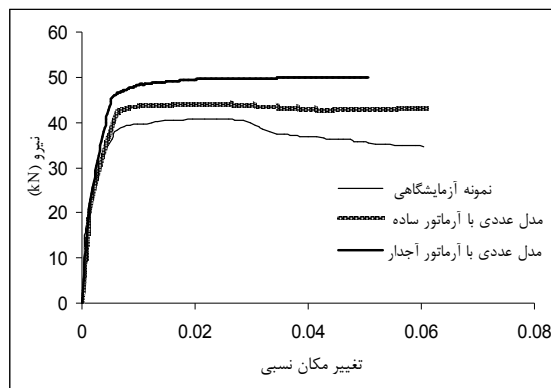
در این پژوهش از کارهای آزمایشگاهی محققین قبلی که روی اعضای بتن مسلح با آرماتور ساده انجام شده، برای کالیبراسیون و صحت‌سنجی مدل عددی پیشنهاد شده استفاده شده است.

### ۳-۱- مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی

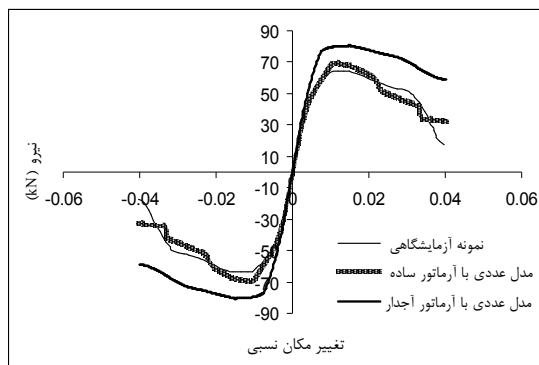
#### ۳-۱-۱- آزمایش‌های Verderame et.al

برای بررسی رفتار ستون‌های مسلح شده با آرماتور ساده، [۳ و ۲] Verderame et.al تعدادی نمونه ستون را تحت بار هم‌زمان محوری و جانبی قرار دادند. دو نمونه که هر کدام شامل یک پی بتنی و یک ستون با مقطع ۳۰×۳۰ cm و ارتفاع ۲۰۰ cm است، آزمایش شده‌اند. آرماتور طولی از نوع ساده و شامل ۱۲ Φ (۳+۳) بوده و آرماتورهای عرضی به قطر ۸ mm و در فواصل ۱۰ cm است. آرماتورهای طولی و عرضی به ترتیب دارای مقاومت تسلیم  $f_y=335$  MPa و  $f_{ys}=430$  MPa، مقاومت نهایی  $f_u=470$  MPa و  $f_{us}=500$  MPa و کرنش نهایی  $\epsilon_u=0.27$  و  $\epsilon_{us}=0.2$  است. مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای بتن نیز برابر  $f'_c=25$  MPa است.

در نمونه‌های M270 و M540، ستون با اعمال بارهای محوری به ترتیب ۲۷۰ kN و ۵۴۰ kN، تحت بارگذاری یک‌طرفه قرار داشته است. در نمونه‌های C270 و C540، ستون با اعمال بار محوری به ترتیب ۲۷۰ kN و ۵۴۰ kN تحت بار تناوبی قرار داشته است. بار متمرکز جانبی در



شکل (۲) منحنی نیرو تغییر مکان جانبی نمونه M270 [۲] و المان الیافی بهبودیافته (پژوهش حاضر) در بارگذاری یک‌طرفه



شکل (۳) منحنی نیرو تغییر مکان جانبی نمونه S-NL-0-34 [۱] و المان الیافی بهبودیافته (پژوهش حاضر) در بارگذاری یک‌طرفه

#### ۴- ارزیابی کفایت لرزه‌ای یک ساختمان نمونه بتن مسلح با آرماتور ساده

ساختمان مورد نظر یک ساختمان مهم ملی فرهنگی در چهار و نیم طبقه دارای پلانی مستطیل شکل است. که در جهت طولی به چهار بلوک تقسیم شده است و با درزهای انبساط به عرض ۲/۵ سانتی‌متر از یکدیگر جدا شده‌اند. این ساختمان در حدود ۵۰ سال قبل طراحی و ساخته شده است. سیستم باربر جانبی ساختمان قاب خمشی بتن مسلح با آرماتور ساده بوده است.

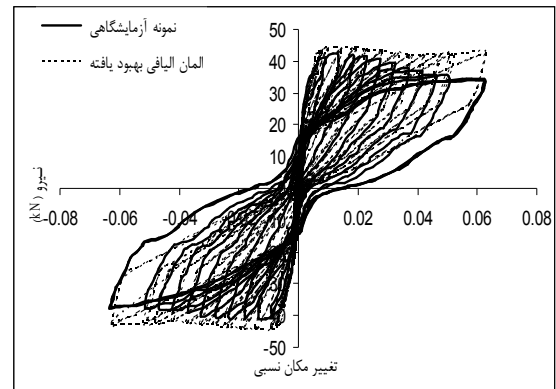
بارگذاری با استفاده از ضرایب استهلاک انرژی به انرژی مستهلک شده واقعی تبدیل می‌شود. مساحت سیکل بدون کاهش سختی به گونه‌ای کاهش می‌یابد که کاهش استهلاک انرژی به دلیل افت مقاومت و سختی منظور شود. ضریب استهلاک انرژی با سعی و خطا به گونه‌ای به دست آمده که انرژی مستهلک شده در دوره‌های بارگذاری در مدل عددی و نمونه آزمایشگاهی C540 [۳] با هم برابر باشند.

این ضرایب بر حسب کرنش آرماتور است و باید در هر مقدار کرنش، به سطح منحنی تنش-کرنش ایده آل در بارگذاری تناوبی اعمال شوند. نتیجه کار رابطه ۷ است که در بخش ۲-۳-۲ آورده شد. برای صحت‌سنجی مدل عددی از نتایج نمونه آزمایشگاهی M270 و C270 [۲ و ۳] و نمونه آزمایشی S-NL-0-34 [۱] استفاده شده است. در شکل‌های ۲ و ۳، منحنی نیرو تغییر مکان جانبی نمونه آزمایشگاهی M270 و نمونه S-NL-0-34 به همراه منحنی نیرو-تغییر مکان مدل عددی متناظر آن‌ها در بارگذاری جانبی یک‌طرفه نشان داده شده است. در شکل ۴ منحنی نیرو تغییر مکان جانبی نمونه آزمایشگاهی C270 و منحنی نیرو-تغییر مکان مدل عددی متناظر آن در بارگذاری تناوبی نشان داده شده است. همان‌گونه که از شکل‌های ۴-۲ دیده می‌شود این گونه مدل‌سازی با دقت قابل قبولی توانسته است رفتار نمونه‌ها را در بارگذاری یک‌طرفه و تناوبی، شبیه سازی کند.

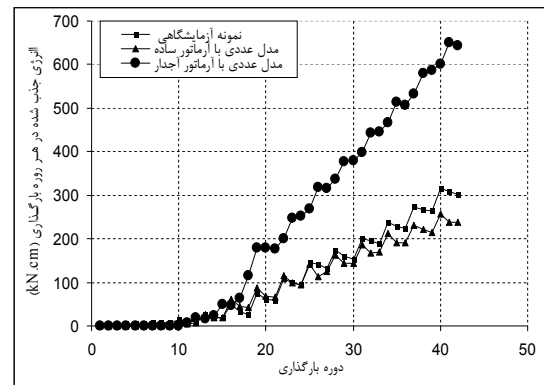
در شکل ۵، مقادیر انرژی مستهلک شده در نمونه آزمایشی C270 و مقادیر مربوط به مدل عددی ارائه شده است. همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود انرژی مستهلک شده در مدل عددی، انطباق بسیار خوبی با نمونه آزمایشگاهی دارد.

روش ضرایب استفاده شده است. در جدول ۱ نیز مشخصات رکوردهای مورد استفاده در تحلیل دینامیکی ارائه شده است. در شکل ۶، منحنی نیرو-تغییر مکان و در شکل ۷، تغییر مکان نسبی طبقات مختلف سازه در راستای طولی در تحلیل استاتیکی غیرخطی تحت توزیع بار یکنواخت ارائه شده است. در شکل ۸، تاریخچه تغییر مکان بام بلوک‌های مختلف و در شکل ۹، حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات مختلف سازه تحت زلزله بم نشان داده شده است. همان‌طور که نتایج ارزیابی لرزه‌ای سازه حاکی از آن است که سازه معیارهای پذیرش مورد نظر را برآورده نکرده است. برای مقاوم‌سازی با توجه به افت زیاد سختی و مقاومت این ساختمان‌ها در بارگذاری تناوبی، بهتر است از روش‌هایی استفاده شود که منجر به افزایش سختی و مقاومت جانبی شده یا برش پایه را کاهش دهند. بنابراین سه گزینه‌ی تقویت با مهاربندهای فولادی، تقویت با میراگرهای ویسکوز و تقویت با جداسازهای لرزه‌ای که به طور گسترده مورد استفاده قرار می‌گیرند، بررسی شدند.

در شکل ۸ مشاهده می‌شود تغییر مکان بام بلوک‌های سازه تحت زلزله بم بسیار بیش‌تر از تغییر مکان هدف در روش استاتیکی غیرخطی است. با توجه به شکل‌های ۷ و ۹ و ملاحظه می‌شود که ساز و کار خرابی در تحلیل استاتیکی و دینامیکی مشابه هم است.



شکل (۴) منحنی بار-تغییر مکان جانبی نمونه C540 [۳] و المان الیافی بهبود یافته (پژوهش حاضر) در بارگذاری تناوبی



شکل (۵) مقادیر انرژی مستهلک شده در نمونه C270 [۳] و المان الیافی بهبود یافته (پژوهش حاضر) در بارگذاری تناوبی

این ساختمان با استفاده از مدل المان الیافی پیشنهاد شده در این پژوهش در برنامه PERFORM 3D مدل‌سازی شده است. بارگذاری جانبی با استفاده از نتایج مطالعات ویژه ساختگاه انجام شده است. در تحلیل استاتیکی غیرخطی،

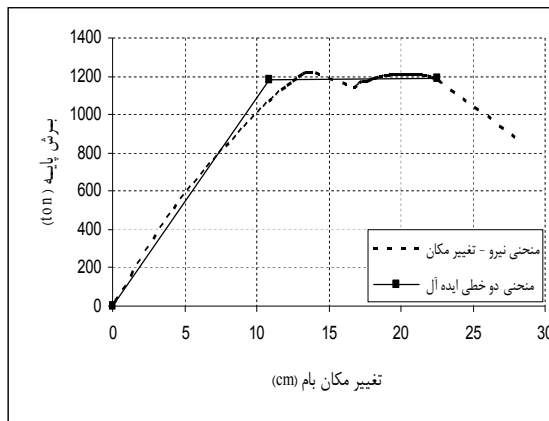
جدول (۱) مشخصات رکوردهای انتخاب شده در تحلیل تاریخچه زمانی

| No | Record       | Date       | Location       | HP(Hz) | LP   | Soil Type | PGA      | Duration |
|----|--------------|------------|----------------|--------|------|-----------|----------|----------|
| 1  | G06000_AT2   | 10/18/1989 | CAPE MENDOCINO | 0.2    | 0.38 | B         | 0.125703 | 20       |
| 2  | G06090_AT2   | 10/18/1989 | LOMA PRIETA    | 0.2    | 0.31 | B         | 0.17024  | 15       |
| 3  | CHY022-E_AT2 | 9/20/1999  | CHI-CHI        | 0      | 40   | B         | 0.06505  | 60       |
| 4  | G06320_AT2   | 8/6/1979   | COYOTE LAKE    | 0.2    | 40   | B         | 0.316093 | 10       |
| 5  | SKR180_AT2   | 11/12/1999 | DUZCE          | 0.05   | 40   | B         | 0.015981 | 40       |
| 6  | L00          | 12/23/2003 | BAM            |        |      | B         | 0.759074 | 12.5     |
| 7  | T90          | 1981       | TABAS          |        |      | B         | 0.937    | 25       |

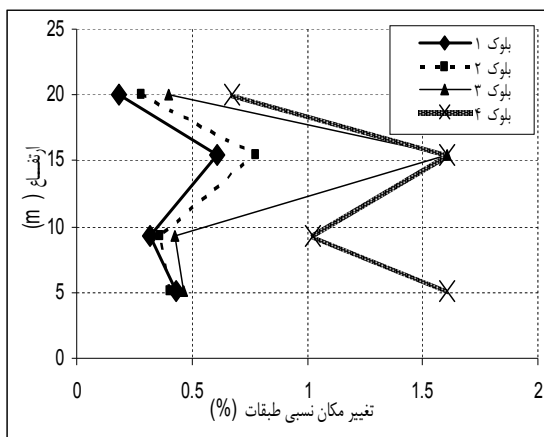
## ۵- ارزیابی سازه بهسازی شده

در شکل‌های ۱۰-۱۲، تاریخچه تغییر مکان بام و در شکل‌های ۱۳ و ۱۴، درصد تغییر مکان نسبی طبقات از بلوک اول و دوم سازه اولیه و سازه بهسازی شده تحت زلزله بم نشان داده شده است. در شکل‌های ۱۵ و ۱۶، کل تغییر مکان طبقات از بلوک اول و دوم سازه اولیه و سازه بهسازی شده نشان داده شده است. با توجه به شکل‌های ۱۰-۱۶ ملاحظه می‌شود که جداسازهای لرزه‌ای در بهبود عملکرد سازه، نسبت به دو روش دیگر تأثیر کمتری دارد. بار ثقلی زیاد و طره‌های با طول زیاد در سازه مورد بررسی، باعث ازدیاد بار ثقلی ستون‌ها در طبقه همکف شده است؛ لذا ابعاد جداسازهای لرزه‌ای که متناسب با نیروی محوری ستون‌های طبقه اول انتخاب می‌شوند بزرگ بوده و در نتیجه سختی و مقاومت جانبی آن‌ها زیاد است. بنابراین سختی سازه و در نتیجه برش طبقات سازه کاهش قابل ملاحظه‌ای نخواهد داشت؛ از طرفی استفاده از میراگرهای ویسکوز به دلیل ظرفیت بالای جذب انرژی نسبت به مهاربندهای فلزی تأثیر بیش‌تری در بهبود عملکرد سازه دارد. زیرا در این روش انرژی سازه به‌وسیله میراگرها جذب شده و انرژی جذب شده به‌وسیله اعضای قاب به کمترین میزان می‌رسد؛ هم‌چنین از آن‌جا که در سازه بهسازی شده با میراگر، تعداد بادبندها کمتر از سازه بهسازی شده با بادبندهای فولادی است پس سختی سازه و در نتیجه برش پایه سازه بهسازی شده با میراگر کمتر است. شکل ۱۷ که مقادیر انرژی ورودی به سازه در سازه اولیه و سازه‌های بهسازی شده را نشان می‌دهد بیانگر این است که در سازه تقویت‌شده با مهاربند، جاری شدن مهاربندها و در سازه تقویت‌شده با جداساز لرزه‌ای، جاری شدن هسته سربی، انرژی ورودی به سازه را تقریباً به یک اندازه کاهش می‌دهد. از طرفی انرژی وارد شده به سازه بهسازی شده

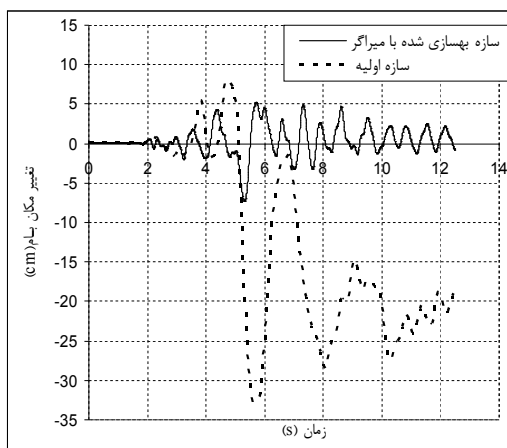
با میراگرهای ویسکوز تقریباً ۵۰ درصد انرژی ورودی به سازه در دو روش دیگر بهسازی است. بنابراین با توجه به قابلیت جذب انرژی کم در اعضای ساختمان‌های بتنی با آرماتور ساده، استفاده از میراگرها و وسایل جذب انرژی برای تقویت این دسته از ساختمان‌های قدیمی نسبت به طرح‌های دیگر بهسازی، مناسب‌تر است.



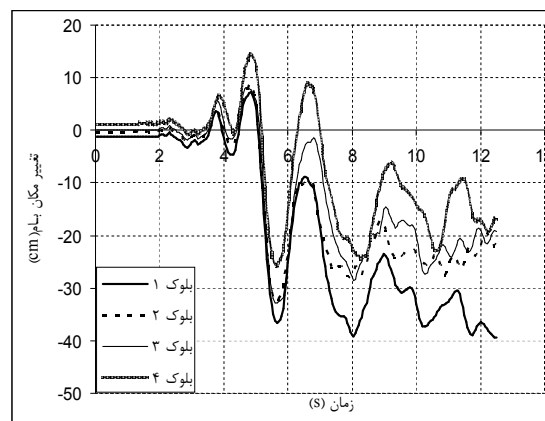
شکل (۶) منحنی نیرو تغییر مکان سازه در تحلیل استاتیکی غیرخطی در راستای طولی تحت توزیع بار یکنواخت



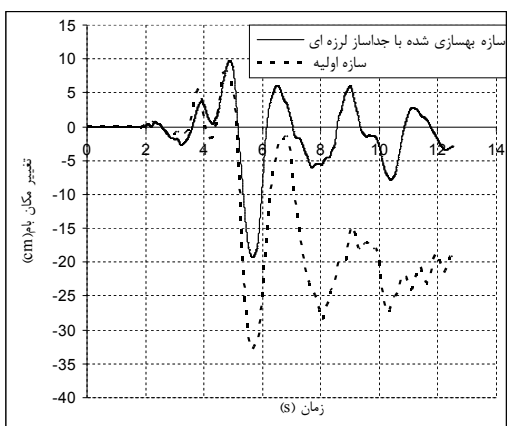
شکل (۷) تغییر مکان نسبی طبقات سازه در تحلیل استاتیکی غیرخطی در راستای طولی تحت توزیع بار یکنواخت



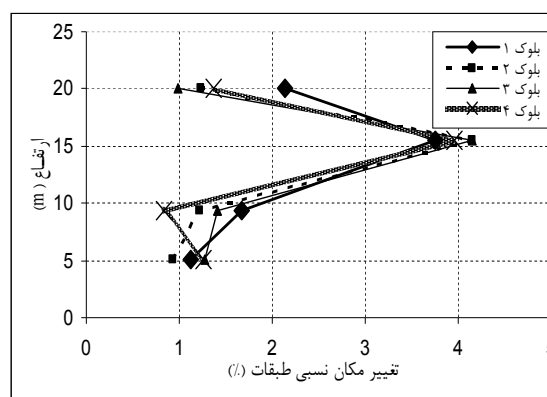
شکل (۱۱) تاریخچه تغییر مکان بام سازه بهسازی شده با میراگر ویسکوز تحت زلزله بم



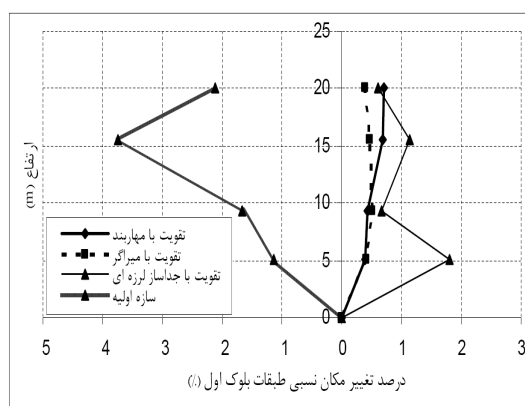
شکل (۸) تاریخچه تغییر مکان بام بلوک های سازه در تحلیل دینامیکی غیر خطی تحت زلزله بم



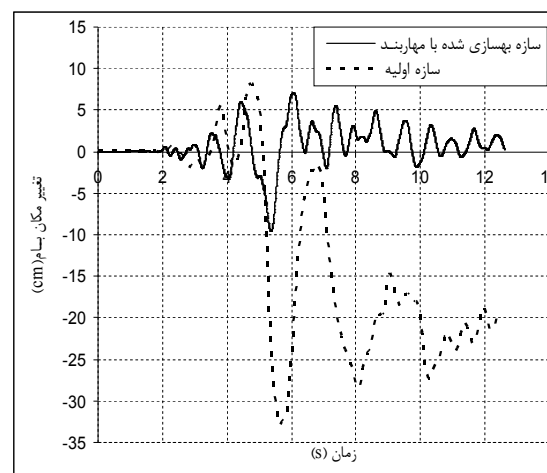
شکل (۱۲) تاریخچه تغییر مکان بام سازه بهسازی شده با جداساز لرزه‌ای تحت زلزله بم



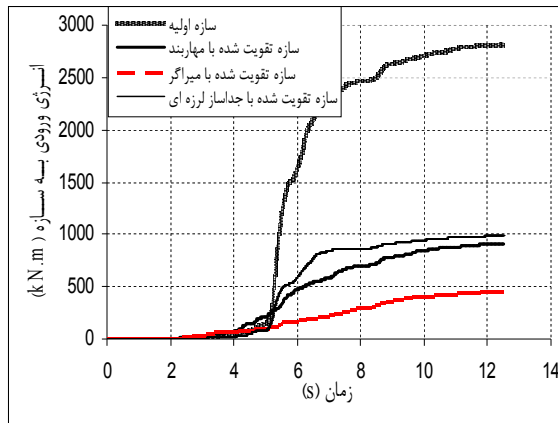
شکل (۹) تغییر مکان نسبی طبقات سازه در تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت زلزله بم



شکل (۱۳) تغییر مکان نسبی طبقات بلوک اول سازه تقویت شده در تحلیل دینامیکی غیر خطی تحت زلزله بم



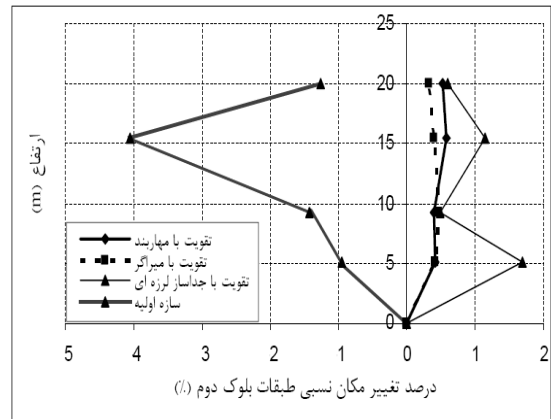
شکل (۱۰) تاریخچه تغییر مکان بام سازه بهسازی شده با مهاربند تحت زلزله بم



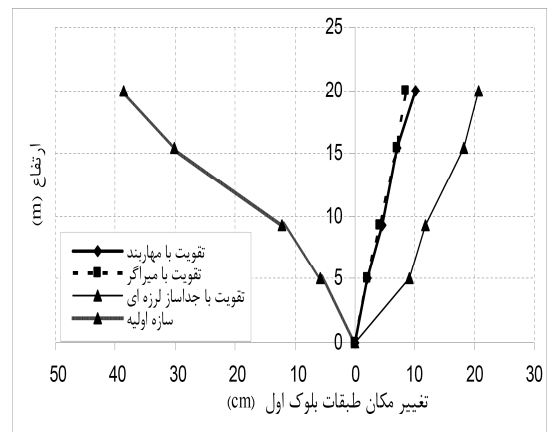
شکل (۱۷) مقادیر انرژی ورودی به سازه‌های بهسازی شده در تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت زلزله بم

## ۶- نتیجه گیری

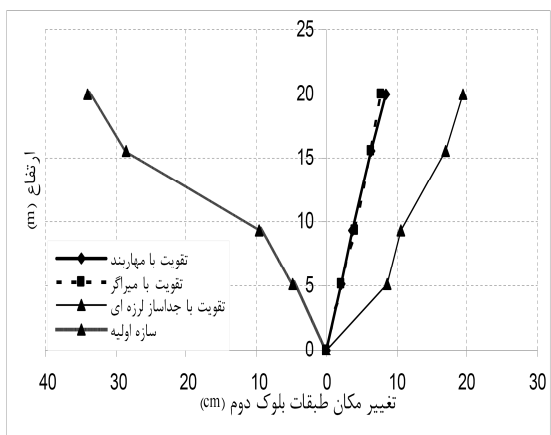
موضوع این پژوهش ارزیابی رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح با آرمتور ساده و مقایسه روش‌های بهسازی آن‌ها بوده است. برای این منظور یک مدل المان الیافی بهبودیافته پیشنهاد شده است. در این مدل در طولی برابر ارتفاع مقطع تغییراتی در مشخصه‌های رفتار تنش-کرنش مصالح فولادی تحت کشش اعمال می‌شود. اندازه طولی از عضو که باید تغییرات یاد شده در رفتار فولاد کششی آن اعمال شود از طریق مقایسه نتایج مدل عددی و نتایج آزمایشگاهی مشخص شده است؛ هم‌چنین برای بارهای تناوبی ضرایب استهلاک انرژی از طریق کالیبراسیون مدل عددی با نتایج آزمایشگاهی به‌دست آمده است. صحت نتایج مدل عددی کالیبره شده با مقایسه آن‌ها با دسته‌ای دیگر از نتایج آزمایشگاهی روی اعضای بتن مسلح با آرمتور ساده کنترل شده که در مجموع انطباق خوبی برای بارهای یک‌طرفه و تناوبی به‌دست آمده مدل پیشنهادی در ارزیابی یک ساختمان بتن مسلح با آرمتور ساده به‌کار برده شده است. سپس سه روش برای تقویت سازه در نظر گرفته شد. نتایج ارزیابی سازه‌های بهسازی شده نشان داد که به



شکل (۱۴) تغییر مکان نسبی طبقات بلوک دوم سازه تقویت شده در تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت زلزله بم



شکل (۱۵) تغییر مکان کل طبقات بلوک اول سازه تقویت شده در تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت زلزله بم



شکل (۱۶) تغییر مکان کل طبقات بلوک دوم سازه تقویت شده در تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت زلزله بم

6,2000, PP 654-661.

[5] Mander. J.B, Priestley. M.J.N and Park. R, "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", ASCE. Journal of Structural Engineering, V 114, No 8, 1988, PP 1804-1826.

[6] Powell. G.H, Perform-3D CSI, User Manual and User Guide, Powell Inc, 2000.

[۷] خان محمدی، محمد، معیارهای تغییرشکل و شاخص خسارت در روش طراحی عملکردی در ساختمان‌های بتنی، رساله دکترا، دانشگاه تهران، ۱۳۸۴.

[۸] دبیری، علی، ارزیابی لرزه‌ای ساختمان بتن مسلح با آرماتور ساده (مطالعه موردی یک ساختمان اداری)، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، ۱۳۸۸.

دلیل بار ثقلی زیاد، ابعاد جداسازه‌ای لرزه‌ای بزرگ بوده و تأثیر زیادی در افزایش نرمی و کاهش برش طبقات در سازه بهسازی شده با جداسازه‌ای لرزه‌ای ندارند؛ بنابراین استفاده از بادبندهای فلزی یا استفاده از میراگرهای انرژی تأثیر بیش‌تری در بهبود عملکرد سازه دارند؛ از طرفی میراگرهای انرژی به دلیل ظرفیت بالای جذب انرژی نسبت به بادبندهای فلزی در بهبود عملکرد سازه مؤثرترند. بنابراین با توجه به ضعف اعضای بتن مسلح با آرماتورهای ساده در جذب انرژی، استفاده از میراگرهای انرژی روش مناسب‌تری برای بهسازی این دسته از ساختمان‌ها است.

## ۷- تشکر و قدردانی

بدین وسیله از مساعدت و همکاری آقایان مهندس سازگاری، مهندس بادامیان و سرکار خانم مهندس فربودی در بخش امور مهندسی سازمان مجری ساختمان‌ها و تأسیسات دولتی و عمومی وزارت مسکن و شهرسازی قدردانی می‌شود.

## ۸- مراجع

- [1] Ozcan. O, Binici. B and Ozcebe. G, "Improving Seismic Performance of Deficient Reinforced Concrete Columns Using Carbon Fiber-Reinforced Polymers", Engineering Structures, 30, 2008, pp 1632-1646.
- [2] Verderamea.G. M, Fabbrocinob. G, Manfredia.G, "Seismic Response of R.C. Columns with Smooth Reinforcement. Part I: Monotonic tests", Engineering Structures, 30, 2008, 2277-2288.
- [3] Verderamea.G. M, Fabbrocinob. G, Manfredia.G, "Seismic Response of R.C. Columns with Smooth Reinforcement. Part II: Cyclic tests", Engineering Structures, 30, 2008, 2289-2300.
- [4] Monti. G, Spacone. E, "Reinforced Concrete Fiber Beam Element with Bond- Slip", ASCE, Journal of Structural Engineering, V 126, No

## A Seismic Analysis Model for the Evaluation of Retrofitted Old RC Buildings

M. Zeinoddini<sup>1\*</sup>, A. Dabiri<sup>2</sup>, J. Fakheri<sup>3</sup>

1- K.N.T. University of Technology, Tehran, Iran

2- K.N.T. University of Technology, Tehran, Iran

3- University of Tehran

zeinoddini@kntu.ac.i

### Abstract:

In seismic areas, a majority of old RC buildings have only been designed for gravity loads or according to outdated seismic codes. Before 1970s, smooth rebars were also extensively used in RC structures. As these buildings are still functioning, they need to be reassessed against seismic demands. Load bearing behaviour of concrete structures reinforced with smooth rebars is considerably affected by the slip deformation of the plain rebars. In this study, a specific finite element model has been proposed for evaluating the seismic performance of these structures. The slipping characteristics of smooth rebars have been incorporated in this model. For this purpose, a tailored stress-strain property has been assigned to the steel fibers in tension. The model has then been calibrated/verified against several sets of experimental results from others. In general, satisfactory correlations have been noticed between the experimental results and the predictions from the proposed fiber element model. The model has also been used for a full seismic assessment of an existing RC building, having smooth rebars. In addition, the structure has been retrofitted with steel bracing, viscose dampers and base isolators' schemes and their nonlinear seismic performance has been evaluated using the proposed model.

**Keywords:** Old RC structures, Smooth rebars, Modified fiber element model, Seismic retrofitting.