



University Of Qom

# Civil Infrastructure Researches

Civil Infrastructure  
Researches

Online ISSN: 2783-140X  
journal homepage: <https://cer.qom.ac.ir/>

## Robustness Evaluation of Substitute Frame Model for Determination of Force Actions in Columns of RC Moment Frames

Sajedeh Abbasgholinia<sup>1</sup>, Horr Khosravi<sup>2</sup>, Shaghayegh Vaseghiamiri<sup>3</sup>

1. MSc. Student of Structural Engineering, Noshirvani University of Technology, Babol, Iran. E-mail: [sajedeh.abbasgholinia@gmail.com](mailto:sajedeh.abbasgholinia@gmail.com)
2. Corresponding author, Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, Noshirvani University of Technology, Babol, Iran. E-mail: [khosravi@nit.ac.ir](mailto:khosravi@nit.ac.ir)
3. Ph.D., Sharif University of Technology, Tehran, Iran. E-mail: [s\\_amiri1368@yahoo.com](mailto:s_amiri1368@yahoo.com)

### Article Info

**Article type:**  
Research Article

**Article history:**  
Received 09 Jul 2023  
Revised 02 Sep 2023  
Accepted 22 Sep 2023

**Keywords:**  
Substitute Frame Model,  
Simplified Model,  
RC Moment Frames,  
Force-control Elements,  
Columns Force Actions.

### ABSTRACT

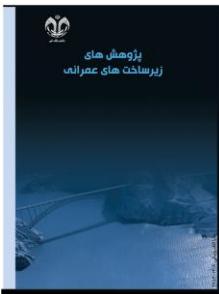
Nowadays, extensive nonlinear dynamic analysis is widely used in different fields of research and design of structural and earthquake engineering. It has been applied in performance-based design, resilience-based design, and also other probabilistic fields and optimization. This extensive analysis imposes a high computational cost on the researcher. However, using simplified models is an appropriate approach. The Substitute Frame is a simplified model for steel and RC moment frames, which on the one hand predicts the displacement responses of the frame with very good accuracy and on the other hand, reduces the analysis time by several times. Despite numerous evaluations of the substitute frame model in nonlinear dynamic analyses, incremental dynamic analyses, and fragility analyses, the model's accuracy has not yet been investigated for predicting moment frames' force responses. In performance-based engineering, force-control actions should be designed to prevent the undesirable failure mechanism. Hence, in this study, first, the force response of the columns was predicted using the substitute frame model, and then its accuracy was evaluated comparing to the original frame response. The results of evaluations showed that the substitute frame predicts the columns bending moments, shear forces, and axial forces of the original frame with more than 90% accuracy.

**Cite this article:** Abbasgholinia, Sajedeh., Khosravi, Horr., & Vaseghiamiri, Shaghayegh. (2023). Robustness evaluation of Substitute Frame model for determination of force actions in columns of RC moment frames. *Civil Infrastructure Researches*, 9(2), 181-201. <https://doi.org/10.22091/cer.2023.9669.1496>



Publisher: University of Qom.  
© The Authors.

<https://doi.org/10.22091/cer.2023.9669.1496>



# پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی



دانشگاه قم

شاپا الکترونیکی: ۱۴۰۰-۲۷۸۳

صفحه خانگی مجله: <https://cer.qom.ac.ir/>

## ارزیابی مدل قاب جایگزین جهت تعیین مؤلفه‌های نیرویی ستون‌های قاب خمثی بتني

ساجده عباسقلی‌نیا<sup>۱</sup>، حسروی<sup>۲\*</sup>، شقایق واثقی‌امیری<sup>۳</sup>

۱. دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران. رایانامه: [sajedeh.abbasgholinia@gmail.com](mailto:sajedeh.abbasgholinia@gmail.com)

۲. نویسنده مسئول، دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران. رایانامه: [khosravi@nit.ac.ir](mailto:khosravi@nit.ac.ir)

۳. دانش آموخته دکتری سازه، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ایران. رایانامه: [s\\_amiri1368@yahoo.com](mailto:s_amiri1368@yahoo.com)

### چکیده

امروزه تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی در حوزه تحقیقات و طراحی مهندسی سازه و زلزله کاربرد فراوانی داشته و به طور گسترده در طراحی براسas عملکرد سازه‌ها، طراحی براسas تابآوری و همچنین سایر زمینه‌های احتمالاتی و بهینه‌سازی، مورد استفاده قرار می‌گیرد. از آنجا که این تحلیل‌ها، هزینه محاسباتی بالایی را به محققان تحمیل می‌کند، در بسیاری از این تحلیل‌ها از مدل‌های ساده شده استفاده می‌شود. قاب جایگزین یک مدل ساده شده برای قاب‌های خمثی فولادی و بتني است که از طرفی پاسخ‌های تغییرمکانی قاب را با دقت خیلی خوبی پیش‌بینی می‌کند و از طرف دیگر، زمان تحلیل را تا چند برابر کاهش می‌دهد. علی‌رغم ارزیابی‌های متعدد مدل قاب جایگزین در تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، تحلیل‌های دینامیکی فراینده و تعیین منحنی‌های شکنندگی، دقت این مدل جهت پیش‌بینی پاسخ‌های نیرویی مورد بررسی قرار نگرفته است. از آنجا که در ارزیابی عملکردی سازه‌ها، بررسی اعضای نیرو کنترل جهت جلوگیری از ایجاد مکانیزم نامطلوب شکست، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. در این تحقیق، ابتدا پاسخ‌های نیرویی ستون‌های قاب اصلی تحت رکورد زلزله با استفاده از یک روش تحلیلی از پاسخ‌های قاب جایگزین بدست آمد. سپس، دقت پاسخ‌های بهدست آمده، مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج ارزیابی‌های انجام شده نشان داد که مدل قاب جایگزین لنگر خمثی، نیرویی برشی و نیروی محوری را به طور میانگین بین ۰/۸ تا ۱/۲ پاسخ ستون‌های قاب اصلی پیش‌بینی می‌کند که میزان پراکندگی پاسخ‌ها نیز برای رکوردهای مختلف کمتر از ۰/۲ است.

### اطلاعات مقاله

نوع مقاله: مقاله پژوهشی

تاریخ دریافت: ۱۴۰۲/۰۴/۱۸

تاریخ بازنگری: ۱۴۰۲/۰۶/۱۱

تاریخ پذیرش: ۱۴۰۲/۰۶/۳۱

#### کلیدواژه‌ها:

مدل قاب جایگزین،

مدل ساده شده،

قاب خمثی بتني،

اعضای نیرو کنترل،

مؤلفه‌های نیرویی ستون‌ها.

استناد: عباسقلی‌نیا، ساجده؛ خسروی، حسروی؛ واثقی‌امیری، شقایق. (۱۴۰۲). ارزیابی مدل قاب جایگزین جهت تعیین مؤلفه‌های نیرویی ستون‌های

قاب خمثی بتني. پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی، ۹(۲)، ۱۸۱-۲۰۱.

<https://doi.org/10.22091/cer.2023.9669.1496>

پیدا می‌کند. به ویژه در مدل‌های تکدرجه آزاد که ساده‌سازی زیادی روی مدل انجام می‌شود، بنابراین برگرداندن پاسخ‌های آن به مدل اصلی دشوارتر بوده و خطای بیشتری دارد.

مدل‌های ساده شده مورد استفاده برای سیستم قاب خمثی شامل مدل گسسته، مدل تیر پیوسته و مدل قاب ساده شده است [۱۶-۸]. در میان مدل‌های فوق، مدل قاب‌های ساده شده از فرضیات ساده‌کننده کمتری برخوردار بوده و ساختار قاب اصلی را نیز حفظ می‌کنند. به طوری که المان‌های تیر، ستون و مفاصل پلاستیک در مدل قاب‌های ساده شده وجود دارند. به همین دلیل، این مدل‌ها از دقت بیشتری برخوردار بوده و ارتباط دادن نتایج آن‌ها با نتایج قاب اصلی آسان‌تر است. در ادامه، تنها مدل‌های قاب ساده شده موجود در ادبیات فنی مرور شده است.

مدل استخوان ماهی (FB<sup>۱</sup>) یک مدل ساده شده پرکاربرد در ژاپن برای پیش‌بینی پاسخ قاب خمثی است که نخستین بار در سال ۲۰۰۲ توسط ناکاشیما<sup>۲</sup> در یک مجله انگلیسی‌زبان معرفی شد [۱۷]. در مدل قاب خمثی کلاسیک (CMRF<sup>۳</sup>، با فرض این که چرخش مفاصل پلاستیک در تمامی گره‌های طبقه مساوی است و نقاط عطف تیرها در وسط دهانه قرار دارد، می‌توان هر ستون را با نیم‌تیرهای دو طرف آن که به نقطه عطف متصل هستند، به صورت یک شکل استخوان ماهی در نظر گرفت. با توجه به موازی بودن سختی شکل‌های فوق، می‌توان آن‌ها را با هم تجمعی کرد و مطابق شکل ۱-ج به مدل استخوان ماهی پیشنهادی دست یافت. بنابراین، در مدل استخوان ماهی ممان اینرسی نیم‌تیرهای هر طبقه از جمع ممان اینرسی تمام تیرهای آن طبقه و ممان اینرسی ستون‌های هر طبقه از جمع ممان اینرسی همه ستون‌های آن طبقه در مدل قاب کلاسیک به دست می‌آیند.

<sup>1</sup>- Fish bone

<sup>2</sup>- Nakashima

<sup>3</sup>- Classic Moment Resisting Frame

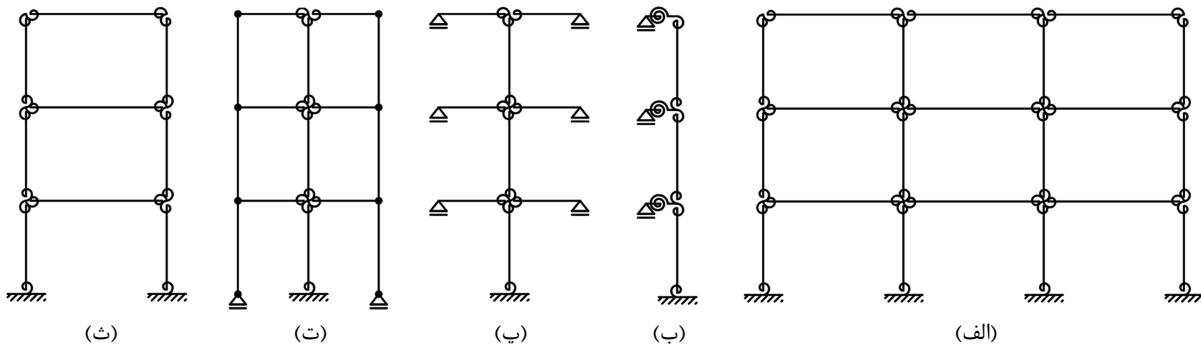
## ۱- مقدمه

امروزه، تحلیل تاریخچه زمانی ابزاری قدرتمند است که در پژوهش‌های مهندسی سازه و زلزله، و طراحی سازه‌ها براساس آیین‌نامه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد. با توجه به عدم قطعیت‌هایی که در تحلیل تاریخچه زمانی وجود دارد، شامل عدم قطعیت در رکوردهای زلزله، عدم قطعیت در طراحی، عدم قطعیت در مدل‌سازی و عدم قطعیت در مشخصات مصالح، بررسی رفتار سازه‌ها به تحلیل‌های گسترده‌ای نیاز پیدا می‌کند. استفاده از مدل‌های ساده شده، پیاده‌سازی این تحلیل‌های حجمی را تا حد زیادی تسهیل می‌نماید. از آنجا که مدل‌های ساده شده از تعداد المان‌های کمتری برخوردار هستند، فرآیند مدل‌سازی و مدیریت داده‌های خروجی را تسهیل نموده و از طرف دیگر، زمان تحلیل را کاهش می‌دهند. به همین دلیل، در دو دهه اخیر، مدل‌های ساده شده جهت انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی گسترده در حوزه مهندسی سازه و زلزله بیشتر مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته‌اند [۶-۱]. به طور مثال، در تحقیقاتی که نیاز به تحلیل دینامیکی فرازینده، بهینه‌سازی پارامترهای سازه، طراحی و ارزیابی براساس عملکرد سازه‌ها و تحلیل‌های احتمالاتی می‌باشد، استفاده از مدل‌های ساده شده به عنوان نماینده‌ای از مدل‌های ساختمنی منظم، از کارایی بسیار خوبی برخوردار است.

مدل‌های ساده شده شامل مدل‌های تکدرجه آزاد و مدل‌های چنددرجه آزاد هستند که در پژوهش‌های مختلف مورد استفاده قرار گرفته‌اند [۳، ۶ و ۷]. دقت این مدل‌های ساده شده تا حد زیادی به فرضیات ساده‌کننده آن‌ها بستگی دارد. فرضیات ساده‌کننده شامل فرضیاتی هستند که در ابتدا مدل اصلی را به مدل ساده شده تبدیل می‌کنند و سپس پاسخ‌های به دست آمده از مدل ساده شده را به پاسخ‌های مدل اصلی بر می‌گردانند. به همین دلیل، گاهی برگرداندن پاسخ‌های به دست آمده از مدل ساده شده به پاسخ‌های مدل اصلی، دشواری‌های زیادی

منتظر در مدل قاب کلاسیک هستند.

همچنین، سختی و مقاومت مفاصل پلاستیک در مدل استخوان ماهی برابر مجموع سختی و مقاومت فنرهای



شکل ۱- (الف) مدل قاب کلاسیک، (ب) مدل قاب عمومی، (پ) مدل استخوان ماهی، (ت) مدل استخوان ماهی اصلاح شده و (ث) مدل قاب جایگزین [۱۸]

ماهی را در پیش‌بینی پاسخ‌های تغییرمکانی قاب خمی بهبود می‌بخشد [۱۹]. سليمانی و همکاران، مدل استخوان ماهی را برای قاب خمی بتی اصلاح کردند و مدل‌های استخوان ماهی سازگار شده<sup>۷</sup> و قاب جایگزین (SF<sup>۸</sup>) را پیشنهاد نمودند [۲۰]. در قاب خمی بتی، به دلیل متفاوت بودن درصد آرماتور بالا و پایین در تیرها و نیز رفتار اوج‌گرای مفاصل پلاستیک، رفتار غیرخطی قاب تحت تأثیر قرار می‌گیرد و مشکلاتی در فرضیات مدل استخوان ماهی ایجاد می‌شود. نامساوی بودن لنگر در دو سر تیرهای قاب خمی بتی سبب ایجاد نیروی اضافی در ستون مدل استخوان ماهی می‌شود. همچنین، عوامل مذکور سبب می‌شوند که نقطه عطف تیر از وسط دهانه مهاجرت کند که این با فرض نیم‌تیرهای ثابت در ساختار هندسه مدل استخوان ماهی مطابقت ندارد. بنابراین، مدل استخوان ماهی برای قاب خمی بتی اصلاح شد. مدل استخوان ماهی سازگار شده، مشکل نیروهای اضافی ستون را رفع نموده و دقت مدل را افزایش می‌دهد. اما مدل قاب جایگزین (شکل ۱- ث) علاوه بر این موضوع، شباهت ساختاری بیشتری با قاب کلاسیک دارد و مهاجرت نقطه

علاوه بر این، ناکاشیما مدل استخوان ماهی را به صورت مدل قاب عمومی (GF<sup>۵</sup>) نیز ارائه نمود. در این مدل، نیم‌تیرهای مدل استخوان ماهی با یک فنر خمی با سختی معادل مطابق شکل ۱- ب، جایگزین می‌شوند. نتایج این پژوهش نشان داد که مدل پیشنهادی در پیش‌بینی پاسخ‌های تغییرمکانی قاب خمی از دقت خوبی برخوردار است [۱۷].

خالو و خسروی، با اصلاح مدل استخوان ماهی در حوزه خطی و غیرخطی، مدل استخوان ماهی اصلاح شده (MFB<sup>۶</sup>) را ارائه نمودند. آن‌ها با در نظر گرفتن بیشتر بودن چرخش گره‌های کناری و اصلاح روابط شبیه افت، ممان اینرسی تیر مدل استخوان ماهی را اصلاح نمودند. همچنین، برای در نظر گرفتن تغییرشکل‌های خمی قاب، ناشی از کوتاه و بلند شدن ستون‌ها، دو المان خرپایی در زیر نیم‌تیرهای مدل استخوان ماهی، اضافه کردند (شکل ۱- ت). علاوه بر این، در حوزه غیرخطی مدل رفتاری فنرهای مفاصل پلاستیک را از رفتار سه خطی به رفتار دو خطی تغییر دادند. نتایج این پژوهش نشان داد که اصلاحات پیشنهادی، دقت مدل استخوان

<sup>7</sup>- Adapted fish-bone

<sup>8</sup>- Substitute frame

<sup>5</sup>- Generic frame

<sup>6</sup>- Modified fish-bone model

جهت ارزیابی عملکردی سازه‌ها، بررسی عملکرد اعضاي تغييرمکان کنترل لازم است، اما کافي نیست. به منظور عملکرد مناسب سازه، اعضاي نیرو کنترل هم باید در حوزه خطی باقی بمانند تا از شکست ترد در اين اعضا جلوگيري شود و ايجاد مکانيزم مطلوب در سازه تضمين گردد. همانطور که پيش از اين گفته شد، دقت مدل قاب جایگزین در پيش‌بیني پaramترهای تغييرمکانی ارزیابی شده است [۲۰]. بنابراین، هدف از اين مطالعه بهدست آوردن بيشينه مؤلفه‌های نیرویی ستون‌های قاب اصلی براساس پاسخ‌های قاب جایگزین است. بدین منظور، در اين بخش ابتدا نحوه مدل‌سازی قاب جایگزین و سپس چگونگی تخمین کنش‌های نیرو کنترل قاب اصلی توضیح داده می‌شود.

نحوه تعیین پaramترهای قاب جایگزین براساس پaramترهای قاب اصلی در شکل ۲ نشان داده شده است [۱۹]. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مدل قاب اصلی با يك مدل قاب جایگزین که در آن همه تیرهای يك طبقه با يك تیر معادل و همه ستون‌های يك طبقه با دو ستون معادل جایگزین می‌شوند، ساده‌سازی شده است. در شکل ۲،  $I_c$ ،  $A_c$ ،  $I_b$ ،  $A_b$  و  $I_c$  به ترتیب مساحت تیر، ممان اینرسی تیر، مساحت ستون و ممان اینرسی ستون در قاب اصلی هستند. همچنان  $M_{yc}$ ،  $M_{yb}$  و  $K_{sc}$  نیز به ترتیب مقاومت تسلیم و سختی دورانی برای تیرها و ستون‌های قاب اصلی هستند. پaramتر  $n$  نیز تعداد دهانه در قاب اصلی است. در صورتی که ابعاد ستون‌ها در قاب اصلی يکسان نباشد، ممان اینرسی ستون‌های معادل در قاب جایگزین، از رابطه  $\frac{\sum I_c}{2}$  بهدست می‌آید.

برای تعیین لنگر خمشی ناشی از زلزله در ستون‌های قاب اصلی، ابتدا فرض می‌شود که پاسخ تاریخچه زمانی مجموع لنگر ستون‌های هر طبقه در قاب جایگزین برابر است با پاسخ تاریخچه زمانی مجموع لنگر ستون‌ها در قاب اصلی. سپس، جهت تخمین لنگر ستون‌ها در قاب اصلی، مجموع لنگر ستون‌های طبقه در قاب

عطف را هم شبیه‌سازی می‌کند. سليمانی و همکاران دقت قاب جایگزین را در پيش‌بیني پaramترهای نياز مهندسي، شامل جابه‌جايی نسبي طبقات، جابه‌جايی نسبي باقی‌مانده طبقات، چرخش مفاصل پلاستيك و شتاب كف طبقات، مورد بررسی قرار دادند. نتایج بررسی‌های آن‌ها نشان داد که مدل قاب جایگزین، در عین کاهش هزینه محاسباتی، پاسخ‌های تغييرمکانی قاب خمشی بتی را با دقت خيلي خوبی پيش‌بیني می‌کند [۲۰].

شایان ذكر است که مدل قاب جایگزین برای تحليل‌های گستره در حوزه ديناميکي غيرخطي جهت بررسی اثر زلزله نزديک‌گسل، پيشنهاد الگوي بار براساس الگوريتم بهينه‌سازی و تعیین نسبت حاشيه فروريزش<sup>۹</sup> توسط پژوهشگران مورد استفاده قرار گرفته است [۲۱-۲۳]. در سال‌های اخير، تحقیقات متعددی جهت تعیین مدل قاب جایگزین در شرایط متفاوت سازه‌های انجام شده که به منظور رعایت اختصار از مرور این مطالعات صرف نظر شده است [۱۹ و ۲۷-۲۴].

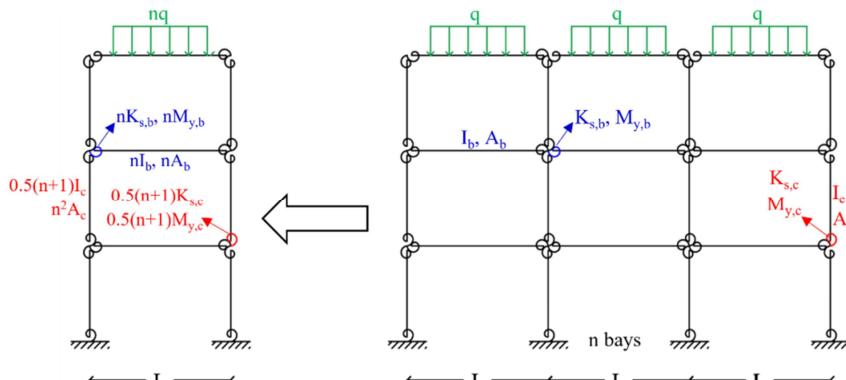
در مطالعات پيشين، دقت مدل قاب جایگزین در تعیین پاسخ‌های تغييرمکانی موررد ارزیابی قرار گرفته است، اما براساس مطالعات انجام شده توسط نويسندگان، تاکنون دقت پاسخ‌های نیرویی اين مدل بررسی نشده است. بنابراین، در اين مطالعه توانمندی مدل قاب جایگزین جهت پيش‌بیني مؤلفه‌های نیرویی ستون‌ها تحت زلزله، شامل لنگر خمشی، نیروی برشی و نیروی محوري بررسی شده است. در اين راستا، چهار ساختمان قاب خمشی بتی و يزه چهار، هشت، ۱۲ و ۲۰ طبقه انتخاب شدند و تحت ۲۲ رکورد زلزله دور از گسل قرار گرفتند. سپس، با تخمین پاسخ‌های نیرویی مدل قاب کلاسيك از نتایج مدل قاب ساده شده، دقت پاسخ‌ها مورد ارزیابي قرار گرفت.

## ۲- تعیین مؤلفه‌های نیرویی ستون‌ها

<sup>۹</sup>- Collapse margin ratio (CMR)

خارجی تقسیم می‌شود.

جایگزین به نسبت مناسبی بین ستون‌های داخلی و

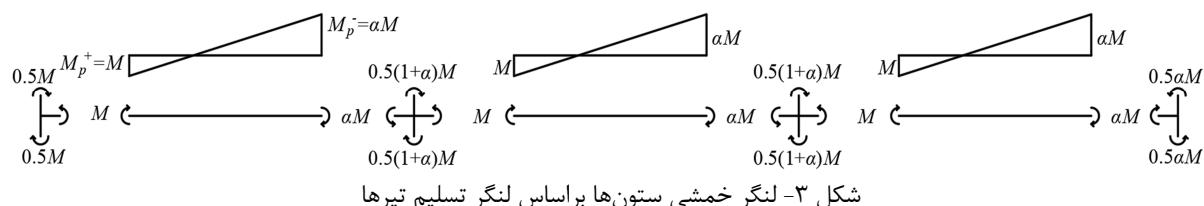


شکل ۲- تبدیل مدل تحلیلی قاب اصلی به قاب جایگزین [۱۹]

می‌گیرد. چنان‌که در دیاگرام لنگر تیرها مشاهده می‌شود، در حالت مکانیزم مقدار لنگر ثابت و منفی برابر نمی‌باشد. این موضوع به علت بیشتر بودن آرماتورهای سفره بالایی تیر نسبت به سفره پایینی است. با معلوم بودن آرماتورهای ثابت و منفی تیر، لنگر پلاستیک ثابت و منفی آن تعیین می‌شود که ضریب  $\alpha$  (ضریبی بزرگ‌تر از یک) همان نسبت لنگر پلاستیک منفی به لنگر پلاستیک ثابت است. بنابراین در شکل ۳، لنگر ثابت تیر با نماد  $M$  و لنگر منفی آن با نماد  $\alpha M$  نمایش داده شده است. در این شکل، فرض شده است که طول دهانه‌ها برابر و مقاطع تیر در طول تیر و در دهانه‌های مختلف یکسان است.

در یک ساختمان خوب طراحی شده، مکانیزم مطلوب تشکیل مفاصل پلاستیک در دو سر تیرها و پایی ستون‌های طبقه اول است. بنابراین بیشینه لنگر در ستون زمانی ایجاد می‌شود که مفاصل پلاستیک در تیرها تشکیل شود. در این صورت، براساس معادله تعادل لنگر در گره، مجموع لنگر پلاستیک تیرها به ستون‌ها می‌رسد. بدین ترتیب، سهم لنگر هر ستون از مجموع لنگر ستون‌ها تعیین می‌شود.

به طور مثال در شکل ۳، دیاگرام آزاد تیرها و گره‌های یک طبقه از یک قاب سه دهانه نشان داده شده است. این دیاگرام مربوط است به حالت مکانیزم، برای وقتی که سازه به سمت راست تحت اثر نیروی جانبی قرار



شکل ۳- لنگر خمی ستون‌ها براساس لنگر تسلیم تیرها

است. در حالی که بار زلزله رفت و برگشتی بوده و بیشینه لنگر در ستون کناری چپ، در حالت مکانیزم و هل دادن به سمت چپ ایجاد می‌شود. در نتیجه، بیشینه لنگر در هر دو ستون کناری از عبارت  $\frac{\alpha}{3(1+\alpha)}$  به دست می‌آید.

پس از تعیین لنگر هر ستون، مقدار برش هر ستون را نیز می‌توان براساس نسبت‌های فوق محاسبه کرد. چرا که با داشتن لنگر، مقدار برش از معادله تعادل لنگر المان

همانطور که در شکل ۳ مشاهده می‌شود براساس معادله تعادل لنگر در گره، نسبت لنگرها در ستون کناری، سمت چپ، میانی و کناری سمت راست به ترتیب  $1, \frac{1}{3}, \frac{1}{3(1+\alpha)}$  و  $\frac{\alpha}{3(1+\alpha)}$  است. به عبارت دیگر، سهم ستون‌های مذکور از مجموع لنگرها به ترتیب عبارت است از  $\frac{1}{3(1+\alpha)}$ ،  $\frac{1}{3}$ ،  $\frac{1}{3(1+\alpha)}$ . حال باید به این موضوع توجه کرد که در شکل ۳ فقط حالت هل دادن قاب به سمت راست نشان داده شده

صورتی که سازه تحت زلزله‌های ضعیفتر قرار گرفته و یا مکانیزم تیر در بخشی از ارتفاع سازه اتفاق بیفتد، تخمین روش پیشنهادی برای ستون‌های خارجی کمی دست بالا خواهد بود. علاوه بر این، در صورت تشکیل مکانیزم طبقه نرم همه ستون‌های طبقه به مقاومت نهایی خود می‌رسند که این نوع مکانیزم نامطلوب، مورد بحث این مقاله نمی‌باشد. در واقع، در یک ساختمان خوب طراحی شده با قاب‌های خمثی ویژه که در آن ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی با حاشیه اطمینان مناسبی رعایت می‌شود، احتمال تشکیل مکانیزم طبقه نرم بسیار کم است.

### ۳- مدل‌های ساختمانی

#### ۳-۱- معرفی مدل‌های ساختمانی

در این پژوهش، چهار ساختمان قاب خمثی بتنی ویژه چهار، هشت، ۱۲ و ۲۰ طبقه، طراحی شده توسط هسلتون و دیرلین<sup>۱۳</sup> انتخاب شد [۲۸]. شماره شناسه معرف این ساختمان‌ها در پژوهش مذکور، به ترتیب، ID1008، ID1014، ID1022، ID1021، و ID1008 می‌باشد. در ادامه خلاصه‌ای از مشخصات این ساختمان‌ها که در پژوهش سلیمانی و همکاران آمده است، ارائه می‌شود [۲۰].

این ساختمان‌ها با کاربری اداری برای منطقه لس‌آنجلس، کالیفرنیا، با سطح خطرپذیری زیاد، خاک نوع D و مشخصات طیفی  $S_{MS}=1.5\text{g}$  و  $S_{MI}=0.9\text{g}$  طراحی شده‌اند. سیستم مقاوم جانبی این ساختمان‌ها از نوع قاب خمثی بتنی ویژه می‌باشد. مساحت پلان ساختمان چهار طبقه  $36/6 \times 54/9$  و برای سایر ساختمان‌ها  $36/6 \times 36/6$  مترمربع است. در تمام این ساختمان‌ها، طول دهانه تیرها، ارتفاع طبقه اول و ارتفاع سایر طبقات، به ترتیب  $4/1$ ،  $6/4$  و  $4/0$  متر می‌باشند. تصویر شماتیک نمای ساختمان‌های مورد نظر در شکل ۴ نشان داده شده

<sup>13</sup>- Haselton and Deierlein

ستون به دست می‌آید. بنابراین، برش طبقه به دست آمده از قاب جایگزین به نسبت  $\frac{1}{3}$  و  $\frac{\alpha}{3(1+\alpha)}$  بین ستون‌های داخلی و خارجی توزیع می‌شود.

نیروی محوری ستون‌ها شامل نیروی محوری ناشی از بار ثقلی و اثر زلزله می‌باشد. در ستون‌های میانی اثر بار ثقلی به مراتب بیشتر از اثر زلزله بوده و می‌توان از نیروی محوری ناشی از زلزله صرف‌نظر نمود. برای به دست آوردن نیروی محوری ستون‌های خارجی ناشی از اثر زلزله، می‌توان فرض کرد که لنگر واژگونی طبقه<sup>۱۰</sup> در مدل قاب جایگزین و قاب اصلی برابر است. از آنجا که نیروی محوری در ستون از جمع برش تیرها به دست می‌آید، بیشینه نیروی محوری در حالت مکانیزم اتفاق می‌افتد. در حالت مکانیزم، برش‌های دو سمت ستون میانی برابر بوده و یکدیگر را خنثی می‌کنند و بنابراین نیروی محوری ستون‌های میانی صفر است. بنابراین لنگر واژگونی طبقه با ضرب نیروی محوری ستون‌های کناری در بازو (فاصله ستون‌های کناری) به دست می‌آید. چون بازوی لنگر در قاب اصلی  $n$  برابر بزرگ‌تر از بازو در قاب جایگزین است، نیروی محوری ستون‌های خارجی در قاب اصلی  $\frac{1}{n}$  برابر نیروی محوری ناشی از زلزله در قاب جایگزین می‌باشد که  $n$  تعداد دهانه قاب اصلی است. در انتهای جهت تعیین نیروی محوری ستون، بایستی پاسخ تاریخچه زمانی آن با نیروی محوری ناشی از ثقل جمع شود.

لازم به توضیح است که در تخمین نیروهای ستون‌ها به روش فوق، فرض شده است که در قاب‌های خمثی تحت زلزله مورد نظر، مکانیزم مطلوب شکل می‌گیرد. بنابراین پیش‌بینی می‌شود که روش فوق جهت ارزیابی عملکرد ستون‌های قاب خمثی خوب طراحی شده تحت زلزله سطح طرح (DBE<sup>۱۱</sup>) و یا بیشینه زلزله محتمل (MCE<sup>۱۲</sup>) مناسب خواهد بود. در عین حال در

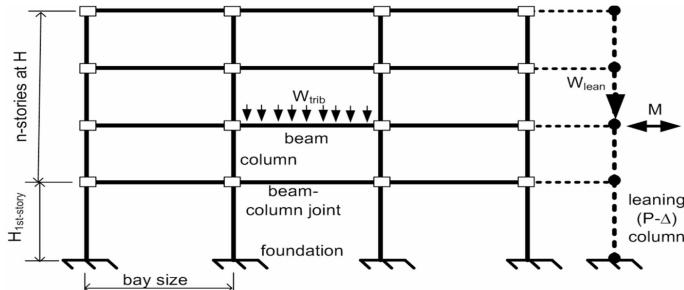
<sup>10</sup>- Story overturning moment

<sup>11</sup>- Design basis earthquake

<sup>12</sup>- Maximum credible earthquake

مقاومت دال صرف نظر شده، اما تأثیر آرماتورهایی از دال که در ناحیه‌ی عرض مؤثر تیر قرار می‌گیرند، بر مقاومت تیرها، اعمال شده است [۲۸].

است. سیستم کف طبقات ساختمان‌ها، دال تخت بتنی به ضخامت ۲۰ سانتی‌متر است که بار مرده و زنده‌ای به ترتیب معادل  $8/4$  و  $2/4$  کیلونیوتن بر مترمربع به آن اعمال شده است. البته، در فرآیند طراحی از سختی و



شکل ۴- تصویر شماتیک قاب خمی بتنی [۲۸]

پایین ساختمان ۲۰ طبقه که طراحی آرماتورهای ستون‌ها براساس الزامات حداقل آرماتور انجام شده است. همچنین، خاموت‌های تیر براساس ظرفیت برش طراحی به دست آمده‌اند. در حالی که، در طراحی خاموت‌های ستون، علاوه بر ظرفیت برش طراحی، الزامات محصورشدنگی نیز در نظر گرفته شده است (برای مشاهده جزئیات بیشتر طراحی سازه‌ها به مرجع [۲۸] مراجعه شود).

### ۲-۳- مدل‌سازی غیرخطی و صحت‌سنگی مدل

هسلتون و دیرلین برای ساختمان‌های مذکور، مدل غیرخطی هم در نرمافزار OpenSees ارائه نمودند [۲۹]. آن‌ها برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی المان‌های تیر و ستون از مدل‌های فنر متمنکر پلاستیک<sup>۱۵</sup> استفاده کردند که در آن هر المان تیر یا ستون به صورت یک المان خطی با دو فنر متمنکر با رفتار غیرخطی در دو انتهای آن المان مدل می‌شود. آن‌ها برای مدل‌سازی رفتار فنرهای مفاصل پلاستیک از مدل فنر کراوینکلر<sup>۱۶</sup> با رفتار هیسترتیک اوج‌گرا<sup>۱۷</sup> استفاده نمودند [۳۰]. همچنین،

مقاومت اسمی فولاد ( $f_y$ ) و مقاومت بتن ( $f'_c$ ) به ترتیب، ۴۱۳ و  $34/5$  مگاپاسکال است. ممان اینرسی ترک‌خورده تیرها و ستون‌ها نیز به ترتیب،  $0.5EI_g$  و  $0.7EI_g$  فرض شده است. همچنین، جابه‌جایی نسبی طبقات براساس معیار دریافت آیین‌نامه کنترل شده است. در ساختمان چهارطبقه، عمق اولیه تیرها و ابعاد اولیه ستون‌ها، براساس الزامات حداقل اندازه و سازگاری تیر-ستون تعیین شده‌اند. عمق تیرها براساس الزامات برشی ناحیه اتصال محدود شده است. در این ساختمان، مقاومت منفی تیرها براساس تقاضاهای نیرویی<sup>۱۴</sup> در ترکیب بارهای شامل زلزله طراحی شده، در حالی که مقاومت مثبت تیرها براساس حداقل نسبت مقاومت مثبت به منفی تعیین شده است. در ساختمان‌های هشت، ۱۲ و ۲۰ طبقه، عمق اولیه تیرها براساس محدودیت دریفت و ابعاد اولیه ستون‌ها براساس الزامات برشی ناحیه اتصال، تعیین شده‌اند. در این ساختمان‌ها نیز مقاومت تیرها براساس تقاضاهای نیرویی طراحی شده است. علاوه بر این، در همه ساختمان‌ها، مقاومت ستون‌ها براساس نسبت تیر ضعیف-ستون قوی تعیین شده، به جز در طبقات

<sup>15</sup>- Concentrated plastic hinge model

<sup>16</sup>- Krawinkler

<sup>17</sup>- Deterioration model with peak-oriented hysteretic response

<sup>14</sup>- Force demands

فnerهای الاستیک در زیر فnerهای ستون‌های طبقه اول قرار داده شده‌اند. به علاوه، در این مدل‌ها اثر P-Δ به عنوان تقریب مرتبه اول در نظر گرفته شده است [۲۸]. برای مدل‌سازی قاب ساده شده از مدل قاب جایگزین که توسط سلیمانی و همکاران ساخته شده است، استفاده شد [۲۰]. فرضیات این مدل مشابه فرضیات مدل‌سازی هسلتون و دیرلین می‌باشد و پارامترهای آن براساس روابط ارائه شده در شکل ۲ تعیین شده است [۲۸].

در ادامه، به منظور حصول اطمینان از صحت مدل‌سازی غیرخطی انجام شده در این مطالعه، دوره تنابو و نمودار برش برحسب تغییرمکان بام برای قاب جایگزین با نتایج قاب کلاسیک مقایسه شده است. البته، نتایج دقیق مدل قاب جایگزین در پیش‌بینی پارامترهای نیاز مهندسی در پژوهش سلیمانی و همکاران ارائه شده است [۲۰]. جدول ۱، مقادیر چهار دوره تنابو اول مربوط به دو مدل مورد نظر را برای ساختمان‌های مورد بررسی، نشان می‌دهد. در این جدول مشاهده می‌شود که مقادیر دوره تنابوی‌های قاب جایگزین بسیار نزدیک به مقادیر دوره تنابوی‌های قاب کلاسیک است.

جهت تعیین پارامترهای فنر کراوینکلر از روابط موجود در گزارش PEER 2007/03 استفاده نمودند که براساس نتایج به دست آمده از آزمایش روی المان‌های تیر و ستون کالیبره شده‌اند [۳۱]. مقادیر پارامترهای مفصل پلاستیک در گزارش PEER ارائه شده است [۲۸].

سختی مؤثر تیرها و ستون‌ها به ترتیب،  $0.35EI_g$  و  $0.35EI_g - 0.8EI_g$  در نظر گرفته شده است که در محاسبه سختی تیرها، آرماتورهای موجود در ناحیه عرض مؤثر دال نیز محاسبه شده‌اند. عرض مؤثر دال برابر یک سوم دهانه آزاد در نظر گرفته شده است. همچنین، در مدل‌سازی غیرخطی، رفتار مورد انتظار مصالح لحاظ شده است. بدین منظور، مقاومت تسلیم مورد انتظار فولاد برابر ۴۶۲ مگاپاسکال و بار مرده و زنده مورد انتظار هم به ترتیب،  $1/0.5$  برابر بار اسمی و  $0/6$  کیلونیوتون بر مترمربع در نظر گرفته شدند [۲۸].

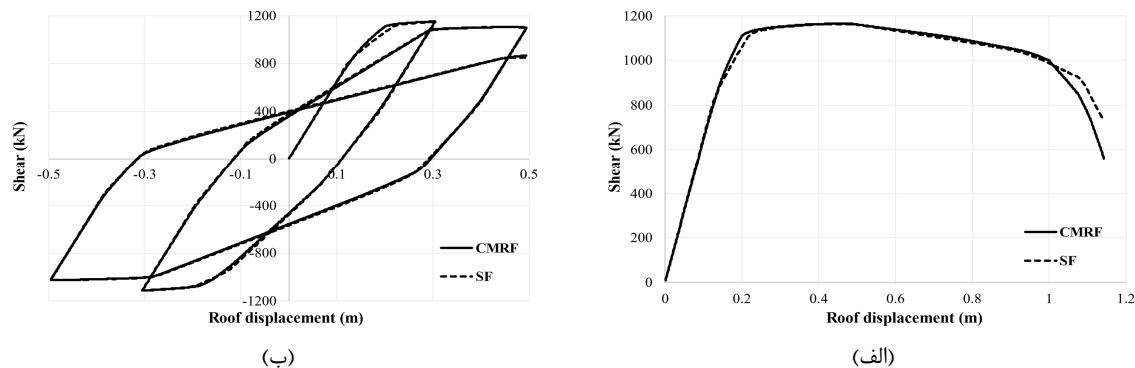
علاوه بر این، اتصالات تیر- ستون در نرم‌افزار OpenSees با در نظر گرفتن ابعاد، سختی، مقاومت و تغییرشکل برشی مربوطه با استفاده از المان Joint2D مدل‌سازی شده‌اند. جرم کف طبقات به گره‌های اتصالات اعمال شده است. همچنین، برای مدل‌سازی رفتار خاک،

جدول ۱- مقادیر چهار دوره تنابو اول برای قاب کلاسیک و قاب جایگزین برای ساختمان‌های مورد بررسی

طبقه ۲۰		طبقه ۱۲		طبقه ۸		طبقه ۴		مود نوسان
SF	CMRF	SF	CMRF	SF	CMRF	SF	CMRF	
۲/۳۰۵	۲/۳۲۹	۲/۰۸۴	۲/۰۹۵	۱/۷۹۰	۱/۸۰۲	۰/۹۲۹	۰/۹۲۹	۱
۰/۷۸۶	۰/۷۹۶	۰/۷۰۷	۰/۷۱۱	۰/۵۹۹	۰/۶۰۴	۰/۲۹۸	۰/۲۹۸	۲
۰/۴۵۱	۰/۴۵۸	۰/۴۱۵	۰/۴۱۷	۰/۳۴۷	۰/۳۴۹	۰/۱۷۱	۰/۱۷۰	۳
۰/۳۱۷	۰/۳۲۲	۰/۲۸۹	۰/۲۹۰	۰/۲۴۰	۰/۲۴۱	۰/۱۲۲	۰/۱۲۱	۴

چرخه‌ای (شکل ۵- ب)، نشان داده شده است. در شکل ۵، مشاهده می‌شود که نمودار پاسخ‌های دو مدل تا حد زیادی بر یکدیگر منطبق هستند. نتایج بررسی‌های فوق، صحت مدل‌سازی غیرخطی قاب جایگزین را در این پژوهش نشان می‌دهد.

همچنین، نمودار برش برحسب تغییرمکان بام به دست آمده از نتایج مدل قاب جایگزین با نتایج مدل قاب کلاسیک مقایسه شد. به عنوان یک نمونه، در شکل ۵ نمودار برش برحسب تغییرمکان بام برای ساختمان ۱۲ طبقه تحت تحلیل پوش اور (شکل ۵- الف) و تحلیل



شکل ۵- نمودار برش بر حسب تغییر مکان بام برای ساختمان ۱۲ طبقه، (الف) تحت تحلیل پوش اور و (ب) تحت تحلیل چرخه ای

۲۲ رکورد دور از گسل از زلزله های ارائه شده در FEMA P-695 استفاده شد [۳۲]. از میان جفت رکوردهای ارائه شده در FEMA P-695، رکوردهای با PGA بزرگتر انتخاب شدند و نسبت به طیف طرح سازه ها مقیاس گردیدند. مشخصات رکوردهای مورد استفاده در جدول ۲ ارائه شده است.

#### ۴- ارزیابی مؤلفه های نیرویی

##### ۴-۱- رکوردهای انتخابی و روش ارزیابی

در این مطالعه، به منظور بررسی پاسخ مؤلفه های نیرویی اعضای قاب، مدل های غیرخطی تحت تحلیل تاریخ چشمی غیرخطی قرار گرفتند. برای انجام تحلیل از

جدول ۲- مشخصات رکوردهای مورد استفاده در این مطالعه [۳۲]

EQ ID	Earthquake			Recording Station		Recorded Motions	
	M	Year	Name	Name	Owner	PGA <sub>max</sub> (g)	PGV <sub>max</sub> (cm/s.)
12011	6.7	1994	Northridge	Beverly Hills - Mulhol	USC	0.52	63
12012	6.7	1994	Northridge	Canyon Country-WLC	USC	0.48	45
12041	7.1	1999	Duzce, Turkey	Bolu	ERD	0.82	62
12052	7.1	1999	Hector Mine	Hector	SCSN	0.34	42
12061	6.5	1979	Imperial Valley	Delta	UNAMUCSD	0.35	33
12062	6.5	1979	Imperial Valley	El Centro Array #11	USGS	0.38	42
12071	6.9	1995	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	CUE	0.51	37
12072	6.9	1995	Kobe, Japan	Shin-Osaka	CUE	0.24	38
12081	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Duzce	ERD	0.36	59
12082	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Arcelik	KOERI	0.22	40
12091	7.3	1992	Landers	Yermo Fire Station	CDMG	0.24	52
12092	7.3	1992	Landers	Coolwater	SCE	0.42	42
12101	6.9	1989	Loma Prieta	Capitola	CDMG	0.53	35
12102	6.9	1989	Loma Prieta	Gilroy Array #3	CDMG	0.56	45
12111	7.4	1990	Manjil, Iran	Abbar	BHRC	0.51	54
12121	6.5	1987	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	CDMG	0.36	46
12122	6.5	1987	Superstition Hills	Poe Road (temp)	USGS	0.45	36
12132	7.0	1992	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	CDMG	0.55	44
12141	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	CHY101	CWB	0.44	115
12142	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU045	CWB	0.51	39
12151	6.6	1971	San Fernando	LA - Hollywood Stor	CDMG	0.21	19
12171	6.5	1976	Friuli, Italy	Tolmezzo	--	0.35	31

گردید. سپس، این لنگر بیشینه به نسبت‌های توضیح داده شده در بخش ۲، بین ستون‌های داخلی و خارجی تقسیم گردید. در نمودارهای این بخش، تخمین حاصل از این روش با بیشینه لنگرهای ستون‌های قاب اصلی مقایسه شده است. شایان ذکر است که در ارائه نتایج لنگر خمثی و نیروی برشی، از بین دو ستون خارجی، نتایج ستونی که نیروهای بزرگتری را تجربه نموده، ارائه شده است.

علاوه بر این، به دلیل اینکه تحلیل پرتال یک روش ساده و شناخته شده جهت تحلیل قاب تحت بار جانبی است، در این بخش، نتایج تخمین نیروها به این روش نیز ارائه شده است. به این معنی که بیشینه لنگر و برش ستون‌های طبقه در قاب جایگزین حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی به نسبت تعیین شده در روش پرتال بین ستون‌های قاب اصلی تقسیم می‌شود. در روش تحلیل پرتال، نیروی برشی و لنگر خمثی ستون‌های داخلی و خارجی براساس نسبت چشمی بارگیر توزیع می‌شود. بنابراین، نیروهای ستون داخلی ۲ برابر ستون‌های خارجی در نظر گرفته می‌شود. در نتیجه، برای قاب سه دهانه مورد بررسی، سهم لنگر خمثی و نیروی برشی ستون‌های داخلی و خارجی از مجموع لنگر و برش ستون‌های طبقه، به ترتیب  $\frac{1}{3}$  و  $\frac{1}{6}$  است. واضح است که تفاوت نتایج روش ارائه شده و روش پرتال در تخمین نیروهای ستون خارجی خواهد بود. بنابراین به منظور مقایسه نتایج، نمودارهای این بخش شامل نتایج هر دو روش می‌باشند.

نتایج به دست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی مدل‌ها در شکل ۶ تا ۸ نشان داده شده است. در این شکل‌ها، میانگین هندسی بیشینه مقدار مؤلفه نیرویی مورد نظر تحت ۲۲ رکورد زلزله برای ستون‌های داخلی و خارجی در ارتفاع سازه، نشان داده شده است. به منظور مقایسه بهتر در هر شکل نتایج به دست آمده از تحلیل قاب کلاسیک و قاب جایگزین در یک نمودار و به ترتیب با CMRF و SF نمایش داده شده‌اند. همچنین، نتایج ستون‌های داخلی با Int. و نتایج ستون‌های خارجی با Ext. نشان داده شده‌اند. در هر شکل، نمودار (الف) نتایج

در ادامه، به منظور ارزیابی دقت پاسخ‌های دو مدل، پارامترهای میانگین هندسی بیشینه پاسخ‌ها ناشی از ۲۲ رکورد زلزله، شاخص‌های آماری بایاس<sup>۱۸</sup>، پراکندگی<sup>۱۹</sup>، و ضریب تعیین<sup>۲۰</sup> ( $R^2$ ) و همچنین نمودار تاریخچه زمانی پاسخ‌ها برای یک رکورد، با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

#### ۴-۲-۴- ارزیابی میانگین پاسخ‌ها

در این بخش، نتایج به دست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی مدل‌های قاب کلاسیک و قاب جایگزین برای ساختمان‌های مورد بررسی ارائه شده است. در کلیه بخش‌های این مقاله، نیروهای لرزه‌ای خالص ارائه شده است. به عبارت دیگر، نیروهای داخلی ستون فقط ناشی از اثر زلزله می‌باشد. بدین منظور، پس از استخراج پاسخ نیرویی هر ستون، ابتدا نیروی ستون ناشی از ثقل، از کل تاریخچه زمانی نیروی مورد نظر کم می‌شود تا نیروی خالص ناشی از زلزله تعیین شود. تأثیر این موضوع بر مقدار لنگر خمثی و نیروی برشی ستون‌ها قبل توجه نبوده ولی بر مقدار نیروی محوری ارائه شده تأثیرگذار است. بنابراین، توصیه می‌شود که در ارزیابی نیروی محوری ستون‌ها به کمک قاب جایگزین، به همین طریق عمل شده و ابتدا پاسخ تاریخچه زمانی ناشی از زلزله تخمین زده شود و سپس با نیروی محوری ناشی از ثقل جمع گردد. این موضوع بیشتر برای ستون‌های خارجی حائز اهمیت بوده، در حالی که برای ستون‌های داخلی نیروی محوری ناشی از زلزله نسبتاً کوچک است و ستون بیشتر تحت تأثیر نیروهای ثقل می‌باشد.

برای تخمین زدن نیروهای ستون‌های داخلی و خارجی در قاب اصلی به این صورت عمل شد که ابتدا تاریخچه زمانی نیروی طبقه در قاب جایگزین تعیین گردید. به طور مثال، پاسخ تاریخچه زمانی لنگر دو ستون در طبقه سوم جمع شد و بیشینه پاسخ لنگر طبقه تعیین

<sup>18</sup>- Bias

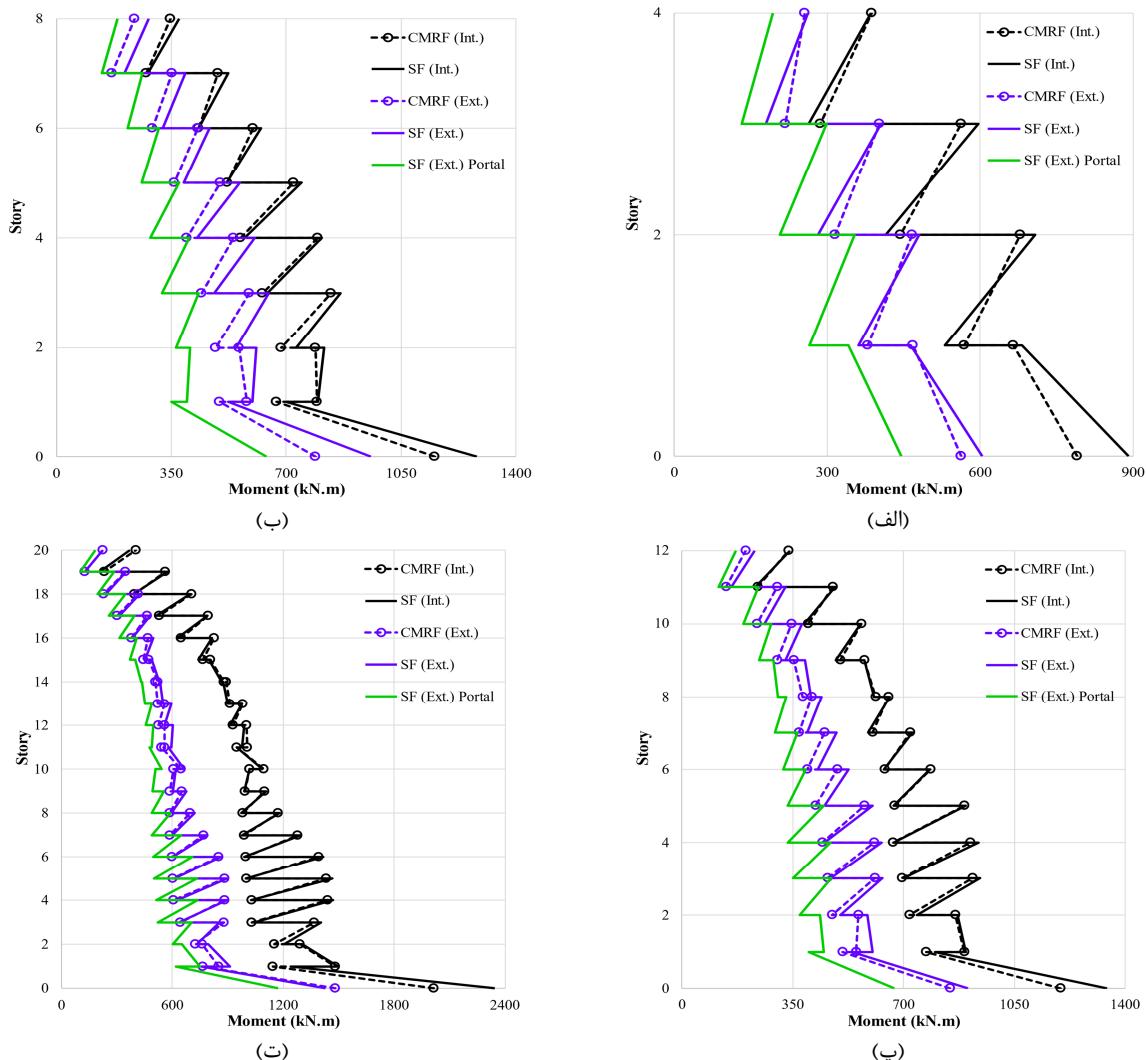
<sup>19</sup>- Dispersion

<sup>20</sup>- Coefficient of determination

ارائه می‌دهد؛ اما تقریب یکششم برای ستون‌های خارجی طبق روش پرتال، تخمین دست پایینی از نتایج ارائه می‌دهد و بنابراین این تقریب مناسب نیست. در مقابل، تقریب به‌دست آمده طبق ضریب  $\alpha$  نتایج لنگر خمشی ستون‌های خارجی را با دقت خوب و تا حدی دست بالا و محافظه‌کارانه پیش‌بینی می‌کند.

ساختمان چهارطبقه، نمودار (ب) نتایج ساختمان هشت‌طبقه، نمودار (ج) نتایج ساختمان ۱۲طبقه و نمودار (د) نتایج ساختمان ۲۰طبقه را نشان می‌دهد.

شکل ۶، میانگین هندسی نتایج بیشینه لنگر خمشی ستون‌ها را ناشی از زلزله نشان می‌دهد. همانطور که در شکل مشاهده می‌شود، تقریب یک‌سوم مجموع لنگر طبقه برای ستون‌های میانی نتایج خوب و دقیقی را



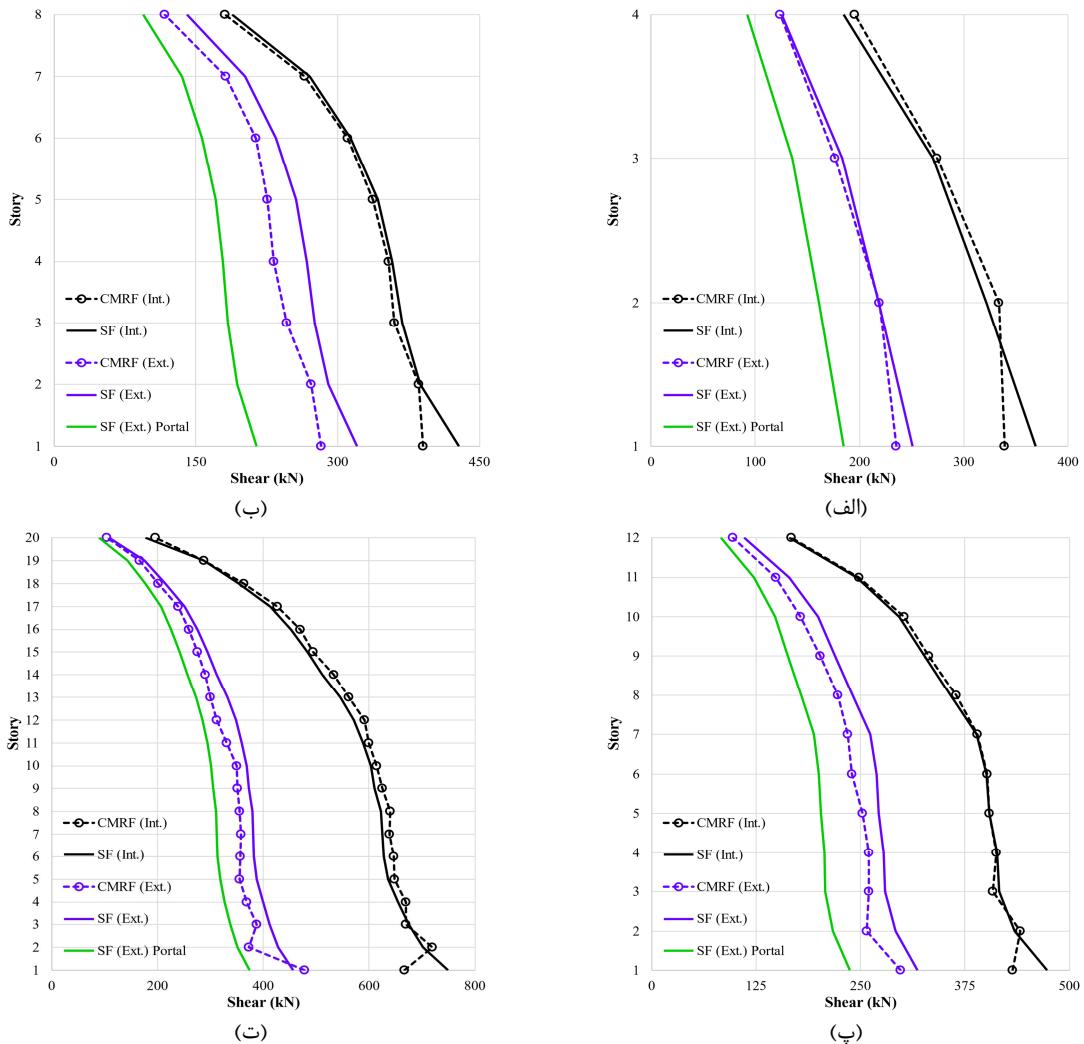
شکل ۶- مقایسه میانگین بیشینه لنگر خمشی ستون‌های ناشی از زلزله در قاب کلاسیک و قاب جایگزین ساختمان (الف)  
چهارطبقه، (ب) هشت‌طبقه، (پ) ۱۲طبقه و (ت) ۲۰طبقه

را با دقت بالا و تقریباً منطبق بر نتایج قاب کلاسیک، پیش‌بینی می‌کند. مشابه نتایج لنگر خمشی، تقریب یکششم برای برش ستون‌های خارجی تخمین دست پایینی از نتایج ارائه می‌دهد، اما تقریب ضریب  $\alpha$  نتایج

به طور مشابه، شکل ۷ نتایج تحلیل تاریخچه‌زمانی را برای نیروی برشی ستون‌ها ناشی از زلزله نشان می‌دهد. همانطور که در شکل مشاهده می‌شود، مدل قاب جایگزین با تقریب یک‌سوم برش طبقه، نتایج برش ستون‌های میانی

انجام شده در بخش دوم، مکانیزم مطلوب در سازه رخنداده است و بعضی از تیرها مفصل نمی‌شوند.

برش ستون‌های خارجی را با دقت قابل قبول و تا حدی دست بالا پیش‌بینی می‌نماید. دست بالا بودن نتایج لنگر و برش ستون‌های خارجی نشان می‌دهد که برخلاف فرض



شکل ۷- مقایسه میانگین پیش‌بینی نیروی برشی ستون‌های طبقه ناشی از زلزله در قاب کلاسیک و قاب جایگزین ساختمان (الف) چهار طبقه، (ب) هشت طبقه، (پ) ۱۲ طبقه و (ت) ۲۰ طبقه

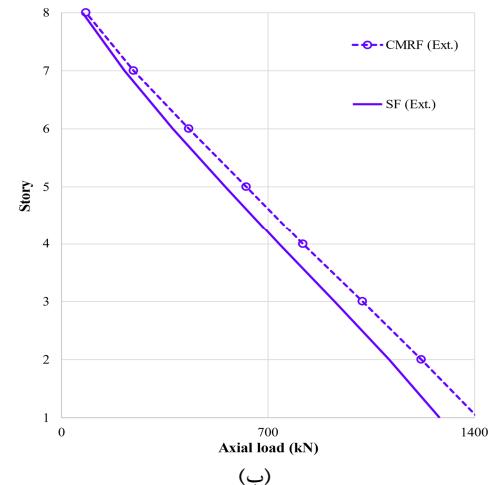
دقت قابل قبولی پیش‌بینی می‌کند. در ادامه، به منظور ارزیابی کمی دقต مدل قاب جایگزین در پیش‌بینی مؤلفه‌های نیرویی ستون‌ها به بررسی شاخص‌های آماری بایاس، پراکندگی و ضریب تعیین پرداخته شده است.

#### ۴-۳- بایاس، پراکندگی و ضریب تعیین

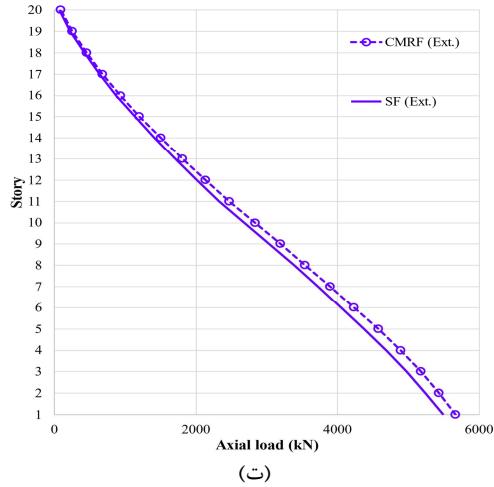
در این بخش، جهت ارزیابی کمی دقت مدل قاب جایگزین در پیش‌بینی مؤلفه‌های نیرویی ستون‌ها، شاخص‌های آماری بایاس، پراکندگی و ضریب تعیین مورد

شکل ۸ نیز نتایج تحلیل تاریخچه‌زمانی را برای نیروی محوری ستون‌ها تحت زلزله نشان می‌دهد. از آنجا که ستون‌های میانی قاب سهمی از نیروی محوری لرزه‌ای ندارند، در شکل ۸ فقط نتایج نیروی محوری ستون‌های خارجی نشان داده شده است. همانطور که پیش از این گفته شد، نتایج فقط برای بار جانبی لرزه‌ای ارائه شده و اثر ثقل صرف‌نظر گردید. با توجه به نتایج ارائه شده در شکل ۸ می‌توان نتیجه گرفت که قاب جایگزین با تقریب  $\frac{1}{n}$  نتایج نیروی محوری ستون‌های خارجی را نیز با

پاسخ‌های پیش‌بینی شده توسط مدل قاب جایگزین ( $\hat{\theta}$ ) با استفاده از شاخص‌های مذکور ارزیابی می‌شوند.

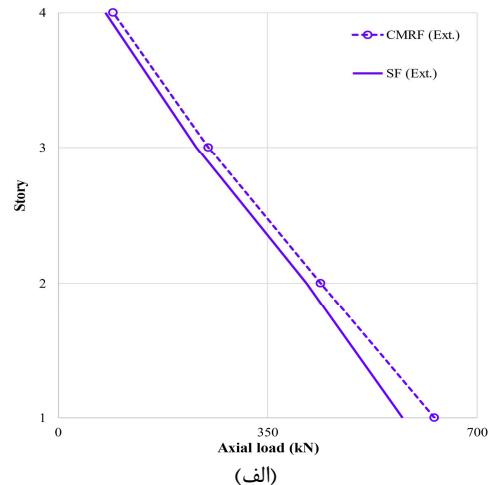


(ب)

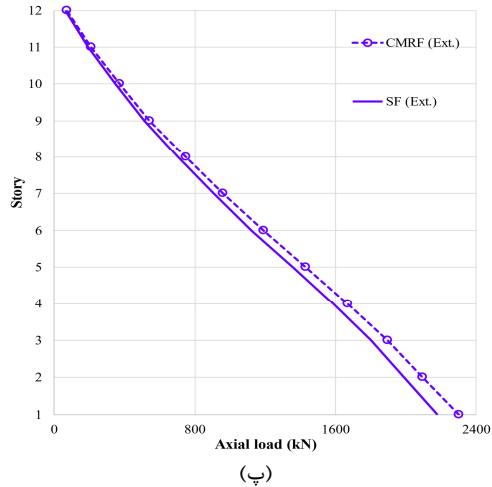


(ت)

بررسی قرار گرفته‌اند. بدین منظور، پاسخ‌های مدل قاب کلاسیک ( $\theta$ ) به عنوان معیار در نظر گرفته شده و



(الف)



(پ)

شکل ۸- مقایسه میانگین بیشینه نیروی محوری ستون‌های طبقه ناشی از زلزله در قاب کلاسیک و قاب جایگزین ساختمان (الف) چهارطبقه، (ب) ساختمان هشتطبقه، (پ) ساختمان ۱۲طبقه و (ت) ساختمان ۲۰طبقه

باشد، دقت پاسخ‌های مدل بیشتر خواهد بود. مقدار این شاخص از رابطه (۲) تعیین می‌شود که در آن  $n$  تعداد نمونه‌ها است:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum \left( \ln\left(\frac{\hat{\theta}}{\theta}\right)_i - \ln \mu \right)^2}{n-1}} \quad (2)$$

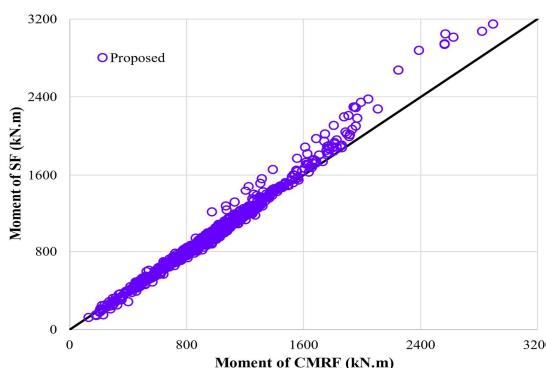
همچنین، شاخص ضریب تعیین توان پیش‌بینی متغیر وابسته ( $\theta$ ) را براساس متغیرهای مستقل ( $\hat{\theta}$ ) نشان می‌دهد. با استفاده از این ضریب می‌توان توانمندی قاب جایگزین را در پیش‌بینی مؤلفه‌های نیرویی قاب کلاسیک ارزیابی نمود. بدین منظور، حداقل پاسخ‌های به دست

شاخص بایاس ( $\mu$ ) بیانگر میانه پاسخ‌ها است و مقدار آن نسبت به عدد یک سنجیده می‌شود. کوچک‌تر بودن مقدار بایاس نسبت به یک، بیانگر دست‌پایین بودن پاسخ‌ها، و بزرگ‌تر بودن مقدار بایاس نسبت به یک، بیانگر دست‌بالا بودن پاسخ‌های مدل قاب جایگزین نسبت به قاب کلاسیک است. مقدار این شاخص از رابطه (۱) تعیین می‌شود:

$$\mu = e^{\frac{1}{n} \sum \ln\left(\frac{\hat{\theta}}{\theta}\right)_i} \quad (1)$$

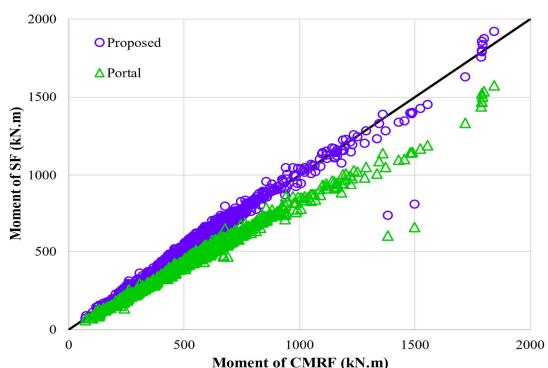
شاخص پراکندگی ( $\sigma$ ) پراکندگی پاسخ‌ها را نسبت به میانه نشان می‌دهد. هر چقدر مقدار پراکندگی کمتر

هر نشان‌گر مربوط به طبقات و رکوردهای متناظر می‌باشد. همچنین، برای ستون‌های خارجی، نشان‌گرهای دایره‌ای با رنگ بنفش نتایج قاب جایگزین براساس تخمین ضریب  $\alpha$  و نشان‌گرهای مثلثی با رنگ سبز نتایج قاب جایگزین براساس تخمین پرتال را نشان می‌دهند.



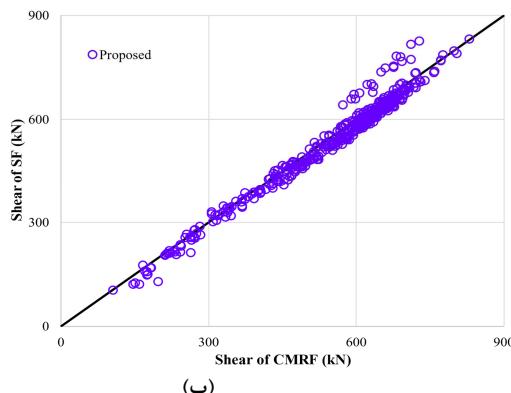
(ب)

آمده از مدل قاب جایگزین در مقابل پاسخ‌های متناظر به دست آمده از قاب کلاسیک سنجیده می‌شوند. به عنوان نمونه در شکل ۹ تا ۱۱ مقادیر حداقل پاسخ‌های به دست آمده از مدل قاب جایگزین در مقابل پاسخ‌های متناظر به دست آمده از قاب کلاسیک برای ساختمان ۲۰ طبقه نشان داده شده است. در این شکل‌ها،

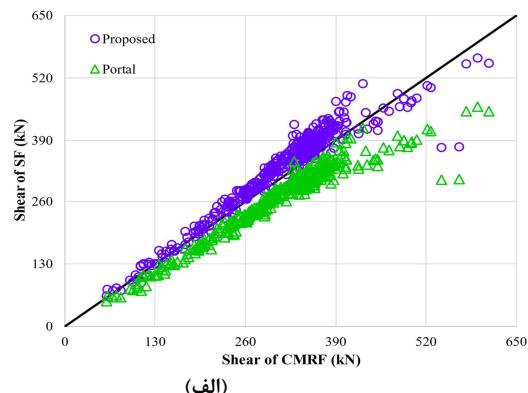


(الف)

شکل ۹- مقایسه لنگر خمشی ستون‌ها در قاب کلاسیک و جایگزین برای طبقات و رکوردهای متناظر در ساختمان ۲۰ طبقه (الف) ستون خارجی و (ب) ستون داخلی



(ب)



(الف)

شکل ۱۰- مقایسه برش ستون‌ها در قاب کلاسیک و جایگزین برای طبقات و رکوردهای متناظر در ساختمان ۲۰ طبقه (الف) ستون خارجی و (ب) ستون داخلی

$(\hat{\theta} = \theta)$ ، ضریب تعیین برای پاسخ‌های قاب جایگزین طبق روش پیشنهادی برای ساختمان‌های مورد بررسی تعیین شده و در جدول ۳ ارائه شده است. همانطور که در جدول ۳ مشاهده می‌شود، ضرایب تعیین لنگر و برش ستون‌های داخلی، و همچنین نیروی محوری، و لنگر ستون‌های خارجی، در تمامی ساختمان‌های مورد بررسی عمدها بیش از ۹۰٪ هستند.

همان‌طور که در این شکل‌ها مشاهده می‌شود، هر دو گروه نشان‌گرهای از توزیع خطی و تقریباً یکنواختی برخوردارند؛ اما اکثر نشان‌گرهای روش پیشنهادی نزدیک خط نیمساز قرار گرفته‌اند، در حالی که اکثر نشان‌گرهای روش پرتال زیر خط نیمساز قرار دارند. این موضوع بیان‌گر آن است که نتایج روش پرتال تخمین دست پایینی از پاسخ‌ها ارائه می‌دهد. بنابراین، با در نظر گرفتن رابطه خطی بین پاسخ‌های قاب جایگزین و قاب کلاسیک

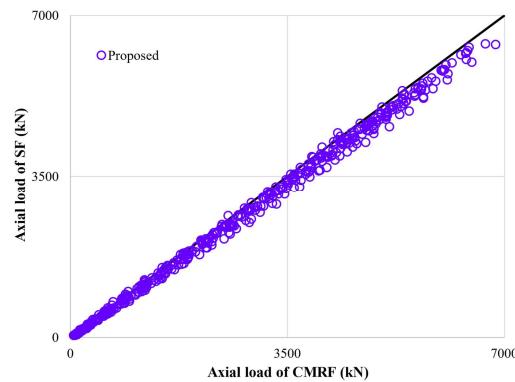
می‌کند؛ اما ضریب تعیین برش ستون‌های خارجی، به جز در ساختمان هشت‌طبقه، در محدوده ۰/۷۰ تا ۰/۸۵ است. بنابراین هرچند که دقت مدل قاب جایگزین در پیش‌بینی برش ستون‌های خارجی در مقابل سایر مؤلفه‌های نیرویی کمتر است، اما همچنان از دقت خوبی برخوردار است. در ادامه، به منظور بررسی بیشتر دقت مدل قاب جایگزین در پیش‌بینی مؤلفه‌های نیرویی ستون‌ها، نمودار شاخص‌های بایاس و پراکندگی برای ساختمان‌های مورد بررسی در شکل ۱۲ تا ۱۴ ارائه شده است. در این شکل‌ها، بایاس با Bias و پراکندگی با Disp. نمایش داده شده است. همچنین، نتایج ستون‌های داخلی با Int. و نتایج ستون‌های خارجی با Ext. نشان داده شده‌اند.

جدول ۳- ضریب تعیین ( $R^2$ ) مؤلفه‌های نیرویی ستون‌ها در مدل قاب جایگزین برای روش پیشنهادی

ستون‌های داخلی برش	ستون‌های خارجی			مدل‌های ساختمانی	
	لنگر خمشی	نیروی محوری	برش	لنگر خمشی	
۰/۸۹۲	۰/۹۱۸	۰/۹۱۴	۰/۸۲۷	۰/۸۷۷	طبقه ۴
۰/۹۵۸	۰/۹۵۲	۰/۹۵۶	۰/۵۷۹	۰/۸۴۵	طبقه ۸
۰/۹۷۴	۰/۹۷۵	۰/۹۸۹	۰/۷۳۷	۰/۹۲۸	طبقه ۱۲
۰/۹۶۷	۰/۹۷۳	۰/۹۹۰	۰/۸۷۴	۰/۹۶۹	طبقه ۲۰

شکل ۱۳، نمودارهای بایاس و پراکندگی را برای برش ستون‌ها تحت زلزله نشان می‌دهد. این نمودارها نتایجی تقریباً مشابه نمودارهای بایاس و پراکندگی لنگر را نشان می‌دهند. در نمودارهای این شکل دیده می‌شود که مشابه نتایج لنگر، بایاس برش ستون‌های داخلی عمدتاً در محدوده یک و بایاس برش ستون‌های خارجی در اغلب موارد بین ۱ تا ۱/۱ می‌باشد. همچنین پراکندگی برش ستون‌های داخلی کمتر از ۰/۱، و پراکندگی برش ستون‌های خارجی در عمدت موارد کمتر از ۰/۱۵ است. بنابراین، قاب جایگزین برش ستون‌های داخلی و خارجی را نیز با دقت خیلی خوبی پیش‌بینی می‌کند.

شکل ۱۴، نمودارهای بایاس و پراکندگی را برای نیروی محوری ستون‌ها تحت ۲۲ رکورد زلزله مورد بررسی نشان می‌دهد.



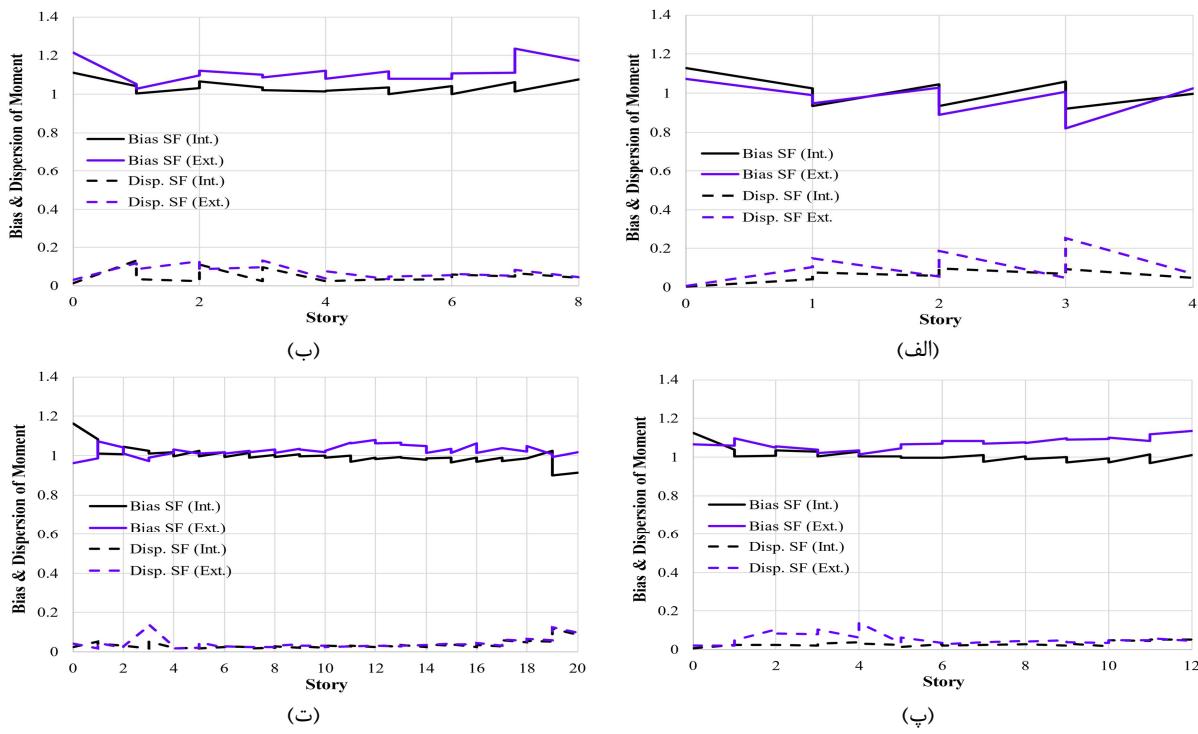
شکل ۱۱- مقایسه نیروی محوری ستون‌های خارجی در قاب کلاسیک و جایگزین برای طبقات و رکوردهای متناظر در ساختمان ۲۰ طبقه

بنابراین، مدل قاب جایگزین براساس تخمین ضریب  $\alpha$  مؤلفه‌های مذکور را با دقت خیلی خوبی پیش‌بینی

جدول ۴- ضریب تعیین ( $R^2$ ) مؤلفه‌های نیرویی ستون‌ها در مدل قاب جایگزین برای روش پیشنهادی

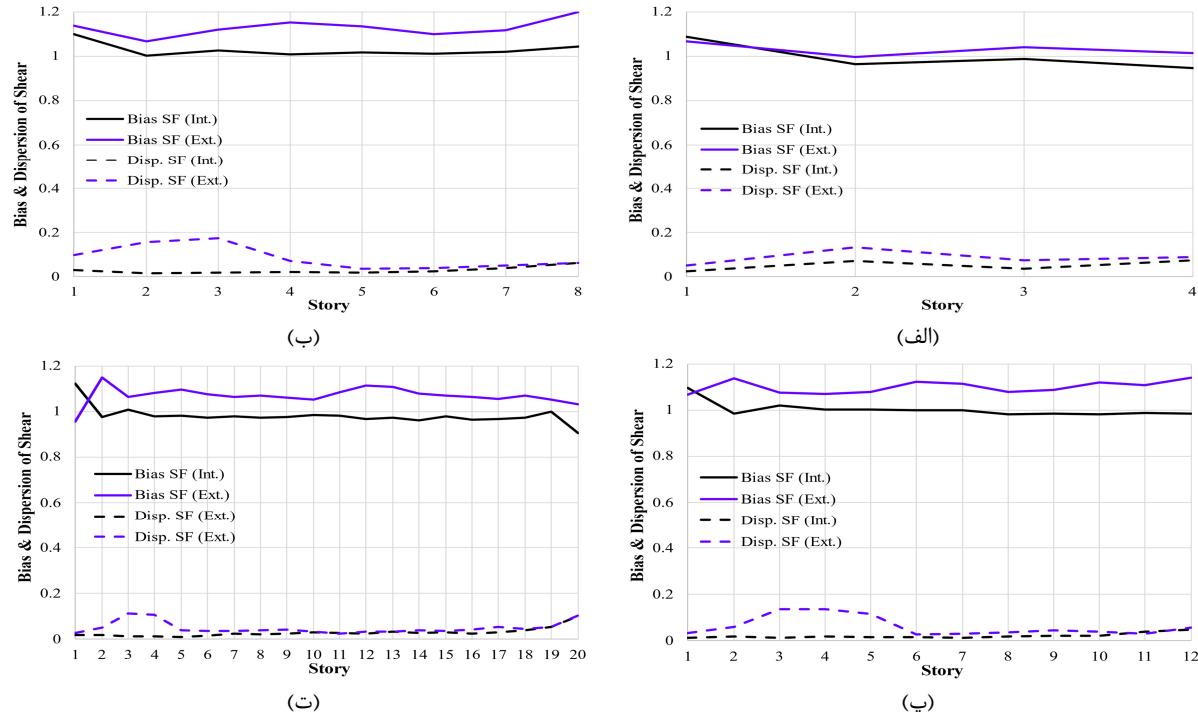
ستون‌های خارجی برش	ستون‌های داخلی			مدل‌های ساختمانی	
	لنگر خمشی	نیروی محوری	برش	لنگر خمشی	
۰/۸۹۲	۰/۹۱۸	۰/۹۱۴	۰/۸۲۷	۰/۸۷۷	طبقه ۴
۰/۹۵۸	۰/۹۵۲	۰/۹۵۶	۰/۵۷۹	۰/۸۴۵	طبقه ۸
۰/۹۷۴	۰/۹۷۵	۰/۹۸۹	۰/۷۳۷	۰/۹۲۸	طبقه ۱۲
۰/۹۶۷	۰/۹۷۳	۰/۹۹۰	۰/۸۷۴	۰/۹۶۹	طبقه ۲۰

شکل ۱۲، نمودارهای بایاس و پراکندگی را برای لنگر خمشی ستون‌ها تحت زلزله نشان می‌دهد. در این شکل مشاهده می‌شود که بایاس لنگر ستون‌های داخلی عمدتاً در محدوده یک و بایاس لنگر ستون‌های خارجی در عمدت موارد بین ۰/۹ تا ۱/۱ می‌باشد و اغلب هم بیشتر از یک است. بنابراین، قاب جایگزین براساس روش پیشنهادی، مقادیر لنگر را تا حدی دست بالا و محافظه کارانه تخمین می‌زنند. علاوه بر این، پراکندگی لنگر ستون‌های داخلی عمدتاً کمتر از ۰/۱ و پراکندگی لنگر ستون‌های خارجی در اکثر موارد کمتر از ۰/۱۵ است. بنابراین، قاب جایگزین لنگر خمشی ستون‌های داخلی و خارجی را در رکوردهای مختلف هم با دقت خیلی خوبی پیش‌بینی می‌کند.



شکل ۱۲- بایاس و پراکندگی لنگر خمی ستون‌ها در قاب جایگزین نسبت به قاب کلاسیک برای روش پیشنهادی ساختمان (الف)

چهارطبقه، (ب) هشتطبقه، (پ) ۱۲طبقه و (ت) ۲۰طبقه

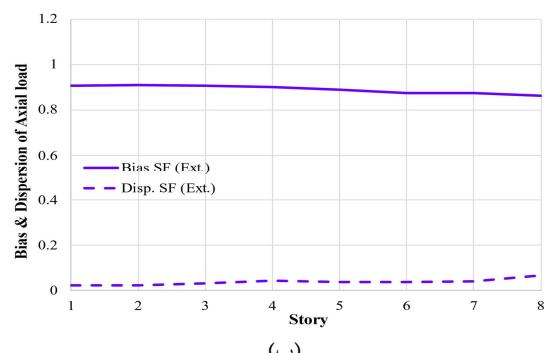


شکل ۱۳- بایاس و پراکندگی برش ستون‌ها در قاب جایگزین نسبت به قاب کلاسیک برای روش پیشنهادی ساختمان (الف) چهارطبقه، (ب) هشتطبقه، (پ) ۱۲طبقه و (ت) ۲۰طبقه

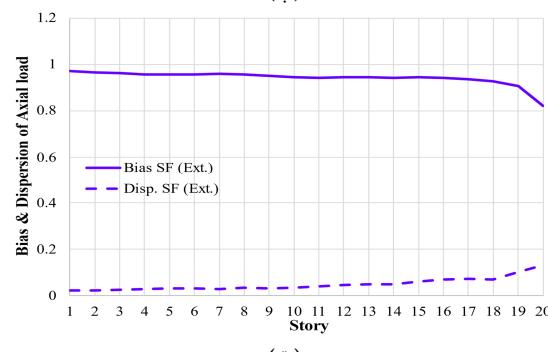
پیشنهادی، مقدار نیروی محوری ستون‌های خارجی را کمی دست پایین تخمین می‌زنند. همچنین پراکندگی پاسخ‌ها در اغلب موارد کمتر از ۰/۱ است. بنابراین

در این نمودارها مشاهده می‌شود که بایاس نیروی محوری ستون‌های خارجی در اکثر موارد بین ۰/۹ تا ۰/۹۵ است. بنابراین قاب جایگزین براساس روش

عملکرد ستون‌های داخلی فقط براساس نیروی محوری ناشی از ثقل به همراه بیشینه لنگر خمشی امکان‌پذیر است؛ اما بررسی عملکرد ستون خارجی نیاز به بررسی هم زمان پاسخ تاریخچه زمانی نیروی محوری و لنگر خمشی دارد. بنابراین در بخش بعد دقت مدل قاب جایگزین در پیش‌بینی پاسخ‌های تاریخچه‌زمانی نیروهای ستون بررسی می‌شود.



(ب)



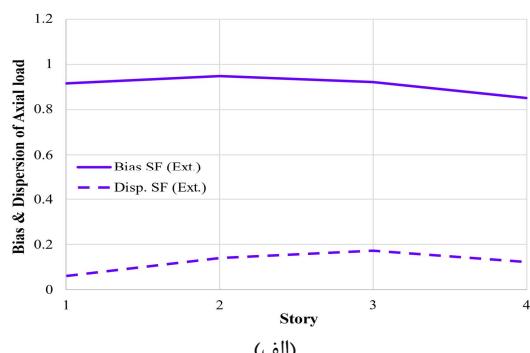
(ت)

شکل ۱۴- بایاس و پراکندگی نیروی محوری ستون‌ها در قاب جایگزین نسبت به قاب کلاسیک برای روش پیشنهادی ساختمان (الف) چهار طبقه، (ب) هشت طبقه، (پ) ۱۲ طبقه و (ت) ۲۰ طبقه.

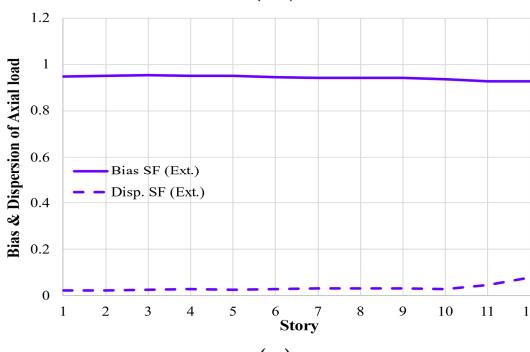
ابتدا، به منظور مقایسه بهتر، در شکل ۱۵ پاسخ تاریخچه‌زمانی جمع لنگر طبقه (شکل ۱۵-الف) و همچنین برش طبقه (شکل ۱۵-ب) برای مدل قاب کلاسیک و قاب جایگزین تحت رکورد Manjil, Iran برای طبقه هفتم ساختمان ۱۲ طبقه ارائه شده است. در این شکل نتایج قاب کلاسیک با CMRF و نتایج قاب جایگزین با SF نشان داده شده است. همانطور که در این شکل مشاهده می‌شود، برای رکورد و ساختمان مورد بررسی، نتایج قاب جایگزین تقریباً منطبق بر نتایج قاب کلاسیک است. بنابراین، قاب جایگزین پاسخ‌های

همانطور که از نمودار میانگین پاسخ‌ها و نیز مقدار ضریب تعیین دیده شد، مدل قاب جایگزین در پیش‌بینی نیروی محوری ستون‌های خارجی قاب خمشی از دقت خیلی خوبی برخوردار است.

شایان ذکر است که شرایط بحرانی در رفتار محوری-خمشی ستون‌ها، براساس اندرکنش لنگر خمشی و نیروی محوری تعیین می‌شود. در این میان بررسی



(الف)

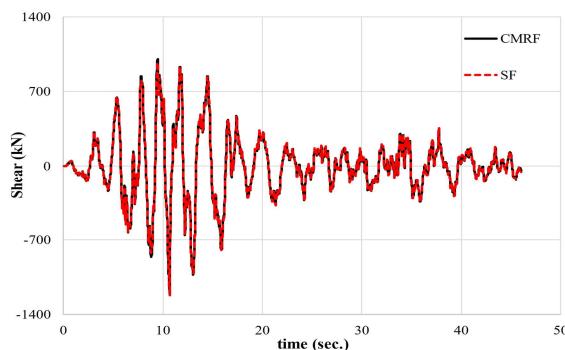


(ب)

شکل ۱۴- تاریخچه زمانی نیروها

در این بخش، دقت قاب جایگزین در پیش‌بینی تاریخچه‌زمانی پاسخ‌های نیرویی ستون ارزیابی می‌شود. بدین منظور، پاسخ‌های تاریخچه‌زمانی نیروهای ستون‌ها تحت رکورد زلزله Manjil, Iran برای طبقه هفتم ساختمان ۱۲ طبقه در شکل ۱۵ تا ۱۸ نشان داده شده است. در هر شکل به منظور مقایسه بهتر، نتایج به دست آمده از تحلیل قاب کلاسیک و قاب جایگزین در یک نمودار نمایش داده شده‌اند.

خیلی خوبی پیش‌بینی می‌کند.

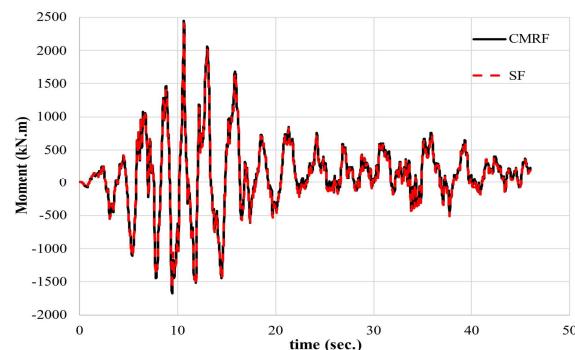


(ب)

شکل ۱۵- مقایسه پاسخ تاریخچه زمانی مجموع ستون‌های طبقه هفتم ساختمان ۱۲ طبقه در مدل قاب کلاسیک و قاب جایگزین تحت رکورد Manjil, Iran (الف) مجموع لنگر بالای ستون‌ها و (ب) مجموع برش ستون‌ها

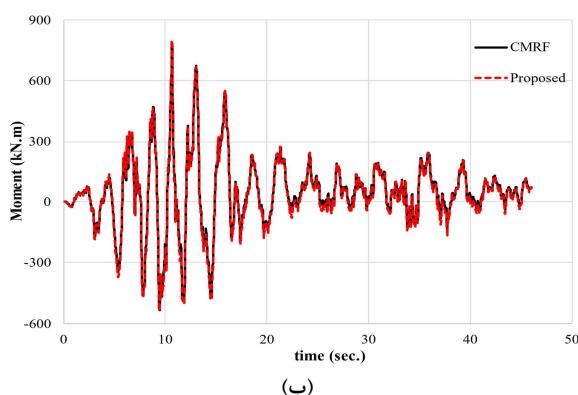
جایگزین برای ستون‌های داخلی، و همچنین نیروی محوری ستون‌های خارجی تا حد زیادی منطبق بر نتایج قاب کلاسیک است. در حالی که پاسخ‌های قاب جایگزین برای ستون‌های داخلی براساس تخمین ضریب  $\alpha$  نسبت به قاب کلاسیک دست بالاتر و براساس تخمین پرتال دست پایین‌تر هستند. علت خطای به وجود آمده در تخمین نیروهای ستون‌های خارجی را می‌توان در فرضیات تحلیل جستجو کرد. از آنجایی که توزیع لنگرهای خمشی و نیروهای برشی با فرض بیشینه بودن پاسخ‌ها در زمان تشکیل مکانیزم کامل قاب انجام شده است، در بعضی از موارد که تیر کنار ستون خارجی به لنگر پلاستیک منفی نرسیده است، مقدار نیروهای ستون کمتر از مقدار پیش‌بینی شده خواهد بود.

تاریخچه زمانی جمع لنگر طبقه و برش طبقه را با دقت



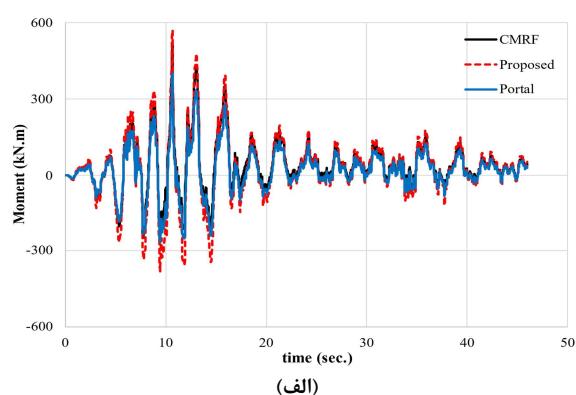
(الف)

در ادامه، به منظور مقایسه نتایج ستون‌های داخلی و خارجی در شکل ۱۶ تا ۱۸ پاسخ تاریخچه زمانی لنگر، برش و نیروی محوری ستون‌های داخلی و خارجی طبقه هفتم ساختمان ۱۲ طبقه تحت رکورد مورد بررسی، ارائه شده است. از بین دو ستون خارجی، نتایج مربوط به ستونی که لنگر و برش بزرگتری را تجربه کرده است، در شکل‌های ۱۶ و ۱۷ ارائه شده است. در این شکل‌ها نتایج قاب کلاسیک با CMRF و نتایج قاب جایگزین براساس تخمین ضریب  $\alpha$  با Proposed و نتایج قاب جایگزین براساس تخمین پرتال با Portal نشان داده شده است. همچنین در هر شکل نمودار (الف) نتایج ستون‌های خارجی و نمودار (ب) نتایج ستون‌های داخلی را نشان می‌دهد. همانطور که در این شکل‌ها مشاهده می‌شود، برای رکورد و ساختمان مورد بررسی، پاسخ‌های قاب

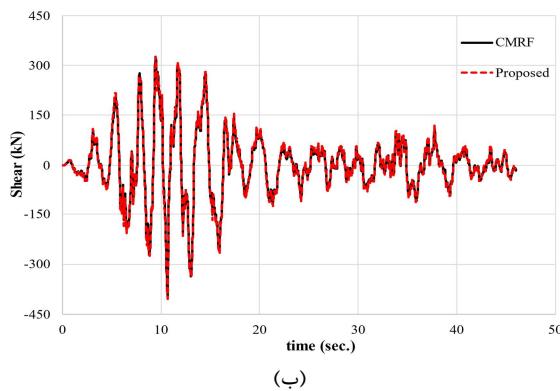


(ب)

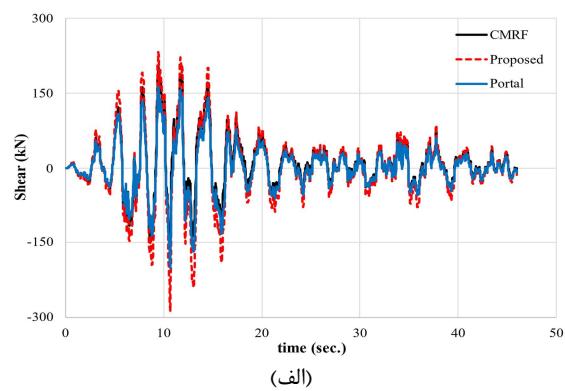
شکل ۱۶- مقایسه تاریخچه زمانی لنگر خمشی بالای ستون‌های طبقه هفتم ساختمان ۱۲ طبقه در قاب کلاسیک و قاب جایگزین تحت رکورد Manjil, Iran (الف) لنگر خمشی ستون خارجی و (ب) لنگر خمشی ستون داخلی



(الف)



(ب)



(الف)

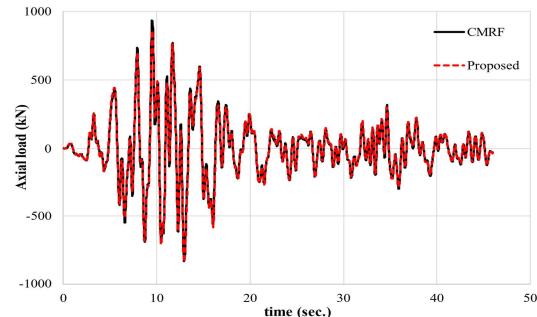
شکل ۱۷- مقایسه تاریخچه زمانی برش ستون‌های طبقه هفتم ساختمان ۱۲ طبقه در قاب کلاسیک و قاب جایگزین تحت رکورد Manjil، Iran (الف) ستون خارجی و (ب) ستون داخلی

۲۰ طبقه انتخاب شد و تحت ۲۲ رکورد زلزله دور از گسل قرار گرفت و دقت مدل قاب جایگزین در تخمین لنگر خمی، نیروی برشی و نیروی محوری ستون‌های قاب اصلی ارزیابی شد. جهت ارزیابی نتایج، به منظور مقایسه پاسخ‌های قاب اصلی و پاسخ‌های تخمین زده شده توسط قاب جایگزین، از شاخص‌های میانگین، بایاس، پراکندگی و ضریب تعیین استفاده شد. با بررسی‌های مذکور نتایج زیر حاصل شده است:

۱- نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که مدل قاب جایگزین علاوه بر پیش‌بینی مناسب پاسخ‌های تغییرمکانی، پاسخ‌های نیرویی قاب اصلی را نیز با دقت خیلی خوبی پیش‌بینی می‌کند. علاوه بر این، مدل قاب جایگزین هزینه محاسباتی خیلی کمتری دارد که به علت تعداد کمتر المان‌های آن است.

۲- جهت ارزیابی کامل‌تر نتایج حاصل از قاب جایگزین به روش پیشنهادی، دقت لنگر خمی، نیروی برشی و نیروی محوری ستون‌ها براساس شاخص‌های آماری ضریب تعیین، بایاس و پراکندگی سنجیده شد. نتایج ارزیابی‌های آماری نشان داد که مدل قاب جایگزین مؤلفه‌های نیرویی ستون‌های قاب اصلی را با دقت خوبی پیش‌بینی می‌کند.

به طور کلی، نتایج این بخش نشان می‌دهد که قاب جایگزین پاسخ‌های تاریخچه‌زمانی ستون‌های ستون خارجی را با دقت خیلی خوبی پیش‌بینی می‌کند و پاسخ‌های تاریخچه‌زمانی ستون‌های خارجی را نیز با دقت قابل قبول و تا حدودی دست بالا و محافظه‌کارانه پیش‌بینی می‌نماید.



شکل ۱۸- مقایسه تاریخچه زمانی نیروی محوری ستون‌های خارجی طبقه هفتم ساختمان ۱۲ طبقه در قاب کلاسیک و جایگزین تحت رکورد Manjil, Iran

## ۵- نتیجه‌گیری

در این پژوهش به منظور ارزیابی توانمندی مدل قاب جایگزین جهت تعیین مؤلفه‌های نیرویی ستون‌های قاب خمی بتی، ابتدا راهکاری جهت تخمین پاسخ ستون‌های قاب اصلی از قاب جایگزین ارائه شد. بدین منظور، نیروهای داخلی هر ستون از قاب اصلی، از تحلیل نیروها در حالت مکانیزم قاب استخراج شده است. سپس چهار ساختمان قاب خمی بتی ویژه چهار، هشت، ۱۲ و

۱/۲ است که عمدتاً بیشتر از ۱ بوده و پراکندگی عمدتاً کمتر از ۰/۲ است. بنابراین پاسخ‌ها کمی دست بالا و محافظه کارانه پیش‌بینی می‌شود.

۵- نیروی محوری پیش‌بینی شده برای ستون‌های خارجی دارای بایاس ۰/۹ تا ۱ بوده و پراکندگی کمتر از ۰/۲ است. بنابراین پاسخ‌های نیروی محوری عمدتاً کمی دست پایین تخمین زده می‌شود.

۳- لنگر خمشی و نیروی محوری پیش‌بینی شده برای ستون‌های داخلی دارای بایاس حدود ۱ و پراکندگی کمتر از ۱/۰ هستند. یعنی پاسخ‌های پیش‌بینی شده، به طور میانگین برابر با پاسخ‌های قاب اصلی بوده و برای رکوردهای مختلف تا حدود ۱۰ درصد پراکندگی حول جواب دقیق را تجربه می‌کنند.

۴- برای ستون‌های خارجی، لنگر خمشی و نیروی محوری پیش‌بینی شده دارای بایاس بین ۰/۸ تا

## References

- [1] Lignos, D. G., Putman, C., & Krawinkler, H. (2015). Application of simplified analysis procedures for performance-based earthquake evaluation of steel special moment frames, *Earthquake Spectra*, 31(4), 1949-1968. doi: [10.1193/081413EQS230M](https://doi.org/10.1193/081413EQS230M)
- [2] Li, X., & Kurata, M. (2019). Probabilistic updating of fishbone model for assessing seismic damage to beam–column connections in steel moment-resisting frames, *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 34(9), 790-805. doi: [10.1111/mice.12429](https://doi.org/10.1111/mice.12429)
- [3] Vaseghiamiri, S., Mahsuli, M., Ghannad, M. A., & Zareian, F. (2020). Surrogate SDOF models for probabilistic performance assessment of multistory buildings: Methodology and application for steel special moment frames”, *Engineering Structures*, 212, 110276. doi: [10.1016/j.engstruct.2020.110276](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110276)
- [4] Joyner, M. D., & Sasani, M. (2020). Building performance for earthquake resilience, *Engineering Structures*, 210, 110371. doi: [10.1016/j.engstruct.2020.110371](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110371)
- [5] Qu, Z., Gong, T., Wang, X., Li, Q., & Wang, T. (2020). Stiffness and strength demands for pin-supported walls in reinforced-concrete moment frames, *Journal of Structural Engineering*, 146(9), 04020181. doi: [10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002758](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002758)
- [6] Pourali, N., Khosravi, H., & Dehestani, M. (2019). An investigation of P-delta effect in conventional seismic design and direct displacement-based design using elasto-plastic SDOF systems, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17, 313-336. doi: [10.1007/s10518-018-0460-3](https://doi.org/10.1007/s10518-018-0460-3)
- [7] Hajimohammadi, M., Khosravi, H., & Dezvareh, R. (2022). P-Delta Effect on Residual Displacement and Collapse Capacity of SDOF Systems during Long and Short Duration Earthquakes. *Civil Infrastructure Researches*, 7(2), 51-60. doi: [10.22091/cer.2021.7289.1290](https://doi.org/10.22091/cer.2021.7289.1290) [In Persian]
- [8] Lai, M., Li, Y., & Zhang, C. (1992). Analysis method of multi-rigid-body model for earthquake responses of shear-type structure”. In Proc., 10th WCEE conf, 4013-4018.
- [9] Hajirasouliha, I., & Doostan, A. (2010). A simplified model for seismic response prediction of concentrically braced frames, *Advances in Engineering Software*, 41(3), 497-505. doi: [10.1016/j.advengsoft.2009.10.008](https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2009.10.008)
- [10] Iwan, W. D. (1997). Drift spectrum: measure of demand for earthquake ground motions. *Journal of structural engineering*, 123(4), 397-404. doi: [10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1997\)123:4\(397\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:4(397))
- [11] Huang, C. T. (2003). Considerations of multimode structural response for near-field earthquakes, *Journal of engineering mechanics*, 129(4), 458-467. doi: [10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2003\)129:4\(458\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2003)129:4(458))
- [12] Miranda, E. (1997). Estimation of maximum interstory drift demands in displacement-based design, *Rotterdam: Balkema*, 253-264.
- [13] Miranda, E. (1999). Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings, *Journal of Structural Engineering*, 125(4), 417-425. doi: [10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1999\)125:4\(417\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1999)125:4(417))
- [14] Miranda, E., & Reyes, C. J. (2002). Approximate lateral drift demands in multistory buildings with nonuniform stiffness, *Journal of Structural Engineering*, 128(7), 840-849. doi: [10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:7\(840\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:7(840))
- [15] Miranda, E., & Akkar, S. D. (2006). Generalized interstory drift spectrum, *Journal of structural engineering*, 132(6), 840-852. doi: [10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2006\)132:6\(840\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2006)132:6(840))
- [16] Khaloo, A. R., & Khosravi, H. (2008). Multi-mode response of shear and flexural buildings to pulse-type ground motions in near-field earthquakes, *Journal of Earthquake Engineering*, 12(4), 616-630. doi: [10.1080/13632460701513132](https://doi.org/10.1080/13632460701513132)

- [17] Luco, N., Mori, Y., Funahashi, Y., Allin Cornell, C., & Nakashima, M. (2003). Evaluation of predictors of non-linear seismic demands using ‘fishbone’models of SMRF buildings, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 32(14), 2267-2288. doi: [10.1002/eqe.331](https://doi.org/10.1002/eqe.331)
- [18] Soleimani, R., & Hamidi, H. (2021). General Substitute Frame Model (GSF) for efficient estimation of seismic demands of steel and RC moment frames, *Engineering Structures*, 246, 113031. doi: [10.1016/j.engstruct.2021.113031](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113031)
- [19] Khaloo, A. R., & Khosravi, H. (2013). Modified fish-bone model: A simplified MDOF model for simulation of seismic responses of moment resisting frames, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 55, 195-210. doi: [10.1016/j.soildyn.2013.09.013](https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.09.013)
- [20] Soleimani, R., Khosravi, H., & Hamidi, H. (2019). Substitute Frame and adapted Fish-Bone model: Two simplified frames representative of RC moment resisting frames, *Engineering Structures*, 185, 68-89. doi: [10.1016/j.engstruct.2019.01.127](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.01.127)
- [21] Khaloo, A. R., Khosravi, H., & Jamnani, H. H. (2015). Nonlinear interstory drift contours for idealized forward directivity pulses using “modified fish-bone” models, *Advances in Structural Engineering*, 18(5), 603-627. doi: [10.1260/1369-4332.18.5.603](https://doi.org/10.1260/1369-4332.18.5.603)
- [22] Ghaderi, P., Khosravi, H., & Firoozjaee, A. R. (2020). Consideration of strength-stiffness dependency in the determination of lateral load pattern, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 137, 106287. doi: [10.1016/j.soildyn.2020.106287](https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106287)
- [23] Farzaneh, S., & Khosravi, H. (2022). Robustness evaluation of Substitute Frame for determination of collapse margin ratio in steel moment frames, *Journal of Steel and Structure*, 16 (35), 79-90. [In Persian]
- [24] Haghigat, A., & Sharifi, A. (2018). Evaluation of Modified Fish-Bone Model for Estimating Seismic Demands of Irregular MRF Structures, *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 62(3), 800-811. doi: [10.3311/PPci.11640](https://doi.org/10.3311/PPci.11640)
- [25] Qu, Z., Gong, T., Li, Q., & Wang, T. (2019). Evaluation of the fishbone model in simulating the seismic response of multistory reinforced concrete moment-resisting frames, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 18, 315-330. doi: [10.1007/s11803-019-0506-9](https://doi.org/10.1007/s11803-019-0506-9)
- [26] Jamšek, A., & Dolšek, M. (2020). Seismic analysis of older and contemporary reinforced concrete frames with the improved fish-bone model, *Engineering Structures*, 212, 110514. doi: [10.1016/j.engstruct.2020.110514](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110514)
- [27] Soleimani, R., & Hamidi, H. (2021). Improved Substitute-Frame (ISF) model for seismic response of steel-MRF with vertical irregularities. *Journal of Constructional Steel Research*, 186, 106918. doi: [10.1016/j.jcsr.2021.106918](https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2021.106918)
- [28] Haselton, C. B., & Deierlein, G. G. (2008). Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment-frame buildings, *PEER report 2007/08*. University of California, Berkeley, CA.
- [29] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., Fenves, G. L., & Jeremic, B. (2006). Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees), *Berkeley, California*.
- [30] Ibarra, L. F., Medina, R. A., & Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 34(12), 1489-1511. doi: [10.1002/eqe.495](https://doi.org/10.1002/eqe.495)
- [31] Haselton, C. B., & Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2008). Beam-column element model calibrated for predicting flexural response leading to global collapse of RC frame buildings, *Pacific Earthquake Engineering Research Center*.
- [32] FEMA, P-695. (2009). *Quantification of building seismic performance factors*. FEMA