

اصلاح مدل ساده شده ی قاب جایگزین برای قاب خمشی فولادی با دهانه های نامساوی

سید احمد احمدیان (دانشجوی کارشناسی ارشد)

حر خسروی* (استادیار)

دانشکده ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

علیرضا بنی هاشم (استادیار)

گروه مهندسی عمران و مهندسی نقشه برداری، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شمال، تهران، ایران

سارا فرزانه (دانشجوی کارشناسی ارشد)

دانشکده ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۴۰۲)
دوری ۳۹، شماره ۳، صص. ۹۷-۱۱۰، (پژوهشی)

امروزه در حوزه ی مهندسی سازه و زلزله از آنالیزهای حجیم برای تعیین پاسخ های دینامیکی سازه استفاده می شود. انجام آنالیزهای مذکور با استفاده از مدل های دارای جزئیات، هزینه ی محاسباتی و زمان آنالیز بسیار بالایی دارد؛ که برای رفع آن می توان از مدل های ساده شده یی استفاده کرد که ضمن پیش بینی نسبتاً دقیقی پاسخ، زمان آنالیزها را نیز تا حد زیادی کاهش می دهند. برخی از مدل های ساده شده فقط برای به دست آوردن پاسخ های کلی سازه مناسب هستند، اما مدل های ساده شده ی دقیق تری وجود دارند که جزئیات مدل اصلی را با دقت بالایی مدل سازی می کنند؛ که یکی از آنها، مدل ساده شده ی قاب جایگزین است. هدف از پژوهش حاضر، توسعه ی مدل قاب جایگزین برای قاب خمشی فولادی با دهانه های نابرابر است. بدین منظور، با اصلاح سختی تیر و رفتار غیرخطی فنرهای مفصل خمیری، مدل قاب جایگزین اصلاح شده برای دهانه های نابرابر ارائه شده است. نتایج نشان می دهند که مدل ارائه شده با دقت بالایی، پاسخ های مدل های دارای جزئیات را تخمین می زند.

a.ahmadian1996@outlook.com
khosravi@nit.ac.ir
a.banihashem@iau-tnb.ac.ir
sar.farzaneh@gmail.com

واژگان کلیدی: مدل قاب جایگزین اصلاح شده، مدل های ساده شده، قاب خمشی فولادی، تحلیل دینامیکی غیرخطی.

۱. مقدمه

در سال های اخیر، آنالیزهای حجیم دینامیکی به عنوان یک ابزار مناسب در حوزه ی کارهای مهندسی زلزله استفاده شده است. استفاده از مدل های دارای جزئیات و یا مدل اصلی در انجام آنالیزهای غیرخطی به دلیل داشتن درجه های آزادی زیاد، منجر به افزایش زمان انجام آنالیز می شود. برای رفع مشکل اخیر می توان از مدل های ساده شده یی استفاده کرد که به دلیل داشتن درجه های آزادی کمتر، زمان انجام آنالیز را به میزان قابل توجهی کاهش می دهند و در عین حال، دقت بالایی دارند. مدل های ساده شده یی که تاکنون استفاده شده اند، در ۴ گروه اصلی: مدل یک درجه آزاد، مدل گسسته ی چند درجه آزاد، مدل های پیوسته و قاب های ساده شده قرار گرفته اند که در ادامه به آنها پرداخته شده است. سیستم های یک درجه آزادی، به

در سال های اخیر، آنالیزهای حجیم دینامیکی به عنوان یک ابزار مناسب در حوزه ی کارهای مهندسی زلزله استفاده شده است. استفاده از مدل های دارای جزئیات و یا مدل اصلی در انجام آنالیزهای غیرخطی به دلیل داشتن درجه های آزادی زیاد، منجر به افزایش زمان انجام آنالیز می شود. برای رفع مشکل اخیر می توان از مدل های ساده شده یی استفاده کرد که به دلیل داشتن درجه های آزادی کمتر، زمان انجام آنالیز را به میزان قابل توجهی کاهش می دهند و در عین حال، دقت بالایی دارند. مدل های ساده شده یی که تاکنون استفاده شده اند، در ۴ گروه اصلی: مدل یک درجه آزاد، مدل گسسته ی چند درجه آزاد، مدل های پیوسته و قاب های ساده شده قرار گرفته اند که در ادامه به آنها پرداخته شده است. سیستم های یک درجه آزادی، به

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت ۱۴۰۱/۹/۱۹، اصلاحیه ۱۴۰۱/۱۱/۱۸، پذیرش ۱۴۰۱/۱۱/۳۰.

استناد به این مقاله:

احمدیان، سید احمد، خسروی، حر، بنی هاشم، علیرضا، و فرزانه، سارا، ۱۴۰۲. اصلاح مدل ساده شده ی قاب جایگزین برای قاب خمشی فولادی با دهانه های نامساوی. مهندسی

عمران شریف، ۳۹(۳)، صص. ۹۷-۱۱۰. DOI:10.24200/J30.2023.61537.3180

مثال، هال^۲ و همکاران (۱۹۹۵)، از مدل تیر برشی پیوسته برای به دست آوردن پاسخ های لرزه‌یی با استفاده از رکوردهای حوزه‌ی نزدیک استفاده کرده و رابطه‌ی تغییر شکل برشی را بر حسب سرعت حرکت زمین ارائه داده‌اند.^[۵] ایوان^۳ (۱۹۹۷)،^[۶] و هوانگ^۴ (۲۰۰۳)،^[۷] با استفاده از مدل تیر پیوسته، طیف تغییرمکان نسبی را برای رکوردهای حوزه‌ی نزدیک به دست آورده‌اند. میراندا^۵ (۱۹۹۹)، با استفاده از مدل تیر خمشی - برشی متشکل از دو تیر، که یکی با رفتار خمشی و دیگری با رفتار برشی بوده است، روشی برای تخمین بیشینه‌ی تغییرمکان بام و طبقات سازه ارائه کرده است.^[۸]

دسته‌ی آخر مدل‌های ساده شده، مدل قاب‌های ساده شده هستند. می‌توان گفت که اولین مدل از این خانواده، مدل استخوان ماهی (FB)^۶ است که در چند دهه‌ی قبل از سال ۲۰۰۰ مورد توجه پژوهشگران ژاپنی بوده و در سال ۲۰۰۲ توسط ناکاشیما^۷ و همکاران (۲۰۰۲)، با عنوان مدل قاب عمومی (GF)^۸ در عرصه‌ی بین‌المللی معرفی شده است. در مدل ایشان با در نظر گرفتن فرضیاتی، یک مدل چند دهانه به یک مدل یک‌دهانه تبدیل شده است. این فرضیات عبارت‌اند از: الف) یکسان بودن چرخش در تمامی گره‌های موجود در یک طبقه، ب) صرف‌نظر از تغییر طول محوری ستون و تیرها، پ) اعمال متمرکز جرم روی گره‌ها. در مدل ناکاشیما، ستون طبقه به صورت یک المان کشسان مدل می‌شود و دو سر ستون به صورت فنرهایی که به گره طبقه متصل هستند، مدل‌سازی می‌شود.^[۹] خالو و خسروی (۲۰۱۳)، با توجه به اینکه چرخش گره‌های موجود در یک طبقه از مدل استخوان ماهی با هم برابر نیستند، نحوه‌ی محاسبه‌ی ممان اینرسی تیرهای موجود در مدل استخوان ماهی را با استفاده از معادلات شیب افت اصلاح کرده‌اند. همچنین مدل رفتاری تیرها را از رفتار سه‌خطی به دوخطی تغییر داده و برای در نظر گرفتن تغییرشکل‌های خمشی قاب، از المان‌های خرابایی شکل در دو طرف ستون استفاده کرده‌اند. با انجام اصلاحات ذکر شده، مدل استخوان ماهی ارائه شده توسط ناکاشیما را اصلاح کردند و آن را مدل استخوان ماهی اصلاح شده^۹ نامیدند.^[۱۰]

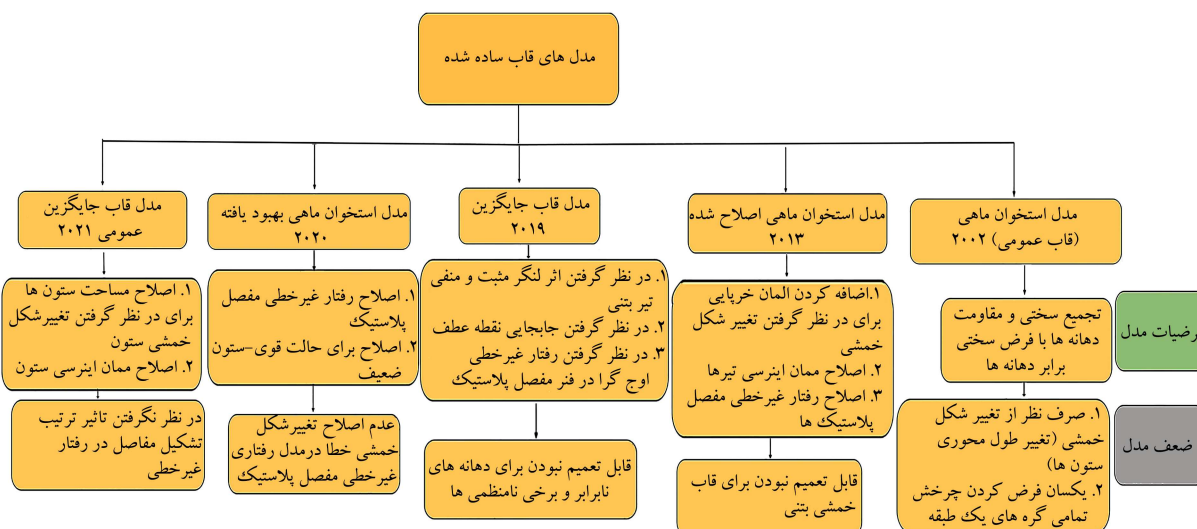
سلیمانی و همکاران (۲۰۱۹)، با در نظر گرفتن اثر زوال در رفتار قاب خمشی بتنی، مدل قاب جابجیزین^{۱۰} را ارائه دادند و دریافتند با فرض اینکه چرخش در گره‌ها با هم برابر نیستند، نقطه‌ی عطف تیر محدود به وسط دهانه نمی‌شود. همچنین اضافه نیرویی که در اثر تفاوت برش دو سر تیر در مدل‌های قبلی وجود داشته است،

ایجاد نمی‌شود. دقت مدل قاب جابجیزین برای سازه‌های فولادی تفاوت چندانی با دقت مدل استخوان ماهی اصلاح شده نداشته است.^[۱۱]

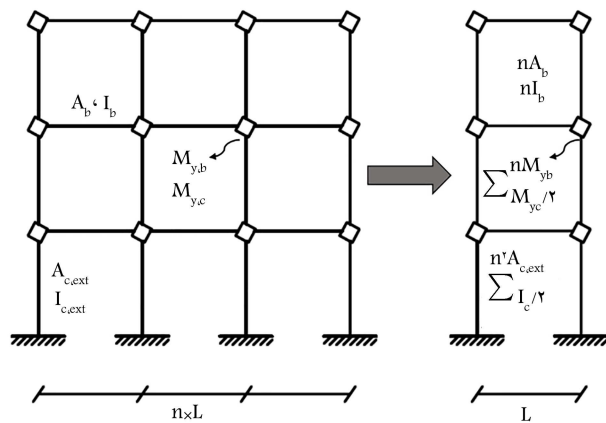
حقیقت و شریفی (۲۰۱۸)، به ارزیابی عملکرد مدل ساده شده برای ۱۸ قاب با نامنظمی‌های مختلف پرداخته و انواع مختلف منظمی، مانند: تفاوت در ابعاد دهانه‌ها، تفاوت در سختی، تفاوت در جرم طبقه و موارد دیگر را در نظر گرفته‌اند. نتایج مطالعات ایشان نشان داد وجود انواع مختلف نامنظمی در دقت پاسخ‌های مدل ساده شده تأثیرگذار بوده است. آنها برای رفع این اختلاف در پاسخ، ضریبی وابسته به دوره‌ی تناوب سازه در نظر گرفتند و به سختی تیرها اعمال کردند تا مدل ساده شده را برای قاب‌های دارای نامنظمی اصلاح کنند.^[۱۲] جیمسک و دالسک^{۱۱} (۲۰۲۰)، با صرف نظر از رفتار خمشی تیرها، روش جدیدی برای مدل‌سازی قاب ساده شده‌ی استخوان ماهی ارائه داده‌اند؛ که در آن، قاب‌ها دارای مدل رفتاری سه‌خطی با شیب منفی در خط سوم بودند. طول تیر معادل در مدل ساده شده برابر نصف میانگین طول دهانه‌های قاب اصلی بوده است. همچنین مانند مدل استخوان ماهی، ممان اینرسی تیر و ستون معادل در مدل ساده شده، برابر با مجموع ممان اینرسی تیرها و ستون‌های موجود در قاب اصلی بوده است. با انجام فرضیات ذکر شده، قاب یک دهانه‌یی که جابجیزین قابی با چندین دهانه‌ی نابرابر می‌شود را ارائه دادند و آن را مدل استخوان ماهی بهبود یافته^{۱۲} نامیدند.^[۱۳]

سلیمانی و حمیدی (۲۰۲۱)، نیز با اصلاح رفتار خمشی قاب جابجیزین، مدل قاب جابجیزین عمومی^{۱۳} را ارائه دادند که قاب خمشی بتنی یا فولادی با چندین دهانه را به یک قاب یک دهانه تبدیل می‌کند.^[۱۴] برای درک بهتر، روند تکامل مدل‌های قاب ساده شده در شکل ۱ مشاهده می‌شود.

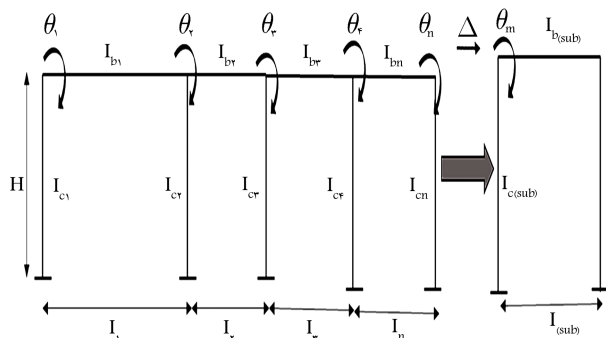
همان‌طور که در موارد اخیر ذکر شد، تاکنون مدل‌های ساده شده‌ی متعددی برای سازه‌های با دهانه‌های برابر ارائه و از آنها در تعیین پاسخ‌های لرزه‌یی استفاده شده است. هدف پژوهش حاضر، ارائه‌ی مدل ساده شده‌ی برای سازه‌های فولادی با دهانه‌های نابرابر با صرف‌نظر از تغییرشکل خمشی و تمرکز بر روی رفتار غیرخطی و مفاصل خمیری بوده است. برای این منظور، ابتدا یک مدل ساده شده از مطالعات پیشین انتخاب و مسائل مربوط به توسعه‌ی آن برای قاب با دهانه‌های نابرابر مطرح و برای رفع آن راه‌حلی ارائه و در انتها، مدل ساده شده برای دهانه‌های نابرابر معرفی شده است.



شکل ۱. طبقه‌بندی انواع مدل‌های قاب ساده شده.



شکل ۲. مدل قاب جایگزین و نحوه محاسبه پارامترهای آن با توجه به مدل اصلی.



شکل ۳. نحوه تبدیل چرخش گره‌ها از قاب اصلی به قاب جایگزین.

در شکل اخیر، اگر چرخش گره سمت چپ قاب جایگزین، نماینده چرخش گره‌های سمت چپ قاب اصلی فرض شود، می‌توان با نوشتن ماتریس سختی کل یک طبقه از قاب اصلی و تطبیق دادن آن با ماتریس سختی قاب جایگزین به سختی معادل رسید. مطابق شکل ۲، چرخش هر گره از قاب اصلی با θ_i نشان داده می‌شود و چون برای ادغام ماتریس سختی باید تغییر شکل درجه‌های آزادی یکسان باشد، متغیر جدیدی به نام $\alpha_i = \frac{\theta_i}{\theta}$ تعریف می‌شود. این ضریب α_i در ستون‌های ماتریس سختی ضرب می‌شود تا بردار تغییر مکان ماتریس بر حسب θ یکسان شود. با سطرها و ستون‌های ماتریس سختی، یک ماتریس 2×2 به صورت ماتریس (رابطه ۱) حاصل می‌شود، که یک ماتریس نامتقارن است، که جزئیات مرتبط با نحوه محاسبه آن در پیوست، گزارش شده است.

$$K_{MSF} = \begin{pmatrix} 6 \sum_{i=1}^n \frac{EI_{bi}}{L_i} (\alpha_i + \alpha_{i+1}) + \frac{6E}{H} \sum_{j=1}^{n+1} I_{cj}(\alpha_j) & -\frac{6E}{H^2} \sum_{j=1}^{n+1} I_{cj} \\ -\frac{6E}{H^2} \sum_{j=1}^{n+1} I_{cj}(\alpha_j) & \frac{12E}{H^3} \sum_{j=1}^{n+1} I_{cj} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \theta \\ \Delta \end{pmatrix} \quad (1)$$

که در آن، I_{bi} ممان اینرسی تیر در دهانه‌ی i ام مدل اصلی، L_i طول دهانه‌ی i ام مدل اصلی، I_{cj} ممان اینرسی ستون j ام در مدل اصلی و α_i ضریبی است که چرخش گره i ام را بر حسب θ بیان می‌کند. همچنین n ، تعداد دهانه‌های موجود در قاب اصلی است.

۲. اصلاح مدل قاب جایگزین برای دهانه‌های نابرابر

۲.۱. معرفی مدل قاب جایگزین

همان‌طور که ذکر شد، هدف پژوهش حاضر، ارائه‌ی مدل ساده شده‌ی است که برای سازه با دهانه‌های نابرابر نیز کارآمد باشد. بدین منظور، ابتدا یک مدل ساده شده برای مشاهده‌ی چالش‌های موجود برای توسعه‌ی مدل‌های مذکور برای دهانه‌های نابرابر انتخاب شده است. در پژوهش حاضر، از مدل قاب جایگزین به علت سهولت در مدل‌سازی، دقیق بودن پاسخ‌های لرزه‌ی و جامعیت داشتن برای سازه‌های مختلف استفاده شده است. مدل قاب جایگزین، یک قاب یک دهانه است که با در نظر گرفتن فرضیه‌هایی، جایگزین قابی با n دهانه‌ی برابر می‌شود.^[۱۱] فرضیه‌های مذکور عبارت‌اند از:

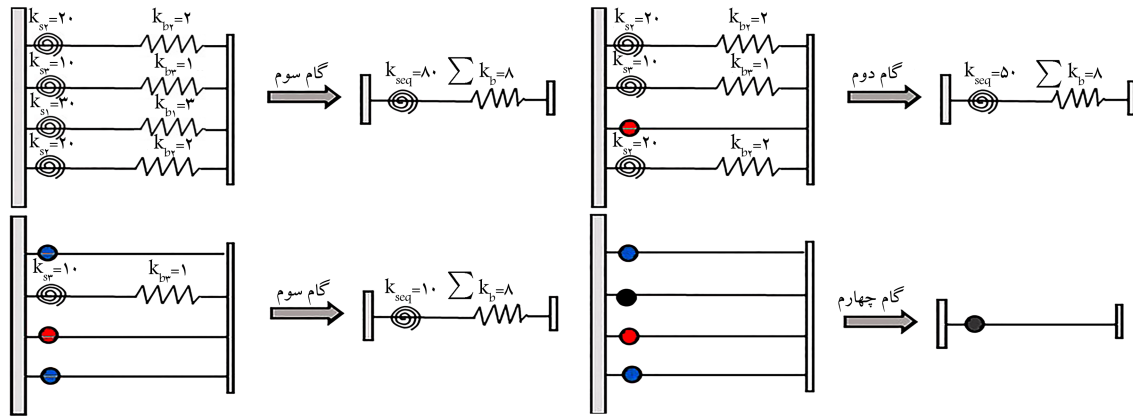
الف) در نظر گرفتن جرم طبقه در تراز هر طبقه؛ ب) مدل‌سازی رفتار خمیری اعضا با استفاده از مفصل خمیری متمرکز در دو انتهای المان تیر و ستون؛ و پ) برابر بودن کلیه‌ی چرخش‌های گره در تراز هر طبقه. با توجه به فرض سوم، نقطه‌ی عطف المان تیرها در وسط دهانه قرار می‌گیرد، بنابراین سختی تمام دهانه‌های یک طبقه با هم برابر می‌شود. از طرفی، به دلیل موازی بودن عملکرد دهانه، می‌توان سختی دهانه‌ها را قاب دارای جزئیات را با یکدیگر جمع کرد و به یک سختی معادل در قاب جایگزین رسید.

مدل قاب جایگزین و نحوه محاسبه پارامترهای موردنیاز برای مدل‌سازی غیرخطی آن در شکل ۲ مشاهده می‌شود که مطابق آن، یک قاب n دهانه با توجه به روابط ارائه شده در این شکل، به یک قاب یک‌دهانه تبدیل می‌شود. در شکل مذکور، I_b و A_b به ترتیب مساحت و ممان اینرسی تیرهای موجود در قاب اصلی، $I_{c,ext}$ و $A_{c,ext}$ به ترتیب مساحت و ممان اینرسی ستون‌های خارجی موجود در قاب اصلی هستند. همچنین M_{yc} و M_{yb} به ترتیب مقاومت تسلیم تیر و ستون موجود در قاب اصلی و n تعداد دهانه‌های موجود در قاب اصلی هستند.

۲.۲. اصلاح رفتار ناحیه‌ی خطی قاب جایگزین برای دهانه‌های نابرابر

با توجه به اینکه سختی و طول تیر با هم رابطه‌ی معکوس دارند، در قاب با دهانه‌های نابرابر، سختی دهانه‌ها متفاوت است و در نتیجه، چرخش گره‌های یک طبقه نیز اختلاف دارد. بنابراین فرض موازی بودن سختی تیرهای طبقه زیر سؤال می‌رود و نقطه‌ی عطف المان تیر نیز در وسط دهانه قرار نمی‌گیرد. همین امر موجب خطا در دقت مدل قاب جایگزین برای دهانه‌های نابرابر می‌شود. بنابراین لازم است تا سختی رفتار خطی مدل قاب جایگزین برای دهانه‌های نابرابر اصلاح شود. منظور از اصلاح رفتار خطی، به دست آوردن ممان اینرسی معادل برای تیر و ستون موجود در قاب جایگزین است.

برای اصلاح رفتار خطی، یک قاب یک طبقه و n دهانه با دهانه‌های نابرابر مطابق شکل ۳ در نظر گرفته شده است؛ که در آن، I_{bi} ممان اینرسی تیر در دهانه‌ی i ام، L_i طول دهانه‌ی i ام، I_{ci} ممان اینرسی ستون i ام و H ارتفاع ستون‌های قاب اصلی با دهانه‌های نابرابر هستند. چرخش هر گره از قاب اخیر با θ_i نشان داده می‌شود. همچنین $I_{b(sub)}$ ممان اینرسی تیر معادل قاب جایگزین، $L_{b(sub)}$ طول تیر معادل قاب جایگزین، $I_{c(sub)}$ ممان اینرسی ستون‌های معادل قاب جایگزین و θ_m چرخش گره‌ی معادل موجود در قاب جایگزین هستند. جابه‌جایی قاب نیز با پارامتر Δ نشان داده می‌شود.



شکل ۵. سختی المان تیرها بعد از مفصل شدن فنرهای متناظر.

پس از توضیح این مقدمات، ابتدا سختی برآیند هر دهانه برای حالت قبل از تشکیل مفصل خمیری (سختی اولیه) و بعد از تشکیل مفصل خمیری (سختی ثانویه) با استفاده از روابط ۷ و ۸ به دست آمده‌اند:

$$\frac{1}{K_{mem}} = \frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_b} = \frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_s} = \frac{2}{K_s} \quad (7)$$

$$\frac{1}{K_{mem}} = \frac{1}{bK_s} + \frac{1}{K_b} = \frac{1}{bK_s} + \frac{1}{K_s} = \frac{1 + 10b}{bK_s} \quad (8)$$

در انتها، سختی معادل تیرهای قاب اصلی و تیر قاب جایگزین (شکل ۵) به صورت رابطه ۹، برابر قرار داده شده و سختی هر گام برای فنر تیر در قاب جایگزین به دست آمده است که همان مدل رفتاری فنر قاب جایگزین است.

$$\frac{1}{K_{sj}^{MSF}} = \frac{1}{\left(\sum_{i=1}^m \frac{K_{si}}{11} + \sum_{i=m+1}^n \frac{b_i K_{si}}{1+10b_i} \right)} - \frac{1}{K_b^{MSF}} \quad (9)$$

که در آن، K_{sj}^{MSF} سختی خط زام از فنر چند خطی برای مدل قاب جایگزین است، که در شکل ۵ در گام زام نشان داده شده است. m و n نیز به ترتیب برابر با تعداد فنرهایی هستند که در حوزه کشسان و غیرکشسان قرار دارند. K_b^{MSF} نیز سختی المان تیر در قاب جایگزین است.

به عنوان مثال در گام دوم شکل ۵ که خط دوم فنر چندخطی را می‌سازد، فقط یک فنر مفصل شده‌اند و سه فنر دیگر در حوزه خطی هستند. بنابراین مطابق روابط ۷ و ۸، جمع سختی‌های موازی به صورت $\sum_{i=1}^4 \frac{K_{si}}{11} + \sum_{i=2}^4 \frac{b_i K_{si}}{1+10b_i}$ می‌آید.

در مورد نحوه‌ی تشخیص ترتیب تشکیل مفاصل نیز به این ترتیب عمل شده است که نحوه‌ی توزیع لنگر بین دهانه‌های مختلف متناسب با سختی (I/L) فرض شده است و دهانه‌یی که بیشترین سختی را داشته باشد، زودتر مفصل می‌شود. در صورتی که مقاومت تیرهای یک طبقه متفاوت باشد، برای تشخیص تقدم و تأخر تشکیل مفاصل، نسبت سختی به مقاومت $(I/L)/M_y$ معیار قرار داده شده است. در روش ذکر شده، تعداد و زمان تشکیل مفصل در ابتدا تعیین می‌شود، در حالی که پس از مفصل شدن در هر گام، سختی دهانه‌های مجاور تغییر می‌کند و جذب نیروی المان‌ها، دیگر مشابه قبل نخواهد بود. اما این تفاوت در جذب نیرو به میزانی نیست که منجر به ایجاد خطا در پاسخ‌ها شود.

مجموع فقط تیر یک دهانه کار می‌کند. ولی در قاب ساده شده، کاهش سختی فقط در فنرها اتفاق می‌افتد، اما در سختی تیر تغییری ایجاد نمی‌شود. در گام آخر، چون تمامی فنرهای قاب اصلی مفصل شده‌اند، تیر معادل در قاب جایگزین نیز سختی خود را از دست می‌دهد.

بنابراین، رفتار قاب ساده شده با رفتار قاب اصلی فقط در گام‌های اول و چهارم شکل ۵ یکسان است و در حالت‌های میانی، سختی مدل ساده شده بیشتر از مدل اصلی است. به طور مثال، پس از تشکیل اولین مفصل در دو سمت تیر دهانه‌ی سوم، سختی تیرها در قاب اصلی $\frac{1}{8} = 12.5\%$ کاهش می‌یابد؛ در حالی که کاهش سختی تیرها در قاب ساده شده، فقط 5% است (به گام دوم شکل ۵ مراجعه شود).

۲.۳.۲. اصلاح رفتار مفصل خمیری تیر در مدل رفتاری دوخطی

پس از توضیح چالش پیش‌رو در مورد توالی تشکیل مفاصل خمیری در دهانه‌های مختلف، در بخش حاضر پارامترهای لنگر - چرخش برای فنر مفصل خمیری تیر در قاب جایگزین به گونه‌ی تعیین شده است که بر این مشکل فائق آید و در کلیه‌ی مراحل تشکیل مفاصل در قاب اصلی، اثر ثابت بودن ممان اینرسی تیر در قاب جایگزین را جبران کند.

بدین منظور، سختی فنرهای قاب جایگزین (K_{seq}) در هر گام از شکل ۵ به گونه‌ی تعیین شده است که وقتی با سختی ثابت تیر سری می‌شود، به سختی مجموعه در قاب اصلی، یعنی سختی موازی دهانه‌ها، منجر شود.

از آنجایی که هدف در بخش قبل، توضیح کلی مشکل پیش آمده بوده است، در توضیحات مربوط به فنر از مدل رفتاری کشسان - خمیری استفاده شده است، که شیب خط دوم آن صفر است. اما در بخش کنونی، برای عمومیت بیشتر، مدل رفتاری فنر، دو خطی در نظر گرفته شده است. بنابراین سختی اولیه‌ی فنر با K_s و سختی ثانویه‌ی آن با bK_s نشان داده می‌شود، که b نسبت سخت‌شوندگی است. علاوه بر این، توضیح این موضوع نیز لازم به نظر می‌رسد که سختی واقعی تیر با فرض انحنای مضاعف تحت بار جانبی $K_{mem} = 6EI/L$ است. بنابراین باید سختی اولیه‌ی فنر صلب و سختی تیر $6EI/L$ باشد. اما سختی بی‌نهایت برای فنر مشکلات عددی در مدل ایجاد می‌کند و موجب عدم هم‌گرایی پاسخ می‌شود. بنابراین، معمولاً سختی فنر صلب، 10^6 برابر سختی تیر فرض شده است.

لذا، سختی المان تیر در مدل $K_b = 6/6EI/L$ و سختی المان فنر در مدل $K_s = 66EI/L$ فرض می‌شود که جمع سری دو المان مذکور به $K_{mem} = 6EI/L$ منجر می‌شود.

جدول ۱. ابعاد دهانه‌ها در انواع هندسه‌ی در نظر گرفته شده در جهت x (متر).

دهانه	۱	۲	۳	۴	۵
نوع ۱	۹	۶	۴	۶	۹
نوع ۲	۶	۴	۹	۹	۶
نوع ۳	۴	۹	۶	۶	۹

حاضر، برای ارزیابی عملکرد مدل، از ۵ دهانه‌ی میانی قاب در جهت x استفاده شده است. ۵ دهانه‌ی میانی قاب در جهت x دارای سیستم مقاوم جانبی پیرامونی از نوع قاب خمشی فولادی ویژه هستند و نیروی ثقل توسط قاب‌های داخلی متحمل می‌شود. ارتفاع طبقه‌ی اول تمامی مدل‌ها ۴/۵ متر و بقیه‌ی طبقات ۴ متر است. مقاطع استفاده شده از نوع بال پهن مقطع (W) از رده‌ی ASTM – A992 با تنش تسلیم ۳۵۵ مگاپاسکال و مدول کشسانی ۲۰۰ گیگاپاسکال بوده‌اند. بار زنده‌ی طبقات و بام به ترتیب ۲۴۵ و ۱۰۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شده است. همچنین بار مرده‌ی ۴۴۰ کیلوگرم بر متر مربع به صورت گسترده به طبقات اعمال شده است. بار جانبی وارد شده به مدل از روش استاتیکی معادل مطابق با آیین‌نامه‌ی ۷ ASCE/SEI،^[۱۵] محاسبه شده است.

مدل‌ها بر اساس منطقه با لرزه‌خیزی بالا و بر اساس گروه لرزه‌خیزی $14 D_{max}$ طراحی شده‌اند. مدل‌های مورد نظر با توجه به ۳ نوع دهانه‌ی متفاوت مشخص شده در جدول ۱، بارگذاری و با توجه به ضوابط کنترل تغییرمکان نسبی طبقات، کنترل مقاومت و رعایت ضابطه‌ی تیر ضعیف - ستون قوی طراحی شده‌اند. مقاطع مدل‌های طراحی شده هر ۳ نوع هندسه برای مدل ۱۲ طبقه در جدول ۲ ارائه شده است.

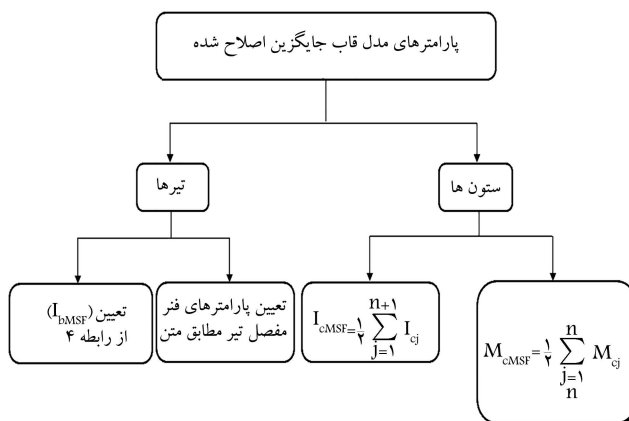
۲.۳. مدل‌سازی غیرخطی

برای مدل‌سازی غیرخطی قاب‌های خمشی از المان‌های خطی تیر و ستون با حالت خمیری متمرکز در دو انتها استفاده شده است. بدین منظور، برای مدل‌سازی تیر و ستون با رفتار کشسان، المان Elastic Beam Column Element و برای مدل‌سازی مفاصل خمیری دو انتهای عضو، فنرهای چرخشی با المان Zero Length Element در نرم‌افزار Open Sees استفاده شده است. جهت در نظر گرفتن اثر پی - دلتا ناشی از بار وزن روی ستون‌های ثقلی، المان Leaning column نیز مدل‌سازی شده است که با المان‌های صلب خرابایی به قاب خمشی متصل شده است. در نوشتار حاضر، از مدل رفتاری سه خطی Bilin استفاده شده است.

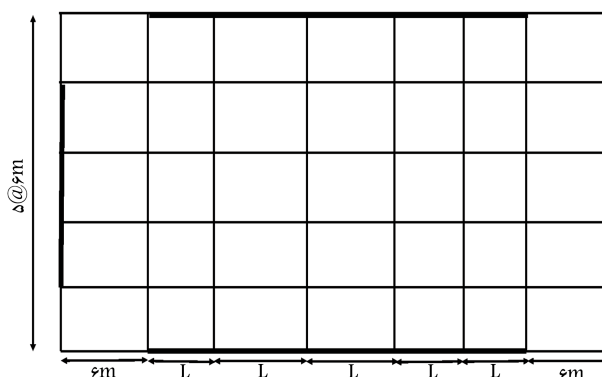
مدل رفتاری هر مقطع با استفاده از پارامترهایی که معرف منحنی اسکلتی است، به آن اختصاص داده شده است. در نوشتار حاضر، برای پارامترهای مدل رفتاری از گزارش‌های مرتبط با مدل‌سازی رفتاری Bilin استفاده شده است که برای رعایت اختصار از ارائه‌ی روابط صرف‌نظر شده است.^[۱۶-۱۸]

۴. ارزیابی مدل ساده شده‌ی پیشنهادی

در بخش کنونی به ارزیابی دقت مدل قاب جایگزین اصلاح شده در تعیین پاسخ‌های سازه پرداخته شده است. ارزیابی‌های انجام شده در سه دسته‌ی کلی بررسی زمان تناوب سازه، تحلیل استاتیکی غیرخطی مونوتونیک و سیکلیک و تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام شده است. همچنین علاوه بر مدل قاب جایگزین



شکل ۶. نحوه‌ی محاسبه‌ی پارامترهای مدل قاب جایگزین اصلاح شده.



شکل ۷. پلان مدل‌های مورد نظر.

۳.۳.۲. اصلاح رفتار مفصل خمیری تیر در مدل رفتاری ایبارا - کراوینکلر
مدل رفتاری ایبارا - کراوینکلر، یک مدل رفتاری سه خطی است. خط اول، بیان‌کننده‌ی رفتار المان در حوزه‌ی کشسان و خط دوم، حوزه‌ی سخت‌شوندگی و خط سوم، ناحیه‌ی پس از پیش‌آمدگی است که شیب منفی دارد. فلسفه‌ی اصلاح رفتار غیرکشسان مدل رفتاری ایبارا - کراوینکلر، همانند مدل رفتاری کشسان - خمیری است؛ ولی برای قسمت شیب منفی، حالت‌های متفاوتی ایجاد می‌شود که منجر به چند ضابطه‌ی شدن روابط می‌شود. در اینجا، جهت رعایت اختصار از ارائه‌ی روابط مرتبط صرف‌نظر شده است. نحوه‌ی محاسبه‌ی پارامترهای مدل قاب جایگزین اصلاح شده به صورت خلاصه در شکل ۶ مشاهده می‌شود.

۳. راستی‌آزمایی مدل ارائه شده

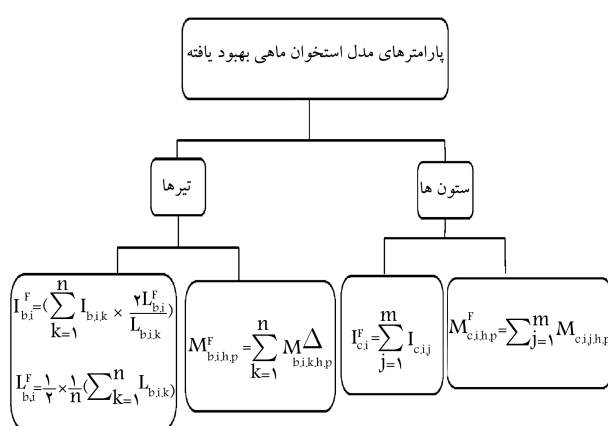
۱.۳. مشخصات مدل‌های ساختمانی

برای ارزیابی عملکرد مدل ارائه شده، سه مدل ۱۲ طبقه در نظر گرفته شده است که پلان مدل‌های مورد نظر در شکل ۷ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، پلان در جهت x، شامل ۷ دهانه بوده و ۵ دهانه‌ی میانی آن به صورت سیستم قاب خمشی فولادی در نظر گرفته شده است. همچنین در جهت y، شامل ۵ دهانه بوده که ۳ دهانه‌ی میانی آن به صورت قاب خمشی فولادی مدل شده است.

برای ارزیابی عملکرد مدل ارائه شده به ازاء دهانه‌های نابرابر، ۳ نوع هندسه‌ی متفاوت برای دهانه‌های مدل در جهت x در نظر گرفته شده است که مشخصات و ابعاد هر یک در جدول ۱ ارائه شده است. لازم به ذکر است در پژوهش

جدول ۲. مقاطع تیر و ستون مدل‌های طراحی شده.

ستون‌ها						تیرها					طبقه	مدل
ستون ششم	ستون پنجم	ستون چهارم	ستون سوم	ستون دوم	ستون اول	دهانه ی پنجم	دهانه ی چهارم	دهانه ی سوم	دهانه ی دوم	دهانه ی اول		
W۲۴x۲۰۷	W۲۴x۲۵۰	W۲۴x۲۵۰	W۲۴x۲۵۰	W۲۴x۲۵۰	W۲۴x۲۰۷	W۲۱x۴۴	W۲۴x۸۴	W۲۴x۸۴	W۲۴x۸۴	W۲۱x۴۴	۲-۱	نوع ۱
W۲۴x۱۳۱	W۲۴x۲۲۹	W۲۴x۲۲۹	W۲۴x۲۲۹	W۲۴x۲۲۹	W۲۴x۱۳۱	W۲۱x۶۲	W۲۴x۹۴	W۲۴x۹۴	W۲۴x۹۴	W۲۱x۶۲	۴-۳	
W۲۴x۱۰۳	W۲۴x۲۰۷	W۲۴x۲۰۷	W۲۴x۲۰۷	W۲۴x۲۰۷	W۲۴x۱۰۳	W۲۱x۵۵	W۲۴x۹۴	W۲۴x۹۴	W۲۴x۹۴	W۲۱x۵۵	۶-۵	
W۲۴x۸۴	W۲۴x۱۹۲	W۲۴x۱۹۲	W۲۴x۱۹۲	W۲۴x۱۹۲	W۲۴x۸۴	W۲۱x۵۵	W۲۴x۷۶	W۲۴x۷۶	W۲۴x۷۶	W۲۱x۵۵	۸-۷	
W۲۴x۶۸	W۲۴x۱۰۳	W۲۴x۱۳۰	W۲۴x۱۰۳	W۲۴x۱۰۳	W۲۴x۶۸	W۲۱x۵۰	W۲۱x۵۵	W۲۱x۵۵	W۲۱x۵۵	W۲۱x۵۰	۱۰-۹	
W۲۴x۵۵	W۲۴x۸۴	W۲۴x۸۴	W۲۴x۸۴	W۲۴x۸۴	W۲۴x۵۵	W۲۱x۴۴	W۲۱x۴۴	W۲۱x۴۴	W۲۱x۴۴	W۲۱x۴۴	۱۲-۱۱	
W۲۴x۲۵۰	W۲۴x۲۵۰	W۲۴x۲۰۷	W۲۴x۲۵۰	W۲۴x۲۵۰	W۲۴x۲۵۰	W۲۴x۶۸	W۲۴x۶۲	W۲۴x۶۲	W۲۴x۸۴	W۲۴x۶۸	۲-۱	نوع ۲
W۲۴x۱۹۲	W۲۴x۲۰۷	W۲۴x۱۶۲	W۲۴x۲۰۷	W۲۴x۲۰۷	W۲۴x۱۹۲	W۲۴x۹۴	W۲۴x۶۲	W۲۴x۶۲	W۲۴x۸۴	W۲۴x۹۴	۴-۳	
W۲۴x۱۴۶	W۲۴x۱۷۶	W۲۴x۱۶۲	W۲۴x۱۷۶	W۲۴x۱۷۶	W۲۴x۱۴۶	W۲۴x۹۴	W۲۴x۶۸	W۲۴x۶۸	W۲۴x۶۸	W۲۴x۹۴	۶-۵	
W۲۴x۱۰۳	W۲۴x۱۷۶	W۲۴x۱۶۲	W۲۴x۱۷۶	W۲۴x۱۷۶	W۲۴x۱۰۳	W۲۴x۶۲	W۲۴x۷۶	W۲۴x۷۶	W۲۴x۶۸	W۲۴x۶۲	۸-۷	
W۲۴x۶۸	W۲۴x۱۳۱	W۲۴x۱۳۱	W۲۴x۱۳۱	W۲۴x۱۳۱	W۲۴x۶۸	W۲۱x۵۶	W۲۱x۶۲	W۲۱x۶۲	W۲۱x۴۴	W۲۱x۵۶	۱۰-۹	
W۲۴x۵۵	W۲۴x۶۸	W۲۴x۶۸	W۲۴x۶۸	W۲۴x۶۸	W۲۴x۵۵	W۱۸x۳۵	W۱۸x۳۵	W۱۸x۳۵	W۱۸x۳۵	W۱۸x۳۵	۱۲-۱۱	
W۲۴x۲۲۹	W۲۴x۲۲۹	W۲۴x۲۲۹	W۲۴x۲۲۹	W۲۴x۲۲۹	W۲۴x۲۲۹	W۲۴x۶۲	W۲۴x۸۴	W۲۴x۸۴	W۲۴x۶۲	W۲۴x۸۴	۲-۱	نوع ۳
W۲۴x۱۷۶	W۲۴x۲۰۷	W۲۴x۲۰۷	W۲۴x۲۰۷	W۲۴x۲۰۷	W۲۴x۲۲۹	W۲۴x۶۸	W۲۴x۹۴	W۲۴x۸۴	W۲۴x۶۸	W۲۴x۷۶	۴-۳	
W۲۴x۱۳۱	W۲۴x۱۹۲	W۲۴x۱۹۲	W۲۴x۱۹۲	W۲۴x۲۰۷	W۲۴x۱۴۶	W۲۴x۷۶	W۲۴x۸۴	W۲۴x۸۴	W۲۴x۷۶	W۲۴x۹۴	۶-۵	
W۲۴x۱۰۳	W۲۴x۱۶۲	W۲۴x۱۶۲	W۲۴x۱۶۲	W۲۴x۱۹۲	W۲۴x۱۳۱	W۲۴x۷۶	W۲۴x۶۸	W۲۴x۶۸	W۲۴x۷۶	W۲۴x۶۲	۸-۷	
W۲۴x۸۴	W۲۴x۱۳۱	W۲۴x۱۳۱	W۲۴x۱۳۱	W۲۴x۱۳۱	W۲۴x۱۰۳	W۲۱x۵۰	W۲۱x۵۰	W۲۱x۵۰	W۲۱x۵۰	W۲۱x۵۰	۱۰-۹	
W۲۴x۸۴	W۲۴x۸۴	W۲۴x۸۴	W۲۴x۸۴	W۲۴x۶۸	W۲۴x۶۸	W۱۸x۳۵	W۱۸x۳۵	W۱۸x۳۵	W۱۸x۳۵	W۱۸x۳۵	۱۲-۱۱	



شکل ۸. نمودار محاسبه‌ی پارامترهای مدل استخوان ماهی بهبود یافته.

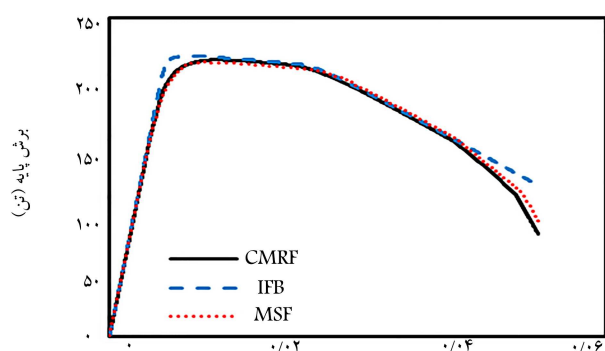
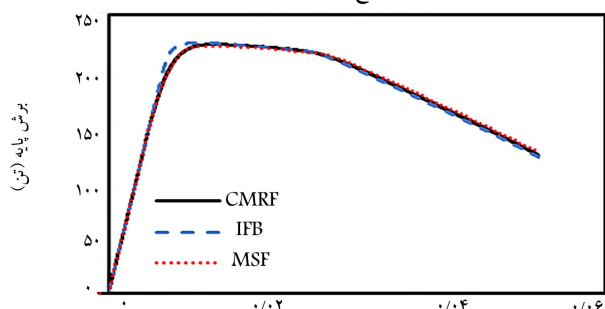
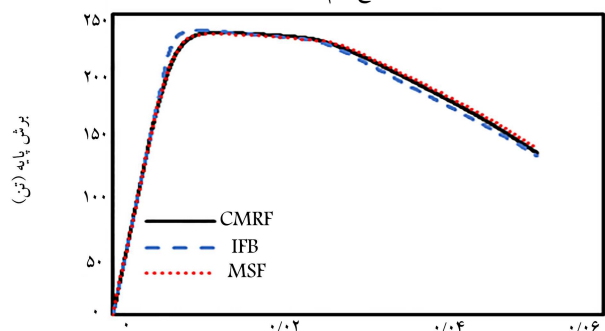
عبارت‌های IFB، CMRF و MSF به ترتیب بیانگر قاب‌های مدل اصلی (Classic)، Moment Resisting Frame (مدر استخوان ماهی بهبود یافته)، Fish-Bone (مدل قاب جایگزین اصلاح شده) و Modified Substitute Frame (مدر استخوان ماهی بهبود یافته) هستند.

اصلاح شده، این ارزیابی‌ها برای مدل استخوان ماهی بهبود یافته که توسط جیمسک و دالسک (۲۰۲۰) برای دهانه‌های نابرابر ارائه شده است،^[۱۳] انجام شده است. نحوه‌ی محاسبه‌ی پارامترهای مدل استخوان ماهی بهبود یافته در شکل ۸ مشاهده می‌شود. طول تیر مدل استخوان ماهی بهبود یافته $(L_{b,i}^F)$ برابر با نصف میانگین طول تیر مدل اصلی است. در شکل مذکور، $L_{b,i,k}$ طول تیر k ام و طبقه‌ی i ام مدل دارای جزئیات، $I_{b,i}^F$ ممان اینرسی تیر مدل استخوان ماهی بهبود یافته و $I_{b,i,k}$ ممان اینرسی تیر k ام در طبقه‌ی i ام مدل دارای جزئیات هستند. همچنین $I_{c,i}^F$ ممان اینرسی ستون i ام مدل استخوان ماهی بهبود یافته و $I_{c,i,j}$ ممان اینرسی ستون j ام و طبقه‌ی i ام مدل دارای جزئیات هستند.

$(M_{c,i,h,p}^F)$ مقاومت ستون مدل استخوان ماهی بهبود یافته است که از مجموع مقاومت ستون‌های مدل اصلی به دست می‌آید. برای محاسبه‌ی مقاومت تیر مدل استخوان ماهی بهبود یافته $(M_{b,i,h,p}^F)$ ، اگر مقاومت تیر بیشتر از مقاومت ستون باشد، مقاومت تیر در ضریبی ضرب می‌شود، سپس مقاومت تیر مدل استخوان ماهی بهبود یافته از جمع مقاومت تیرهای مدل دارای جزئیات $M_{b,i,k,h,p}^F$ به دست می‌آید. مدل‌های ۱۲ طبقه به صورت مدل قاب اصلی، مدل استخوان ماهی بهبود یافته و مدل قاب جایگزین اصلاح شده مدل‌سازی و آنالیز شده‌اند. در این قسمت

جدول ۳. مقادیر زمان تناوب چهار مود اول نوسان مدل‌ها و درصد اختلاف آنها نسبت به مدل اصلی.

نوع ۱			نوع ۲			نوع ۳			
MSF	IFB	CMRF	MSF	IFB	CMRF	MSF	IFB	CMRF	
۳,۲۷۴۸	۳,۲۷۲۳	۳,۲۷۹۸	۳,۲۷۰۲	۳,۳۶۸۹	۳,۳۷۱۳	۳,۳۵۳۷	۳,۳۳۲۰	۳,۳۵۳۰	مود اول
۰,۱۵	۰,۲۲	-	۰,۰۳۲	۰,۰۷۱	-	۰,۰۲	۰,۰۶۲	-	خطا (%)
۱,۲۳۴۰	۱,۲۳۳۹	۱,۲۳۶۵	۱,۲۷۴۴	۱,۲۷۴۵	۱,۲۷۴۹	۱,۲۳۸۸	۱,۲۳۲۹	۱,۲۳۹۴	مود دوم
۰,۲	۰,۲۱	-	۰,۰۳۹	۰,۰۳۱	-	۰,۰۴۸	۰,۰۵۲	-	خطا (%)
۰,۷۰۴۳	۰,۷۰۴۱	۰,۷۰۶۲	۰,۷۲۶۳	۰,۷۲۶۲	۰,۷۲۶۸	۰,۶۹۳۴	۰,۶۹۰۵	۰,۶۹۳۶	مود سوم
۰,۲۶	۰,۲۹	-	۰,۰۶۸	۰,۰۸۲	-	۰,۰۲۸	۰,۰۴۴	-	خطا (%)
۰,۴۶۲۲	۰,۴۶۹۲	۰,۴۶۳۷	۰,۴۸۳۱	۰,۴۸۳۰	۰,۴۸۳۵	۰,۴۶۱۷	۰,۴۶۰۱	۰,۴۶۲۲	مود چهارم
۰,۳۲	۱,۱۸	-	۰,۰۸۲	۰,۱	-	۰,۱	۰,۴۵	-	خطا (%)

تغییر مکان نسبی بام
الف) نوع اول؛تغییر مکان نسبی بام
ب) نوع دوم؛تغییر مکان نسبی بام
ج) نوع سوم.

شکل ۹. نمودار پوش‌آور مونتونیک مدل ۱۲ طبقه به ازای هندسه‌های الف، ب و پ.

۱.۴. ارزیابی زمان تناوب مدل‌ها

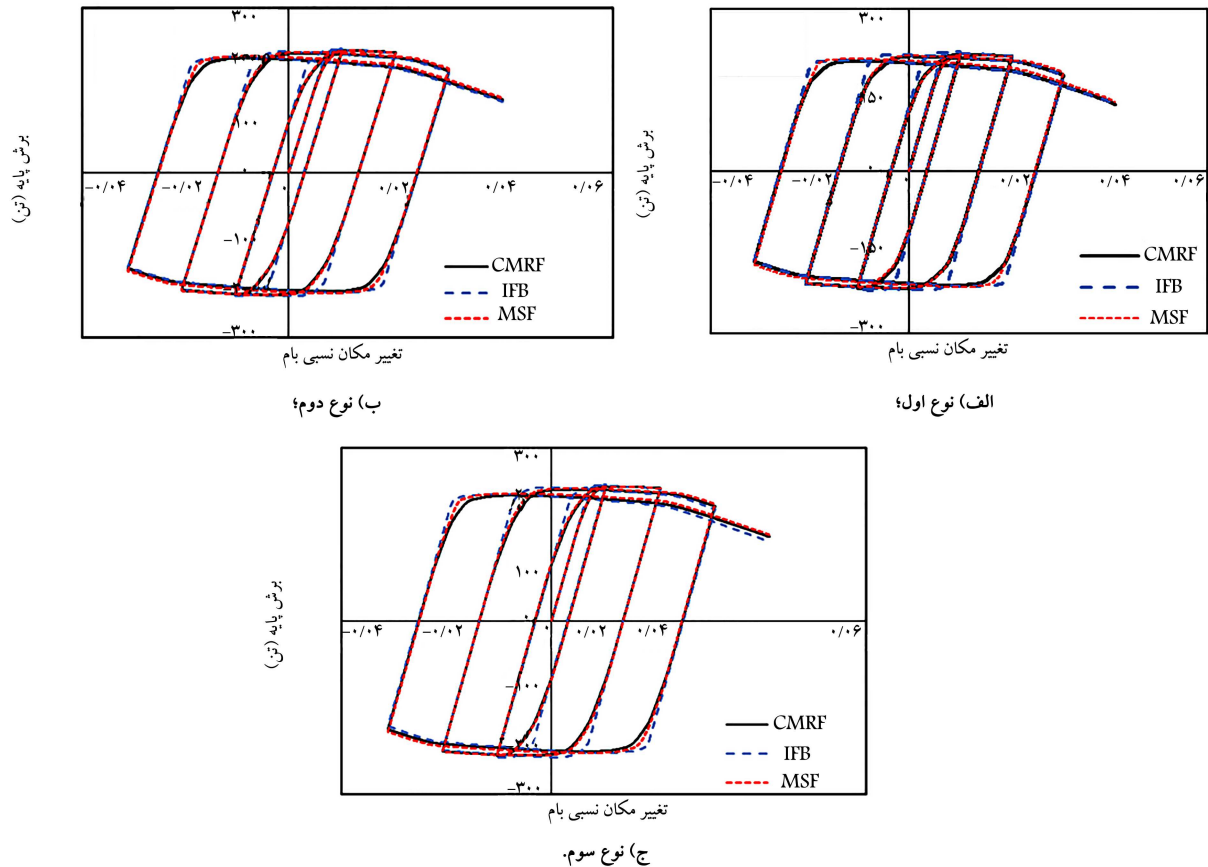
با انجام آنالیز مودال، زمان تناوب ۴ مود اول نوسان مدل‌های مختلف به دست آمده و برای مدل‌های ۱۲ طبقه در جدول ۳ ارائه شده است. همچنین مقادیر خطای محاسبه‌ی زمان تناوب هر یک از مدل‌ها، در هر ۴ مود نوسان نسبت به مدل اصلی محاسبه و در جدول مذکور گزارش شده است؛ که مطابق آن، مدل استخوان ماهی بهبود یافته، مقادیر زمان تناوب مود اول را با خطای میانگین ۰,۳٪ نشان می‌دهد، در حالی که مدل قاب جایگزین اصلاح شده، مقادیر زمان تناوب را در مود اول نوسان با خطای میانگین ۰,۰۶٪ تخمین می‌زند. این امر نشان می‌دهد که سختی اولیه‌ی مدل قاب جایگزین اصلاح شده با دقت بسیار بالایی تخمین زده شده است.

۲.۴. تحلیل استاتیکی غیرخطی مونتونیک و سیکلیک

در تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام شده، بار جانبی با توان $k = 2$ به صورت منحنی توزیع شده و بار کل طبقه به ستون‌های ثقلی نسبت یافته است. نتایج تحلیل مونتونیک و سیکلیک برای مدل ۱۲ طبقه در شکل‌های ۹ و ۱۰ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آنها، مدل قاب استخوان ماهی بهبود یافته در تغییر مکان جانبی طبقات حدود ۰,۰۰۸، سختی بیشتری نسبت به مدل اصلی نشان داده است.

۳.۴. نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی

در تحلیل دینامیکی غیرخطی، قاب‌ها تحت نگاشت‌های جدول ۴ قرار گرفته‌اند. در پژوهش حاضر، از سه دسته رکورد دور از گسل، نزدیک گسل بدون آثار پالس‌گونه و نزدیک گسل با آثار پالس‌گونه، که در دستورالعمل FEMA - P۶۹۵ ارائه شده، استفاده شده است.^[۱۹] مدل‌های مورد نظر، تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفته و برای بررسی دقیق‌تر، نتایج در سه نوع نمودار به تفکیک ارائه شده است. نوع اول نمودارها، میانگین بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی طبقات را برای دو مدل به ازاء سه دسته رکورد نمایش می‌دهد. نوع دوم نمودارها، میانگین و انحراف معیار بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی طبقات را برای سه دسته رکورد نشان می‌دهد که برای محاسبه‌ی میانگین و انحراف معیار پاسخ‌ها، اگر $\hat{\theta}_i$ پاسخ مدل ساده شده و θ_i پاسخ مدل اصلی باشند، آنگاه نسبت $\hat{\theta}_i$ به θ_i نامیده می‌شود. میانگین در فضای لگاریتمی، با استفاده از رابطه‌ی ۱۰ و انحراف معیار مطابق رابطه‌ی ۱۱ محاسبه



شکل ۱۰. نمودار پوش آور سیکلیک مدل ۱۲ طبقه‌ی طراحی شده به ازای هندسه‌های الف، ب و پ.

را تجربه کرده و وارد حوزه‌ی غیرخطی شده است. بنابراین، از این ناحیه‌ی اختلاف نمودار قاب استخوان ماهی بهبود یافته با مدل اصلی مشاهده می‌شود، اما در مدل ساده شده‌ی قاب جایگزین اصلاح شده این مشکل وجود ندارد. در شکل ۱۲، میانگین و پراکندگی در تیپ‌های اول و دوم نیز نمودار استخوان ماهی بهبود یافته از ۱ فاصله گرفته است، در حالی که قاب جایگزین اصلاح شده این اختلاف را ندارد. همچنین پراکندگی بیشتری در نمودار استخوان ماهی بهبود یافته مشاهده می‌شود.

مطابق شکل ۱۱، برای رکوردهای حوزه‌ی نزدیک گسل بدون پالس، به دلیل ضعیف بودن رکورد غیرخطی شدن در طبقات دهم به بعد رخ داده است. می‌توان گفت نمودار استخوان ماهی فقط در صورت خطی ماندن قاب در زمان زلزله، می‌تواند جواب‌ها را به صورت دقیق‌تر ارائه دهد.

شکل ۱۳ نشان می‌دهد که پراکندگی تغییرمکان نسبی جانبی، در مدل استخوان ماهی بهبود یافته بیشتر بوده است. این در حالی است که مدل قاب جایگزین اصلاح شده، پاسخ‌ها را با دقت بسیار بالاتری نسبت به مدل اصلی تخمین می‌زند. به منظور کمی‌سازی دقت مدل‌ها در تعیین پاسخ‌های دینامیکی سازه، مقادیر درصد اختلاف بیشینه‌ی پاسخ میانگین رکوردها (مرتبط با شکل ۱۱) و بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی طبقات به ازاء رکوردی که بیشترین اختلاف را ایجاد کرده است (مرتبط با شکل ۱۳) نسبت به مدل اصلی محاسبه و در جدول ۵ ارائه شده است؛ که مطابق آن، مدل قاب جایگزین اصلاح شده، پاسخ دینامیکی سازه را با دقت بالایی در مقایسه با مدل استخوان ماهی بهبود یافته تخمین زده است.

می‌شود:

$$Bias = \bar{x} = e^{\frac{\sum_{i=1}^n Ln(x_i)}{n}} \quad (10)$$

$$Dispersion = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n [Ln(x) - Ln(\bar{x})]^2}{n}} \quad (11)$$

دسته‌ی سوم نمودارها، بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی جانبی مدل قاب جایگزین اصلاح شده و مدل استخوان ماهی بهبود یافته را بر اساس تغییرمکان نسبی جانبی مدل اصلی نشان می‌دهند. برای رعایت اختصار در گزارش کردن تمامی نمودارهای مربوط به سه مدل ۱۲ طبقه به ازاء سه دسته رکورد مختلف سعی شده است تا نمودار به صورت موردی قرار داده شود، به گونه‌ی که نمودارهای با پاسخ‌های بسیار دقیق و نمودارهایی با دقت کمتر را در برگیرد.

نمودار میانگین بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی طبقات برای مدل‌های ۱۲ طبقه‌ی نوع اول و دوم به ازاء هر سه دسته رکورد در شکل ۱۱ گزارش شده است. همچنین نمودار انحراف معیار بیشینه‌ی پاسخ مدل قاب جایگزین اصلاح شده و استخوان ماهی بهبود یافته نسبت به قاب اصلی برای مدل‌های ۱۲ طبقه‌ی نوع اول و دوم در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود. دسته‌ی آخر نمودارها مطابق شکل ۱۳، نمودار بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی جانبی مدل قاب جایگزین اصلاح شده و مدل استخوان ماهی بهبود یافته براساس تغییرمکان نسبی جانبی مدل اصلی است.

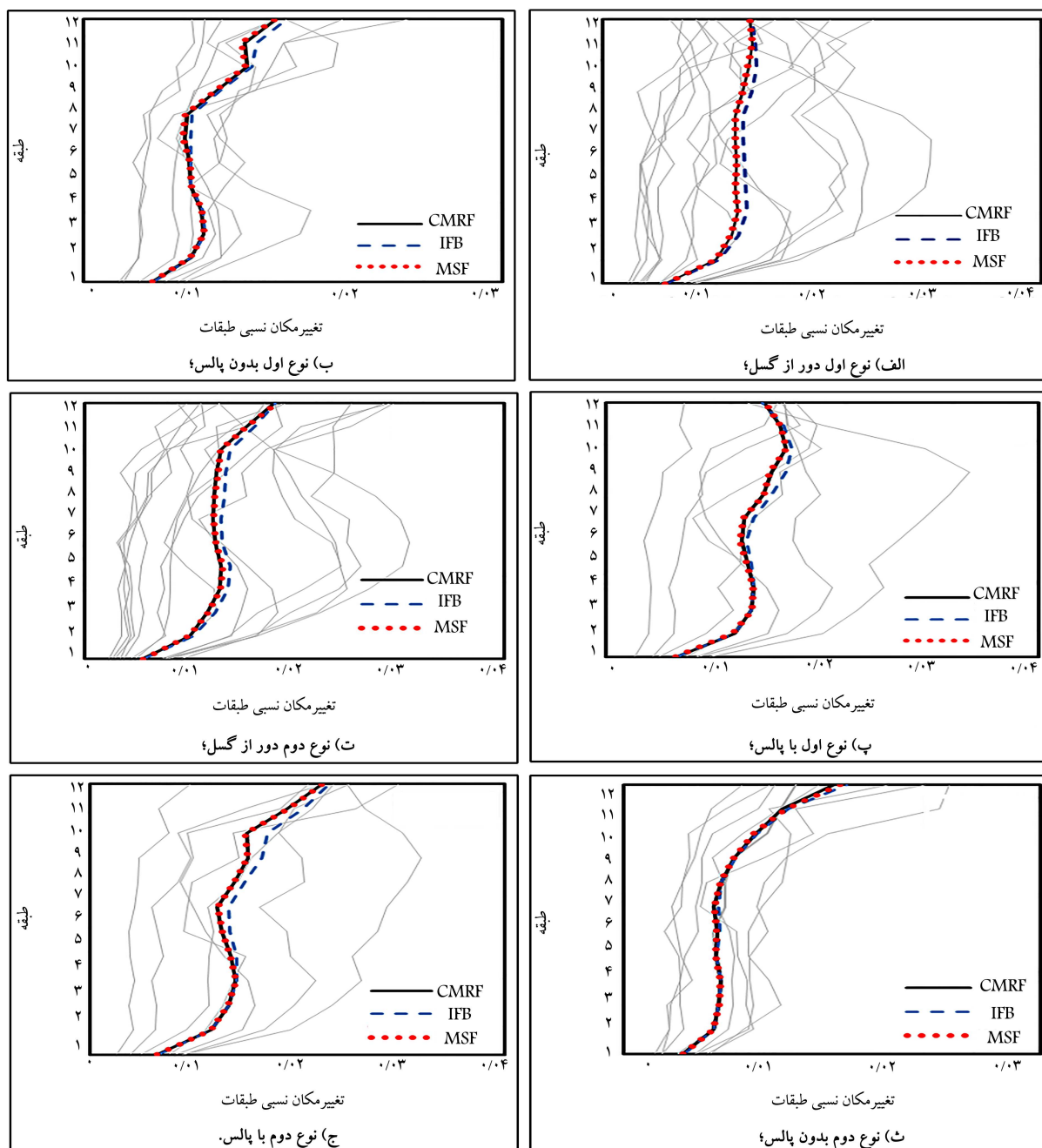
با توجه به نتایج ارائه شده، می‌توان مشاهده کرد که مطابق شکل ۱۱ برای رکوردهای حوزه‌ی دور از گسل، قاب از طبقه‌ی دوم، تغییرمکان نسبی بالای ۱٪

جدول ۴. مشخصات رکوردهای استفاده شده در پژوهش حاضر.

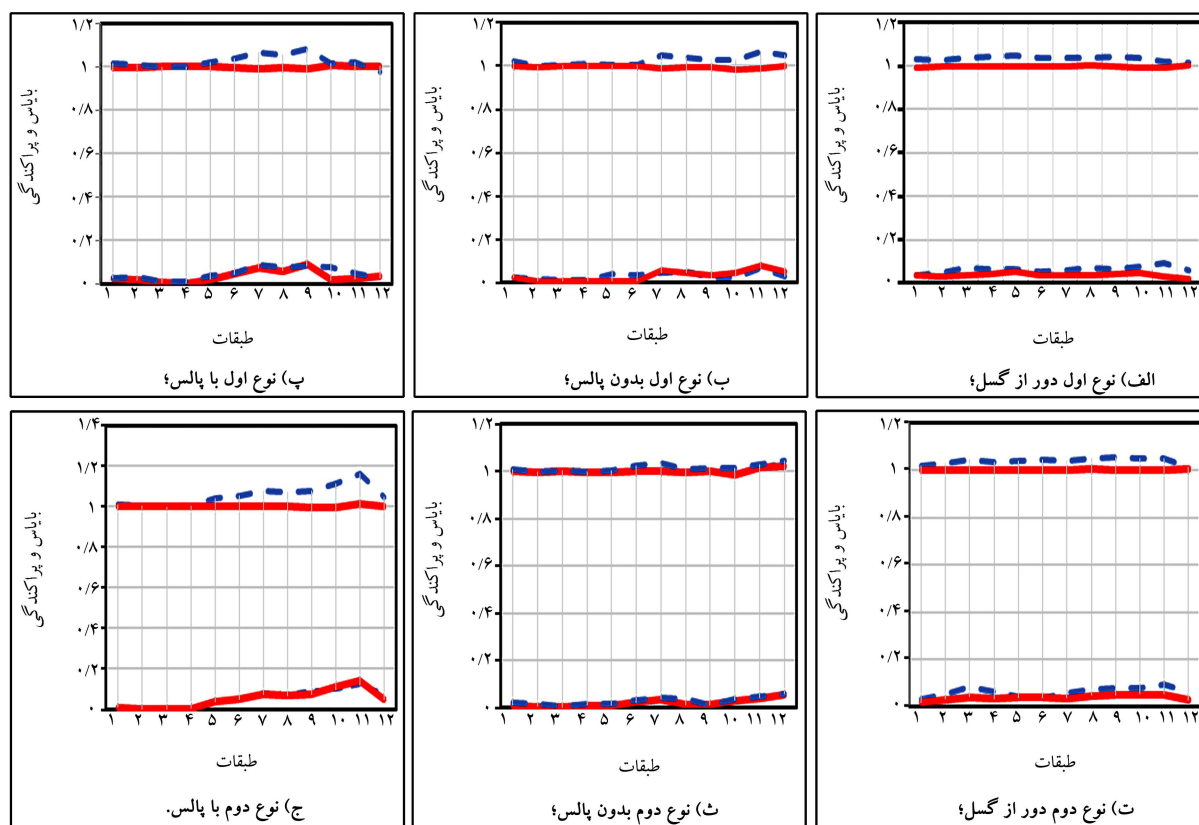
نام زلزله	ایستگاه	مکانیزم گسل	فاصله از گسل (کیلومتر)	PGA (g)	بزرگ (M _w)
نگاشت‌های دور از گسل					
Northridge	Canyon Country-WLC	معکوس	۲۶٫۵	۰٫۴۸	۶٫۷
Hector Mine	Hector	امتداد لغز	۴۱٫۳	۰٫۳۴	۷٫۱
Imperial Valley	El Centro Array	امتداد لغز	۲۹٫۴	۰٫۳۸	۶٫۵
Kobe, Japan	Shin-Osaka	امتداد لغز	۴۶	۰٫۲۴	۶٫۹
Kocaeli, Turkey	Duzce	امتداد لغز	۹۸٫۲	۰٫۳۶	۷٫۵
Kocaeli, Turkey	Arcelik	امتداد لغز	۵۳٫۷	۰٫۲۲	۷٫۵
Landers	Coolwater	امتداد لغز	۸۲٫۱	۰٫۴۲	۷٫۳
Loma Prieta	Gilroy Array	امتداد لغز	۱۲٫۸	۰٫۵۶	۶٫۹
Manjil, Iran	Abbar	امتداد لغز	۱۲٫۶	۰٫۵۱	۷٫۴
Superstition Hills	El Centro Imp.Co	امتداد لغز	۱۸٫۲	۰٫۳۶	۶٫۵
Chi-Chi, Taiwan	CHY۱۰۱	معکوس	۱۰	۰٫۴۴	۷٫۶
Chi-Chi, Taiwan	TCU۰۴۵	معکوس	۲۶	۰٫۵۱	۷٫۶
San Fernando	LA - Hollywood	معکوس	۲۲٫۸	۰٫۲۱	۶٫۶
Friuli, Italy	Tolmezzo	معکوس	۱۵٫۸	۰٫۳۵	۶٫۵
نگاشت‌های بدون پالس نزدیک گسل					
Gazli-USSR	Karakyr	معکوس	۱۲٫۸	۰٫۷۱	۶٫۸
Imperial-Valley	Chihuahua	امتداد لغز	۱۸٫۹	۰٫۲۷	۶٫۵
Nahanni-Canada	Site – ۱	معکوس	۶٫۸	۱٫۰۹	۶٫۸
Nahanni-Canada	Site – ۲	معکوس	۶٫۵	۰٫۴۹	۶٫۸
Loma-Prieta	BRAN	معکوس مایل	۹	۰٫۵۲	۶٫۹
Loma-Prieta	Corralitos	معکوس مایل	۷٫۲	۰٫۶۴	۶٫۹
Northridge	LA Sepulveda	معکوس	۸٫۵	۰٫۷۵	۶٫۷
Kocaeli-Turkey	Yarimca	امتداد لغز	۱۹٫۳	۰٫۳۵	۷٫۵
نگاشت‌های پالس‌دار نزدیک گسل					
Imperial-Valley	El-Centro-Array	امتداد لغز	۲۷٫۵	۰٫۴۶	۶٫۵
Irpinia-Italy	Sturno	معمولی	۳۰٫۴	۰٫۳۵	۶٫۹
Loma-Prieta	Saratoga-Aloha-Ave	معکوس مایل	۲۷٫۲	۰٫۳۲	۶٫۹
Erzincan-Turkey	Erzincan	امتداد لغز	۹	۰٫۴۹	۶٫۷
Kocaeli-Turkey	Izmit	امتداد لغز	۵٫۳	۰٫۲۱	۷٫۵
Chi-Chi-Taiwan	TCU۱۰۲	معکوس مایل	۴۵٫۶	۰٫۳	۷٫۶
Duzce-Turkey	Duzce	امتداد لغز	۱٫۶	۰٫۵۳	۷٫۱

جدول ۵. بیشینه‌ی خطا در تخمین تغییر مکان نسبی طبقات بر حسب درصد.

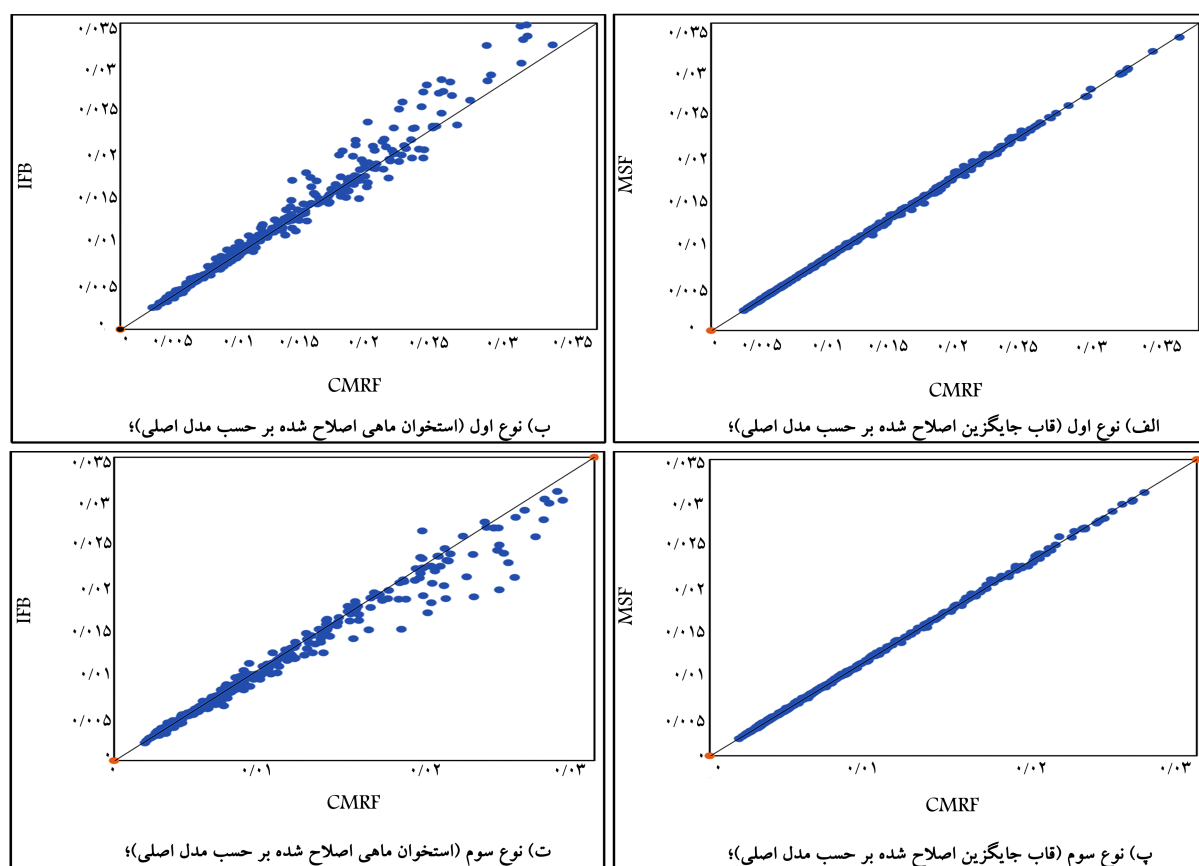
بیشینه‌ی خطا در کلیه‌ی طبقات و مدل‌ها بر اساس میانگین رکوردها		بیشینه‌ی خطا در کلیه‌ی طبقات و مدل‌ها برای هر یک از رکوردها	
نوع اول دور	نوع اول از گسل	نوع دوم با پالس	نوع سوم
SMF	۰٫۶۸	۰٫۶۷	۱٫۵
IFB	۷٫۸	۹٫۱	۸
	۲۴	۱۳٫۷	۴۲



شکل ۱۱. نمودار میانگین بیشینه‌ی تغییر مکان نسبی طبقات مدل ۱۲ طبقه.



شکل ۱۲. نمودار انحراف معیار بیشینه‌ی تغییر مکان نسبی طبقات مدل ۱۲ طبقه.



شکل ۱۳. نمودار مقایسه‌ی بیشینه‌ی تغییر مکان نسبی طبقات مدل ۱۲ طبقه.

هدف پژوهش حاضر، توسعه‌ی مدل قاب جایگزین برای قاب‌های خمشی فولادی با دهانه‌های نابرابر بوده است. بدین منظور، مدل قاب جایگزین با اصلاح سختی تیر در ناحیه‌ی خطی و پیشنهاد فنرهای چندخطی در ناحیه‌ی رفتار غیرخطی برای دهانه‌های نابرابر اصلاح شده است. در ادامه، دقت مدل پیشنهادی با مدل‌سازی سه قاب خمشی فولادی ۱۲ طبقه با دهانه‌های نابرابر ارزیابی شده است. نتایج ارزیابی مدل ارائه شده در حوزه‌ی خطی نشان می‌دهد که مدل قاب جایگزین اصلاح شده، مقادیر زمان تناوب سازه را با خطای میانگین ۰/۰۶٪ تخمین زده است.

همچنین نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی نشان می‌دهد که مدل قاب جایگزین اصلاح شده، پاسخ‌های قاب خمشی مرجع را با دقت بسیار خوبی پیش‌بینی کرده است. علاوه بر این، مدل قاب جایگزین اصلاح شده، دقت بالاتری نسبت به مدل استخوان ماهی بهبود یافته داشته است، به گونه‌ی که میزان خطای مدل پیشنهادی برای تخمین تغییرمکان نسبی طبقات به ازای میانگین رکوردها در کلیه‌ی مدل‌ها بیشینه‌ی ۱/۵٪ بوده است. این در حالی است که برای مدل استخوان ماهی بهبود یافته، این مقدار به ۱۳/۷٪ رسیده است.

پانویس‌ها

1. Lei
2. Hall
3. Iwan
4. Huang
5. Miranda
6. Fish-Bone
7. Nakashima
8. Generic Frame
9. Modified Fishbone Model
10. Substitute Frame
11. Jamšek & Dolšek
12. Improved Fishbone Model
13. General Substitute Frame
14. Seismic Design Category

منابع (References)

1. Freeman, S.A., 1975. Evaluations of existing buildings for seismic risk-a case study of puget sound naval shipyard. In *Proc. 1st US Nat. Conf. on Earthquake Eng.*, Bremerton, Washington.
2. Freeman, S.A., 1998. Development and use of capacity spectrum method. In *the 6th US National Conference on Earthquake Engineering/EERI*, Seattle, Washington.
3. Council, A.T., 1996. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Report No. SSC 96-01, ATC-40.
4. Lai, M., Li, Y. and Zhang, C., 1992. Analysis method of multi-rigid-body model for earthquake responses of shear-type structure. In *Proc., 10th WCEE Conf.*
5. Hall, J.F., Eeri, M., Heaton, Th.H. and et al., 1995. Near-source ground motion and its effects on flexible buildings. *Earthquake Spectra*, **11**(4), pp.569-605. <https://doi.org/10.1193/1.1585828>.
6. Iwan, D., 1997. Drift spectrum: measure of demand for earthquake ground motions. *J. Struct. Eng.*, **123**(4), pp.397-404. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1997\)123:4\(397\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:4(397)).
7. Huang, C.T., 2003. Considerations of multimode structural response for near-field earthquakes. *J. Eng. Mech.*, **129**(4), pp. 458-467. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2003\)129:4\(458\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2003)129:4(458)).
8. Miranda, E., 1999. Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings. *J. Struct. Eng.*, **125**(4), pp.417-425. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1999\)125:4\(417\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1999)125:4(417)).
9. Nakashima, M., Ogawa, K. and Inoue, K., 2002. Generic frame model for simulation of earthquake responses of steel moment frames. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, **31**(3), pp.671-692. DOI:10.1002/eqe.148
10. Khaloo, A.R. and Khosravi, H., 2013. Modified fish-bone model: A simplified MDOF model for simulation of seismic responses of moment resisting frames. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, **55**, pp.195-210. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.09.013>.
11. Soleimani, R., Khosravi, H. and Hamidi, H., 2019. Substitute Frame and adapted fish-bone model: Two simplified frames representative of RC moment resisting frames. *Eng. Struct.*, **185**, pp.68-89. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.01.127>.
12. Haghighat, A. and Sharifi, A., 2018. Evaluation of modified fish-bone model for estimating seismic demands of irregular MRF structures. *Per. Poly. Civ. Eng.*, **62**(3), pp.800-811. <https://doi.org/10.3311/PPci.11640>.
13. Jamšek, A. and Dolšek, M., 2020. Seismic analysis of older and contemporary reinforced concrete frames with the improved fish-bone model. *Engineering Structures*, **212**, p.110514. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110514>.
14. Soleimani, R. and Hamidi, H., 2021. General substitute frame model (GSF) for efficient estimation of seismic demands of steel and RC moment frames. *Engineering Structures*, **246**, p.113031. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113031>.
15. ASCE., 2016. Minimum design loads for buildings and other structures. ASCE/SEI 7-16, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
16. NIST., 2017. Guidelines for nonlinear structural analysis for design of buildings. Part IIa - Steel Moment Frames, (Gaithersburg, MD), NIST GCR 17-917-46v2.
17. Lignos, D.G. and Krawinkler, H., 2011. Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading. *Journal of Structural Engineering*, **137**(11), pp.1291-1302. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000376](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000376).
18. Lignos, D.G., Hartloper, A.R., Elkady, A. and et al., 2019. Proposed updates to the ASCE 41 nonlinear modeling parameters for wide-flange steel columns in support of performance-based seismic engineering. *Journal of Structural Eng.*, **145**(9), pp.04019083. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002353](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002353).
19. Federal Emergency Management Agency (FEMA), FEMA P695., 2009. Quantification of building seismic performance factors. (Washington, DC, USA)

پیوست ۱

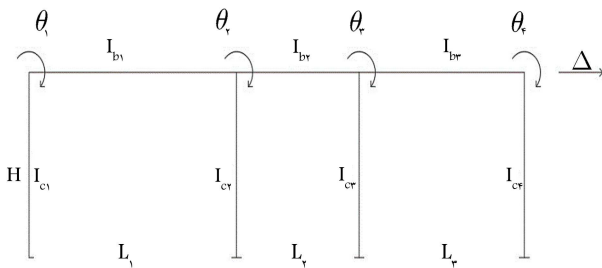
به عنوان نمونه، ماتریس سختی یک سازه‌ی یک طبقه با سه دهانه مطابق شکل (پ - ۱) به صورت ماتریس (پ - ۱) ارائه شده است که در آن، چرخش گره‌ها با پارامتر θ جابه‌جایی قاب با پارامتر Δ نشان داده شده است.

$${}^2E \begin{bmatrix} \frac{{}^2I_{b1}}{L_1} + \frac{{}^2I_{c1}}{H} & \frac{I_{b1}}{L_1} & 0 & 0 & -3\frac{I_{c1}}{H^2} \\ \frac{I_{b1}}{L_1} & \frac{{}^2I_{b1}}{L_1} + \frac{{}^2I_{b2}}{L_2} + \frac{{}^2I_{c1}}{H} & \frac{I_{b2}}{L_2} & 0 & -3\frac{I_{c2}}{H^2} \\ 0 & \frac{I_{b2}}{L_2} & \frac{{}^2I_{b2}}{L_2} + \frac{{}^2I_{b3}}{L_3} + \frac{{}^2I_{c2}}{H} & \frac{I_{b3}}{L_3} & -3\frac{I_{c3}}{H^2} \\ 0 & 0 & \frac{I_{b3}}{L_3} & \frac{{}^2I_{b3}}{L_3} + \frac{{}^2I_{c3}}{H} & -3\frac{I_{c4}}{H^2} \\ -3\frac{I_{c1}}{H^2} & -3\frac{I_{c2}}{H^2} & -3\frac{I_{c3}}{H^2} & -3\frac{I_{c4}}{H^2} & -6\frac{\sum I_c}{H^2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \\ \theta_4 \\ \Delta \end{Bmatrix} \quad (\text{پ - ۱})$$

سیس متغیر جدیدی به نام $\alpha_i = \frac{\theta_i}{\theta}$ تعریف می‌شود تا با ضرب شدن در ستون‌های مرتبط با ماتریس سختی، بردار تغییر مکان ماتریس بر حسب یک θ نوشته شود. این ماتریس به صورت ماتریس (پ - ۲) نمایش داده شده است.

$${}^2E \begin{bmatrix} \left(\frac{{}^2I_{b1}}{L_1} + \frac{{}^2I_{c1}}{H}\right)\alpha_1 & \left(\frac{I_{b1}}{L_1}\right)\alpha_2 & 0 & 0 & -3\frac{I_{c1}}{H^2} \\ \left(\frac{I_{b1}}{L_1}\right)\alpha_1 & \left(\frac{{}^2I_{b1}}{L_1} + \frac{{}^2I_{b2}}{L_2} + \frac{{}^2I_{c1}}{H}\right)\alpha_2 & \left(\frac{I_{b2}}{L_2}\right)\alpha_3 & 0 & -3\frac{I_{c2}}{H^2} \\ 0 & \left(\frac{I_{b2}}{L_2}\right)\alpha_2 & \left(\frac{{}^2I_{b2}}{L_2} + \frac{{}^2I_{b3}}{L_3} + \frac{{}^2I_{c2}}{H}\right)\alpha_3 & \left(\frac{I_{b3}}{L_3}\right)\alpha_4 & -3\frac{I_{c3}}{H^2} \\ 0 & 0 & \left(\frac{I_{b3}}{L_3}\right)\alpha_3 & \left(\frac{{}^2I_{b3}}{L_3} + \frac{{}^2I_{c3}}{H}\right)\alpha_4 & -3\frac{I_{c4}}{H^2} \\ \left(-3\frac{I_{c1}}{H^2}\right)\alpha_1 & \left(-3\frac{I_{c2}}{H^2}\right)\alpha_2 & \left(-3\frac{I_{c3}}{H^2}\right)\alpha_3 & \left(-3\frac{I_{c4}}{H^2}\right)\alpha_4 & -6\frac{\sum I_c}{H^2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta \\ \theta \\ \theta \\ \theta \\ \Delta \end{Bmatrix} \quad (\text{پ - ۲})$$

حال می‌توان سطرها و ستون‌های اول تا سوم ماتریس سختی را با هم جمع کرد و به یک ماتریس 2×2 رسید. که این ماتریس به صورت ماتریس رابطه‌ی ۱ در متن نوشتار حاضر ارائه شده است.



شکل (۱ - پ) پارامترها و درجه‌های آزادی برای ماتریس سختی.