

# بررسی ایمنی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی همگرای فولادی طراحی شده بر اساس عملکرد با توجه به موقعیت متفاوت مهاربند در دهانه‌ها

اشکان خدابنده‌لو\*

۱- دانشیار، گروه مهندسی عمران، واحد ارومیه، دانشگاه آزاد اسلامی، ارومیه، ایران  
\* ارومیه، صندوق پستی ۹۶۹، a.khodabandehlou@iau.ac.ir

## چکیده

در این تحقیق، ارزیابی عملکرد لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش قاب‌های مهاربندی فولادی همگرای ضربدری طراحی شده بر اساس عملکرد، با تعداد دهانه‌های ۳، ۴ و ۵ و با تعداد طبقات ۱۰ و آرایش مختلف مهاربند در دهانه‌های متفاوت مورد مطالعه قرار گرفته است. برای طراحی غیرخطی قاب‌های مورد مطالعه از نرم‌افزار OpenSees و کنترل ضوابط عملکردی از نرم‌افزار Matlab استفاده شده است. برای طراحی بر اساس عملکرد قاب‌های مورد مطالعه در این تحقیق از تحلیل بار افزون و جهت ارزیابی ایمنی لرزه‌ای سازه‌های طراحی شده از تحلیل دینامیکی فزاینده استفاده شده است. متدولوژی ارائه شده در این مطالعه شامل سه فاز است. فاز اول، شامل طراحی مبتنی بر مقاومت و کنترل ضوابط نیرویی بر اساس آیین‌نامه LRFD\_AISC و طراحی بر اساس عملکرد و کنترل ضوابط عملکردی در سه سطح عملکردی سکونت فوری، ایمنی جانی و پیشگیری از خرابی در قاب‌های طراحی شده بر اساس آیین‌نامه ASCE 41-13 می‌باشد. در فاز دوم، به منظور پیش‌بینی ظرفیت فروریزش قاب‌های طراحی شده، با استفاده از تحلیل دینامیکی فزاینده، نسبت حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح شده قاب‌ها، محاسبه شده است. در نهایت، قاب‌های طراحی شده از نظر عملکرد لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش با یکدیگر مقایسه شده‌اند. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که قاب‌هایی با تعداد دهانه مهاربندی بیش‌تر، الزاماً دارای ظرفیت فروریزش بیش‌تر، ایمنی لرزه‌ای مطلوب‌تر و وزن بیش‌تر نمی‌باشد. همچنین تمامی قاب‌های طراحی شده دارای ظرفیت فروریزش قابل‌قبولی با توجه به مقادیر ذکر شده در دستورالعمل FEMA-P695 هستند.

## واژگان کلیدی

قاب مهاربندی همگرای فولادی، طراحی بر اساس مقاومت، طراحی بر اساس عملکرد، آنالیز دینامیکی فزاینده، ایمنی لرزه‌ای

## Effect of bracing position on seismic safety of performance-designed steel convergent bracing frames

A. KhodaBandehLou

### Abstract

In this study, the seismic behavior and collapse capacity of performance-based designed X-braced frames were investigated. The studied frames were 10-story structures with 3, 4, and 5 bays, featuring different bracing arrangements across the spans. OpenSees was employed for nonlinear modeling and analysis, while MATLAB was used to control performance parameters. Performance-based design was conducted using pushover analysis, and incremental dynamic analysis (IDA) was utilized to assess the seismic safety of the designed structures.

The methodology consists of three phases. In the first phase, the frames were designed based on strength and force criteria according to the LRFD\_AISC regulations, as well as performance-based design targeting the Immediate Occupancy, Life Safety, and Collapse Prevention performance levels, following the ASCE 41-13 guidelines. In the second phase, incremental dynamic analysis was performed to predict the collapse capacity of the designed frames and calculate their collapse margin ratio. Finally, the third phase involved a comparison of the designed frames in terms of seismic performance and collapse capacity.

The results indicate that frames with a higher number of braced bays do not necessarily exhibit greater collapse capacity, better seismic safety, or higher structural weight. However, all designed frames demonstrated an acceptable collapse capacity according to the criteria outlined in the FEMA P-695 guidelines.

### Keywords

Convergent Steel Bracing Frame, Design Based on Strength, Design Based on Performance, Incremental Dynamic Analysis, Seismic Safety

## ۱- مقدمه

از آنجایی که بارهای لرزه‌ای دارای طبیعت غیرقابل پیش‌بینی هستند، اگر طراحی به‌گونه‌ای باشد که سازه در هنگام زلزله در محدوده خطی باقی بماند، وزن سازه به‌دست‌آمده از این روش طراحی، به‌طور غیراقتصادی افزایش خواهد یافت. بنابراین آیین‌نامه‌های ساختمانی و روش‌های طراحی، محدوده غیرالاستیک رفتار سازه را با روش‌های ایمن در طراحی در نظر می‌گیرند. یک رویکرد قوی برای طراحی سازه‌ها و ملحوظ‌داشتن محدوده غیرالاستیک، طراحی بر مبنای عملکرد است که یک رویکرد چند سطحی برای طراحی سازه در سطوح مختلف لرزه‌ای می‌باشد. مفهوم نوین طراحی بر مبنای عملکرد در آیین‌نامه‌های مختلف بر پایه سه اصل عدم آسیب برای زلزله‌های با شدت کم، عدم آسیب سازه‌ای ولی آسیب جزئی غیرسازه‌ای برای زلزله‌های با شدت متوسط و عدم فروریزش<sup>۱</sup> ولی آسیب سازه‌ای و غیرسازه‌ای برای زلزله‌های با شدت قوی قرار دارد. این رویکرد طراحی لرزه‌ای بر این اصل استوار است که سازه باید در مقابل مخاطرات لرزه‌ای مختلف (زلزله‌های با شدت کم و دوره زمانی کوتاه تا زلزله‌های با شدت زیاد و دوره زمانی بلند) اهداف عملکردی مختلف را برآورده نموده و ایمنی سازه را افزایش دهد. بر اساس آیین‌نامه‌های طراحی، اعضای سازه‌ای به‌گونه‌ای طراحی می‌شوند که بتوانند نیروهای وارده را با حاشیه ایمنی مناسبی که بستگی به روش طراحی دارد، تحمل نمایند. بعد از طراحی اعضای سازه‌ای برای نیروهای وارده در بعضی موارد کنترل‌های تغییرمکانی نیز انجام می‌شود. بعضی از کنترل‌های تغییرمکانی مانند کنترل خیز تیرها وابسته به خرابی‌های معماری و بعضی دیگر همانند کنترل تغییرمکان نسبی، هم‌زمان وابسته به خرابی‌های معماری و خرابی‌های سازه‌ای هستند. مهندسان همیشه در تکاپوی طراحی سیستم‌هایی بوده‌اند که مهم‌ترین معیار انتخاب برای آن‌ها، به‌دلیل محدودیت منابع، ارزان‌بودن و درعین‌حال برآورده‌شدن تمامی محدودیت‌های موجود بوده است. امروزه روش طراحی بر اساس عملکرد یک فرآیند بسیار کارآمد برای صرفه‌جویی اقتصادی در روند طراحی، ساخت و نگهداری سازه‌ها به‌شمار می‌آید. از طرفی روش طراحی بر اساس عملکرد از پیشرفته‌ترین روش‌های طراحی لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد. بنابراین، طراحی سازه‌ها بر اساس عملکرد، سازه‌هایی را به‌دست خواهد داد که درعین اقتصادی‌بودن از ایمنی و قابلیت اطمینان مناسبی برخوردار

هستند. بنابراین در مقایسه با روش‌های طراحی لرزه‌ای سنتی، طراحی بر اساس عملکرد ارزیابی صریحی از رفتارهای سازه‌ای تحت اثر اهداف عملکردی از پیش تعریف‌شده را فراهم می‌نماید. اهداف سازه‌ای اغلب به دو دسته اصلی تقسیم‌بندی می‌شوند: ایمنی و قابلیت بهره‌برداری. با ترکیب متفاوت از الزامات ایمنی و قابلیت بهره‌برداری، طرح‌های متعادل می‌توانند ارزیابی گردند. تعدادی از کارهای انجام‌شده در زمینه طراحی بر اساس عملکرد در ادامه ارائه شده است.

**قلی‌زاده** طراحی لرزه‌ای بهینه بر اساس عملکرد سازه‌های فولادی با الگوریتم بهبودیافته شب‌تاب و شبکه عصبی را مطرح کرده است [۱]. در این مطالعه دو استراتژی محاسباتی ارائه شده است. در اولین استراتژی الگوریتم بهبودیافته شب‌تاب، به‌منظور یافتن طرح‌های لرزه‌ای بهینه بر اساس عملکرد در سطوح عملکردی معرفی شده است. در استراتژی دوم شبکه عصبی، جهت کاهش هزینه محاسباتی در پیش‌بینی مؤثر نتایج تحلیل پوش‌آور در فرآیند بهینه‌سازی طرح شده است.

**شعیبی و همکاران**، روشی جدید در طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد برای سازه‌های با سیستم فیوز سازه‌ای را مطرح نموده‌اند [۲]. در این پژوهش، با استفاده از روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد، یک رویکرد ساده و با دقت بالا برای طراحی سیستم‌های دوگانه معرفی شده است.

**گنج‌تورک<sup>۲</sup> و همکاران**، ارزیابی پایداری چرخه عمر ساختمان‌های بتن‌آرمه را در مناطق لرزه‌خیز بررسی کرده‌اند [۳]. در این تحقیق پایداری در مراحل متنوع زمان حیات یک ساختمان بتن‌آرمه به لحاظ هزینه و از کارافتادگی، اثرات محیط زیستی و مرگ‌ومیر ارائه شده است. اجزای سازه‌ای مطابق با روش مهندسی زلزله مبتنی بر عملکرد ارزیابی شده‌اند.

**بسیم و استکانچی**، کاربرد روش زمان پایداری در طراحی بهینه بر اساس عملکرد سازه‌ها را معرفی نمودند [۴]. روش زمان پایداری به‌عنوان یک ابزار ارزیابی تحلیلی به‌دلیل سازگاری آن در تخمین رفتار با یک نیاز محاسباتی مقرون‌به‌صرفه به‌کار گرفته شده است.

در مطالعه **زای<sup>۳</sup>**، روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد به‌گونه‌ای اصلاح شد که در ساختمان‌های بلند با قاب‌های مقاوم در برابر خمش با چندین درجه آزادی، بتوان اثر مدهای بالا و سختی پس از تسلیم را در نظر گرفت [۵].

<sup>2</sup> Gencturk  
<sup>3</sup> Zhai

<sup>1</sup> Collapse

فتاحی و واعظ، بهینه‌سازی وزن قاب‌های مهاربندی‌شده و اگر را با روش طراحی بر اساس عملکرد انجام دادند [۶].

فتاحی و قلی‌زاده، شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی با رویکرد بهینه‌سازی را بررسی نمودند. در این تحقیق علاوه بر کنترل دررفت در سطوح عملکرد از شاخص خسارت کل برای کنترل میزان آسیب لرزه‌ای استفاده شده است [۷].

قلی‌زاده و عبادی‌جلال، عملکرد مبتنی بر بهینه‌سازی توپولوژی قاب‌های فولادی را توسط الگوریتم فراکاوشی جدید بررسی نمودند [۸]. فرآیند بهینه‌سازی در این مقاله توسط الگوریتم بهینه‌سازی مرکز جرم صورت گرفته است.

قلی‌زاده و کامیاب، به مطالعه عملکرد قاب‌های فولادی بهینه بر اساس عملکرد پرداخته‌اند [۹].

ژانگ<sup>۱</sup> و تیان<sup>۲</sup>، هزینه قاب‌های خمشی بتنی مسلح چندطبقه را به روش طراحی مبتنی بر عملکرد، بهینه‌سازی نمودند [۱۰]. ساده‌سازی این روش با کاهش متغیرهای طراحی صورت گرفته است. در بخش دوم این مطالعه، برای تحلیل لرزه‌ای یک سازه، نیاز و ظرفیت آن نقش مهمی را ایفا می‌کنند. روش‌های بسیار زیادی وجود دارند که نیاز و ظرفیت سازه را برای تحریکات لرزه‌ای ارزیابی می‌نمایند. یکی از روش‌های متداول برای ارزیابی ظرفیت سازه تحلیل دینامیکی فزاینده است.

تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده نوعی تحلیل پارامتریک و بر مبنای آنالیز دینامیکی غیرخطی است. در این تحلیل، یک سازه تحت یک یا چند رکورد زمین‌لرزه که هر یک از این رکوردها تا رسیدن به یک شدت خاص از زمین‌لرزه مقیاس شده‌اند، قرار می‌گیرد. امروزه، تحلیل دینامیکی فزاینده یک ابزار دقیق برای تخمین ظرفیت سازه معرفی می‌شود. در این تحلیل مدل سازه‌ای تحت اثر تعدادی رکورد زمین‌لرزه، که از شدت کم به شدت زیاد مقیاس شده‌اند، قرار می‌گیرد. یکی از چالش‌هایی که در مسیر تحلیل وجود دارد، نحوه انتخاب رکوردها و تأثیر آن بر پاسخ‌ها و عدم قطعیت‌ها<sup>۳</sup> است. به‌منظور ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها، ضریبی تحت عنوان ضریب حاشیه فروریزش تعدیل‌شده مطابق با رویکرد آیین‌نامه FEMA-P695 ارائه شده است [۱۱]. در صورتی که ضریب حاشیه فروریزش تعدیل‌شده برای هر سازه بیش از ضریب حاشیه فروریزش ۲۰٪ باشد و همچنین ضریب حاشیه فروریزش میانگین برای گروه سازه‌ها بیش‌تر از ضریب حاشیه فروریزش ۱۰٪ باشد، سازه دارای حاشیه ایمنی قابل قبول خواهد بود.

[۱۲-۱۴]. در این مطالعه همچنین از روش طیف ظرفیت که به‌طور مشترک تحلیل استاتیکی غیرخطی و طیف طراحی غیرخطی را در نظر می‌گیرد، برای تخمین حداکثر تغییرشکل کلی و موضعی پاسخ دینامیکی استفاده شده است. هدف از این تحقیق، مطالعه ظرفیت فروریزش قاب‌های مهاربندی همگرای ضربدری طراحی شده بر اساس عملکرد، با دهانه‌های متفاوت مهاربندی و مقایسه تأثیر موقعیت دهانه مهاربندی و همچنین تأثیر تعداد دهانه‌های مهاربندی بر ایمنی لرزه‌ای سازه‌های طراحی شده می‌باشد.

## ۲- روش تحقیق

در این مطالعه قاب‌های ۳، ۴ و ۵ دهانه ۱۰ طبقه مهاربندی فولادی با موقعیت‌های متفاوت قرارگیری مهاربند در دهانه‌های متفاوت در نرم‌افزار Opensees به‌صورت غیرخطی طراحی شدند. ضوابط هندسی و محدودیت‌های مقاومتی و عملکردی قاب‌های طراحی شده و سایر محاسبات صورت گرفته مانند محاسبه تغییرمکان هدف در نرم‌افزار متلب کنترل شده است. از تحلیل بار افزون برای به‌دست آوردن پاسخ‌های قاب‌ها در سطوح عملکردی استفاده شده است [۱۵ و ۱۶]. به‌منظور صحت سنجی در این تحقیق از مدل ارائه‌شده در پژوهش یوریز<sup>۴</sup> استفاده شده است [۱۷]. کنترل ضوابط نیرویی مطابق آیین‌نامه LRFD\_AISC و ضوابط عملکردی منطبق با آیین‌نامه 41-13-ASCE صورت گرفته است [۱۸ و ۱۹]. در نهایت میزان ظرفیت فروریزش قاب‌های مهاربندی طراحی شده نسبت به سطح خطر زلزله متوسط توسط تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) طبق ضوابط FEMA-P695 محاسبه شده است [۱۱]. در این تحقیق سه نوع قید در نظر گرفته خواهد شد. نوع اول قیده‌های هندسی است. در این قید باید ابعاد مقطع ستون بالایی از ستون پایینی کوچک‌تر یا مساوی باشند. همچنین در اتصال تیر به ستون، عرض بال تیر از عرض بال ستون کوچک‌تر یا مساوی باشد. قیود دوم مربوط به بررسی اعضای سازه‌ای در برابر بارهای ثقلی است.

## ۳- ضوابط اجرایی و طراحی مبتنی بر مقاومت

در این تحقیق، سه نوع قید در نظر گرفته خواهد شد. نوع اول قیده‌های اجرایی است. در این قید همانند شکل (۱) باید ابعاد مقطع ستون بالایی از ستون پایینی کوچک‌تر یا مساوی باشند. همچنین در اتصال تیر به ستون، عرض بال تیر از عرض بال ستون کوچک‌تر یا مساوی باشد.

<sup>4</sup> Uriz

<sup>1</sup> Zhang

<sup>2</sup> Tian

<sup>3</sup> Uncertainty



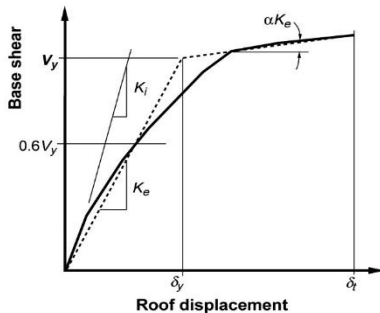
به منظور کنترل سازه در سطوح مختلف عملکردی از تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل بار افزون)، استفاده شده است. به طوری که بار جانبی تحت یک الگوی خاص گام به گام افزایش می‌یابد تا زمانی که جابه‌جایی نقطه کنترل به تغییر مکان هدف برسد. در این حالت سازه تحت ترکیب بار ثقلی در تحلیل لرزای به صورت رابطه (۵) مورد بررسی قرار خواهد گرفت:

$$Q_G^{PBD} = 1.0 Q_D + 0.25 Q_L \quad (5)$$

در آنالیز پوش‌آور مودهای شکل نرمالیزه شده به عنوان الگوی بارگذاری جانبی در نظر گرفته می‌شود و تحلیل تا زمانی که تغییر مکان نقطه هدف سازه به ۱/۵ برابر تغییر مکان هدف آستانه فروریزش برسد، ادامه پیدا می‌کند. تغییر مکان هدف بر اساس ASCE 41-13 با استفاده از رابطه (۶) محاسبه می‌شود:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (6)$$

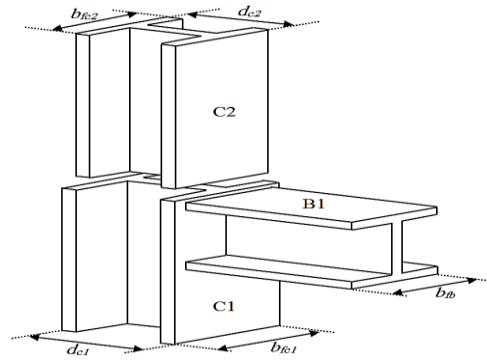
که در آن ( $T_e$ ) زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان در امتداد مورد بررسی مطابق رابطه (۷)، ( $C_0$ ) ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام سیستم چنددرجه آزادی، ( $C_1$ ) ضریب تبدیل تغییر مکان طیفی خطی به تغییر مکان حداکثر غیرخطی است و ضریب ( $C_2$ ) اثر کاهش سختی و افت مقاومت اجزای سازه را بر تغییر مکان نقطه هدف اعمال می‌کند. مقدار تمامی این ضرایب مطابق ضوابط ASCE 41-13 در مطالعه حاضر اعمال شده‌اند. همچنین ( $S_a$ ) شتاب طیفی به‌ازای زمان تناوب اصلی مؤثر ( $T_e$ ) است. مقدار ( $T_e$ ) بر اساس رابطه (۷) و شکل (۲)، محاسبه شده است [۱۹ و ۲۰]:



شکل ۲- منحنی ساده‌شده نیرو-تغییر مکان

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (7)$$

که در آن ( $T_i$ ) پریود اصلی الاستیک سازه، ( $K_i$ ) و ( $K_e$ ) به ترتیب سختی جانبی ارتجاعی و سختی جانبی مؤثر مطابق شکل (۲) می‌باشد. مقدار ( $S_a$ ) برای هر یک از سطوح عملکردی مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم محاسبه می‌شود. شتاب به‌دست‌آمده از طیف استاندارد ۲۸۰۰ متناظر سطح ایمنی جانی



شکل ۱- ارتباط بین هندسه اعضای سازه در یک اتصال

ضابطه دوم مربوط به بررسی اعضای سازه‌ای در برابر بارهای ثقلی است. در این حالت قاب تحت ترکیب بار طبق رابطه (۱) مورد بررسی قرار خواهد گرفت:

$$Q_G = 1.2 Q_D + 1.6 Q_L \quad (1)$$

در آن ( $Q_D$ ) بار مرده برابر با ۲۵۰۰ کیلوگرم بر متر و بار زنده ( $Q_L$ ) برابر با ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر است.

مطابق معیار LRFD-AISC هر المان قاب خمشی باید ضوابط (۲) و (۳) را ارضا کند [۱۸]:

$$\text{for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2 : \quad (2)$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) - 1 \leq 0$$

$$\text{for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2 : \quad (3)$$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) - 1 \leq 0$$

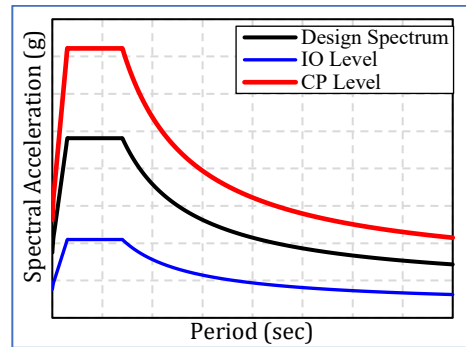
که در آن ( $P_n$ ) مقاومت اسمی محوری مورد نیاز، ( $P_u$ ) مقاومت محوری موجود یا در دسترس، ( $\phi_c$ ) ضریب مقاومت برای فشار، ( $M_n$ ) مقاومت خمشی اسمی مورد نیاز، ( $M_{ux}$ ) و ( $M_{uy}$ ) مقاومت خمشی در دسترس یا موجود عضو و ( $\phi_b$ ) ضریب کاهش مقاومت خمشی است ( $\phi_c = \phi_b = 0.9$ ).

همچنین هر المان مهاربند نیز باید ضابطه (۴) را ارضا نماید:

$$\frac{P_u}{\phi_{br} P_{br}} - 1 \leq 0 \quad (4)$$

که در آن ( $P_{br}$ ) مقاومت اسمی محوری مورد نیاز، ( $P_u$ ) مقاومت محوری موجود یا در دسترس و ( $\phi_{br}$ ) ضریب مقاومت برای کشش و فشار در المان مهاربند که برابر با ۰/۹ است و اعضای فشاری و کششی باید قید مورد نظر را ارضا کنند. ضوابط طراحی هر هدف عملکردی بر اساس ASCE 41-13 در نظر گرفته می‌شود. اهداف عملکردی پیش‌گیری از فروریزش، برای سطح خطر ۲٪ در ۵۰ سال، ایمنی جانی ۱۰٪ در ۵۰ سال و قابلیت استفاده بی‌وقفه برای سطح عملکرد ۵۰٪ در ۵۰ سال می‌باشد [۱۹].

است. جهت محاسبه مقدار شتاب طیف در سطح IO و CP از رابطه‌های (۸) و (۹) استفاده شده است [۱۹ و ۲۰].



شکل ۳- شتاب طیف در سطوح عملکردی

که در آن (Z) مدول مقطع پلاستیک، ( $F_{ye}$ ) تنش تسلیم مورد انتظار فولاد، (l) طول عضو، (E) مدول الاستیسیته، (P) و ( $P_{ye}$ ) به ترتیب نیروی محوری ستون در سطح مورد نظر و نیروی محوری تسلیم مورد انتظار ستون هستند. مقادیر مجاز دوران پلاستیک ستون‌ها در سطوح مختلف عملکرد با توجه به نسبت P/PCL و نسبت عرض به ضخامت مقاطع آن‌ها طبق ضوابط جدول ۶-۹ آیین‌نامه ASCE 41-13 تعیین می‌شود. که PCL، حد پایین مقاومت محوری ستون است. با نزدیک شدن بار محوری موجود در ستون به مقدار مقاومت محوری ستون، احتمال کماتش کلی عضو افزایش می‌یابد. از آنجاکه کماتش جزو شکست‌های ترد محسوب می‌شود، رویکرد آیین‌نامه‌های طراحی بر اساس عملکرد، ممانعت از وقوع آن است. لذا در صورت افزایش نسبت P/PCL از مقدار ۰/۵، عضو توسط نیرو، کنترل خواهد شد و کنترل دوران در ستون صحیح نخواهد بود. لذا رابطه (۱۳) توسط ASCE 41-13 پیشنهاد شده است [۱۹].

$$\text{for } \frac{P}{P_{CL}} > 0.5 ; \quad (13)$$

$$\frac{P_{UF}}{P_{CL}} + \frac{M_{UX}}{M_{CLX}} + \frac{M_{UY}}{M_{CLY}} \leq 1$$

( $M_{UX}$ ) و ( $M_{UY}$ ) به ترتیب لنگرهای خمشی موجود در ستون هستند و از آنالیز به دست می‌آیند. ( $M_{CLX}$ ) و ( $M_{CLY}$ ) حدود پایین مقاومت خمشی ستون حول محورهای x و y هستند. همچنین قیود مربوط به تغییر مکان محوری بادن‌ها مطابق رابطه (۱۴) اعمال می‌شود:

$$g_3 = \frac{\Delta_b^i}{(\Delta_b^i)_{all}} - 1 \leq 0 \quad i=IO, LS, CP \quad (14)$$

در آن ( $\Delta_b$ ) تغییر مکان محوری مهاربندها و ( $(\Delta_b)_{all}$ ) تغییر مکان مجاز محوری آن‌ها در سطح مورد نظر می‌باشد که مطابق جدول ۷-۹ از آیین‌نامه ASCE 41-13 و با توجه به نسبت عرض آزاد به ضخامت بادن‌ها در نظر گرفته می‌شوند. برای مهاربندهایی که تحت کشش هستند، این مقادیر ثابت بوده و از جدول (۱) محاسبه می‌شود [۱۹].

جدول ۱- مقادیر مجاز تغییر مکان محوری بادن‌ها در کشش

Performance Level	تغییر مکان محوری
	مجاز کششی
IO	$0.5 \Delta_T$
LS	$8.0 \Delta_T$
CP	$11.0 \Delta_T$

$$S_i = S_{I10/50} \left( \frac{P_R}{475} \right)^n \quad (8)$$

$$S_{2/50} = S_{I10/50} \left( \frac{3}{2} \right) \quad (9)$$

که در آن ( $S_{I10/50}$ ) شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب سازه بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ( $P_R$ ) دوره بازگشت زلزله در سطح خطر مربوطه، ( $S_{2/50}$ ) شتاب متناظر با سطح عملکردی آستانه فروریزش و ( $n$ ) ضریب منطقه می‌باشد که برابر با ۰/۴۴ است. در گام بعد بر اساس رویکرد طراحی مبتنی بر عملکرد، سازه در هر یک از سطوح عملکردی از نظر بیشینه نسبت تغییر مکان جانبی طبقات و حداکثر میزان تغییر شکل اعضا کنترل می‌شود. نهایتاً فرمول‌بندی مسئله طراحی بر اساس عملکرد قاب‌های مهاربندی همگرای فولادی را می‌توان به صورت زیر ارائه نمود؛ ضوابط مربوط به دررفت طبقات برای هر یک از سطوح عملکردی مطابق فرمول (۱۰) می‌باشد:

$$g_1 = \frac{\Delta^i}{(\Delta^i)_{all}} - 1 \leq 0 \quad i=IO, LS, CP \quad (10)$$

که در آن ( $\Delta$ ) دررفت طبقات و ( $(\Delta)_{all}$ ) دررفت مجاز طبقات است. مقادیر مجاز دررفت نسبی طبقات در سه سطح IO, LS, CP با توجه به FEMA-356 به ترتیب برابر با ۰/۰۵ و ۰/۰۱۵ و ۰/۰۲ در نظر گرفته شده است [۲۰]. همچنین قیود مربوط به چرخش پلاستیک اعضا مطابق فرمول (۱۱) اعمال می‌شود:

$$g_2 = \frac{\theta^i}{(\theta_y^i)_{all}} - 1 \leq 0 \quad i=IO, LS, CP \quad (11)$$

که در آن ( $\theta$ ) چرخش پلاستیک اعضا در هر سطح عملکرد و ( $(\theta_y)$ ) مطابق فرمول (۱۲) بر اساس ASCE 41-13 محاسبه می‌شود:

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}l_c}{6EI_c} \left( 1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \quad (12)$$

که  $(\Delta_c)$  و  $(\Delta_T)$  تغییر مکان محوری مورد انتظار در فشار و کشش هستند. در جدول ۷-۹ از آیین نامه ASCE 41-13 ضوابطی برای کنترل ستون‌هایی که تحت اثر نیروهای کششی قرار دارند، ارائه شده است. تغییر طول محوری این ستون‌ها با توجه به رابطه (۱۴) در طراحی لحاظ شده است. مقادیر مجاز تغییر مکان محوری ستون‌ها در کشش مطابق جدول (۲) محاسبه می‌شود [۱۹].

جدول ۲- مقادیر مجاز تغییر مکان محوری ستون‌ها در کشش

Performance Level	تغییر مکان محوری مجاز	
	کششی	
IO	0.5 $\Delta_T$	
LS	6.0 $\Delta_T$	
CP	7.0 $\Delta_T$	

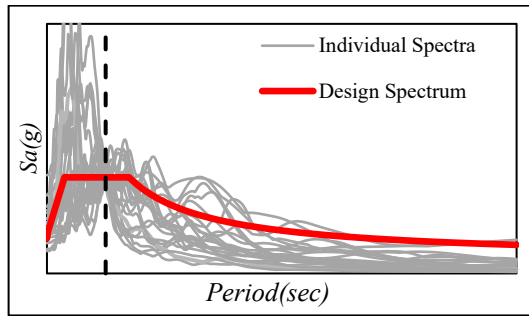
### ۳-۱- ارزیابی ایمنی لرزه‌ای

یکی از روش‌های مستدل جهت ارزیابی لرزه‌ای سیستم‌های ساختمانی، بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه بر اساس ظرفیت فروریزش آن است. آیین نامه FEMA-P695 رویکرد کارآمدی بر اساس تئوری تحلیل‌های دینامیکی افزایشنده (IDA) به منظور ارزیابی ایمنی لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش سازه‌ها ارائه می‌دهد [۱۱]. این رویکرد نیازمند تحلیل‌های تاریخچه زمانی متعددی است که با استفاده از رکورد‌های مقیاس شده در جدول (۳) ارائه شده و در این تحقیق بر اساس سطح خطر بزرگ‌ترین زلزله مورد انتظار، انجام می‌پذیرد. در حقیقت تحلیل دینامیکی افزایشنده، تکنیکی است که تأثیر شدت حرکت زمین بر پارامترهای تقاضای مهندسی (تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، دوران اعضا، برش پایه و ...) تا لحظه فروریزش سازه را مورد بررسی قرار می‌دهد. مقصود از لحظه فروریزش در قاب‌های مهاربندی فولادی، زمانی است که یکی از شرایط زیر محقق شود:

- حداکثر نسبت تغییر مکان جانبی طبقات از ۵٪ تجاوز کند.
- کاهش شیب منحنی IDA به کم‌تر از ۲۰٪ متوسط شیب اولیه منحنی.
- عدم همگرایی در آنالیز

به منظور مقیاس کردن رکورد‌های ارائه شده در جدول (۳)، طیف هر یک از رکورد‌ها ترسیم می‌شود و نسبت شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب به دست آمده سازه از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ به شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب به دست آمده از طیف

رکورد، محاسبه می‌شود و جهت اعمال به سازه در رکورد مورد نظر ضرب می‌شود (شکل (۴)) [۲۱].



شکل ۴- مقیاس کردن رکورد‌ها به طیف طراحی

در گام بعدی فرآیند ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، با استفاده از مقادیر شدت متناظر با سطح فروریزش هر رکورد که توسط تحلیل‌های دینامیکی افزایشنده به دست می‌آیند، منحنی شکنندگی که بیانگر احتمال فروریزش متناظر با شدت‌های مختلف است، تولید می‌شود. بدین منظور با برازش یک تابع توزیع تجمعی نرمال بر داده‌های مرتبط با سطح فروریزش می‌توان احتمال فروریزش را به ازای شتاب‌های طیفی متفاوت، محاسبه و منحنی شکنندگی را ترسیم نمود. مطابق با FEMA-P695 نسبت محدوده فروریزش (CMR)<sup>۱</sup> برابر است با نسبت شتاب میانه فروریزش ( $\hat{S}_{CT}$ ) به شدت بزرگ‌ترین زلزله محتمل ( $S_{MT}$ )<sup>۲</sup> که به صورت رابطه (۱۵) ارائه شده است [۱۱].

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (15)$$

در رابطه فوق ( $\hat{S}_{CT}$ ) شتابی است که در آن ۵۰٪ رکورد‌های زلزله منجر به رسیدن سازه به سطح فروریزش می‌شوند و ( $S_{MT}$ ) شتاب طیفی متناظر با بزرگ‌ترین زلزله مورد انتظار در زمان تناوب مود اول<sup>۳</sup> سازه است. نسبت محدوده فروریزش به نوعی میزان ضریب اطمینان نسبت به فروریزش را نشان می‌دهد. بنابراین واضح است که مقادیر بزرگ‌تر CMR نشان‌دهنده سطح بالاتری از ایمنی نسبت به فروریزش است. ظرفیت فروریزش و محاسبه محدوده فروریزش به شدت تحت تأثیر محتوای فرکانسی و شکل طیف مجموعه رکورد‌ها به ویژه رکورد‌های قوی، قرار دارد. به منظور لحاظ نمودن این اثرات مقادیر CMR به دست آمده با اعمال ضریب اصلاح SSF متناظر با شکل پذیری و زمان تناوب سازه با توجه به مقادیر موجود آن در FEMA-P695، که تابعی از پرید

<sup>1</sup> Collapse Margin Ratio

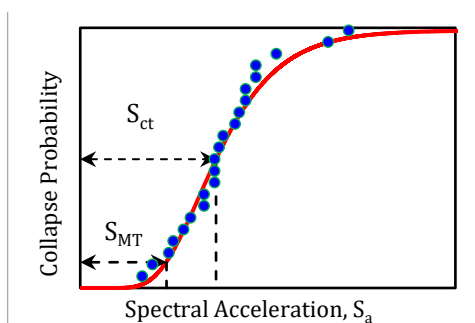
<sup>2</sup> Maximum Considered Earthquake

<sup>3</sup> Fundamental Period

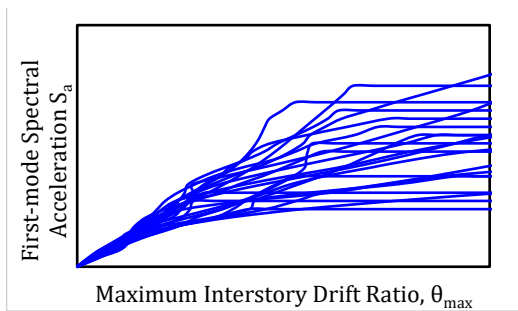
شرطی است، به طوری که احتمال خرابی یک سازه را در سطح معینی از خرابی یا فراتر از آن را به ازای یک شدت زلزله معین بیان می‌کند. این احتمال شرطی به صورت زیر بیان می‌شود [۱۱].

$$P_f = P[LS|IM = y] \quad (18)$$

که در رابطه فوق (LS) حالت حدی یا سطح خرابی سازه و (IM) اندازه شدت زلزله است که به ازای یک مقدار مشخص  $y$  تعیین می‌شود. این فرمول بندی احتمال فراگذشت حالت معینی از سازه از حالت حدی تعیین شده در یک شدت زلزله معین را بیان می‌کند. ارزیابی فروریزش سازه‌ها بر اساس تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی صورت می‌گیرد و منحنی‌های شکنندگی حاصل تحلیل دینامیکی افزایشی<sup>۳</sup> هستند که در ادبیات فنی با عنوان تحلیل IDA بیان می‌شوند (شکل (۶)).



شکل ۵- منحنی شکنندگی حاصل از نتایج تحلیل‌های دینامیکی فزاینده



شکل ۶- نمودار تحلیل دینامیکی فزاینده

سازه در مود اول و شکل پذیری سازه است، به مقادیر ACMR تبدیل می‌شوند (رابطه (۱۶)).

$$ACMR = SSF \times CMR \quad (16)$$

علاوه بر این، یکی دیگر از عوامل مؤثر در ارزیابی ایمنی لرزه‌ای سازه، وجود پارامترهای غیرقطعی نظیر عدم قطعیت‌های مرتبط با رکوردهای زلزله ( $\beta_{RTR}$ )، ضوابط و الزامات طراحی ( $\beta_{DR}$ )، داده‌های آزمایشگاهی ( $\beta_{TD}$ ) و صحت مدل‌سازی ( $\beta_{MDL}$ ) هستند و جهت لحاظ نمودن اثر عدم قطعیت‌های فوق، پارامتر ( $\beta_{TOT}$ ) مطابق رابطه (۱۷) ارائه شده است.

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (17)$$

شکل منحنی شکنندگی و مقادیر مجاز و قابل پذیرش ACMR به شدت متأثر از عدم قطعیت‌های ذکر شده هستند. در تحقیق پیش‌رو مقادیر  $\beta_{RTR}$ ،  $\beta_{DR}$ ،  $\beta_{TD}$  و  $\beta_{MDL}$  به ترتیب ۰/۴، ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۲ مطابق مقادیر ارائه شده در FEMA P695 در نظر گرفته شده‌اند. بدین ترتیب پس از محاسبه ضریب CMR بر اساس تئوری منحنی‌های شکنندگی و به دست آوردن ضریب ACMR مطابق با پیرو و شکل پذیری سازه، می‌بایست مقادیر ACMR محاسبه شده را با مقادیر مجاز و قابل پذیرش ارائه شده در FEMA-P695 که تابعی از عدم قطعیت‌های ذکر شده است، مقایسه نمود. در نهایت عملکرد سازه‌ای قابل قبول و مورد پذیرش است که میزان ضریب ACMR برای آن بزرگ‌تر از مقادیر مجاز آیین‌نامه باشد. بدیهی است که با وجود عدم قطعیت‌های (ذاتی و شناختی) موجود در مقاومت مصالح و بارگذاری سازه، پیش‌بینی دقیق شرایط و رفتار سازه کار دشواری است. بر این اساس روش‌های احتمالاتی مانند منحنی‌های شکنندگی<sup>۱</sup> با در نظر گرفتن ماهیت غیرقطعی پارامترهای طراحی، اطلاعاتی بر پایه احتمالات ارائه می‌دهند که وضعیت سازه را به صورت جامع، واضح و واقع‌بینانه توصیف می‌کند. معمولاً در علم مهندسی سازه و زلزله جهت بیان احتمال فروریزش سازه از منحنی‌های شکنندگی استفاده می‌کنند (شکل (۵)). منحنی‌های شکنندگی فروریزش، ابزاری هستند که احتمال فروریزش سازه را به ازای شدت‌های مختلف زلزله بیان می‌کنند. به عبارت دیگر با استفاده از این منحنی‌ها می‌توان گفت که به ازای هر سطح از شتاب طیفی، احتمال وقوع فروریزش به چه میزان است. یک منحنی شکنندگی می‌تواند از طریق تابع توزیع تجمعی (CDF)<sup>۲</sup>، با استفاده از داده‌های فروریزش نتایج تحلیل IDA تعریف شود، که شدت زمین لرزه را به احتمال فروریزش مرتبط می‌سازد. تابع شکنندگی، یک احتمال

<sup>3</sup> Incremental Dynamic Analysis

<sup>1</sup> Fragility Curve

<sup>2</sup> Cumulative Distribution Function

جدول ۳- رکوردهای مورد استفاده در تحلیل دینامیکی فزاینده

No.	Earthquake		
	M	Year	Name
1	6.7	1994	Northridge
2	6.7	1994	Northridge
3	7.1	1999	Duzce, Turkey
4	7.1	1999	Hector Mine
5	6.5	1979	Imperial Valley
6	6.5	1979	Imperial Valley
7	6.9	1995	Kobe, Japan
8	6.9	1995	Kobe, Japan
9	7.5	1999	Kocaeli, Turkey
10	7.5	1999	Kocaeli, Turkey
11	7.3	1992	Landers
12	7.3	1992	Landers
13	6.9	1989	Loma Prieta
14	6.9	1989	Loma Prieta
15	7.4	1990	Manjil, Iran
16	6.5	1987	Superstition Hills
17	6.5	1987	Superstition
18	7	1992	Cape Mendocino
19	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan
20	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan
21	6.6	1971	San Fernando
22	6.5	1976	Friuli, Italy

#### ۴- یافته‌ها

در این بخش به بیان نتایج مدل‌های عددی جهت بررسی فرایند ارائه‌شده در این تحقیق پرداخته خواهد شد. مطالب این بخش را می‌توان به دو بخش کلی زیر تقسیم نمود:

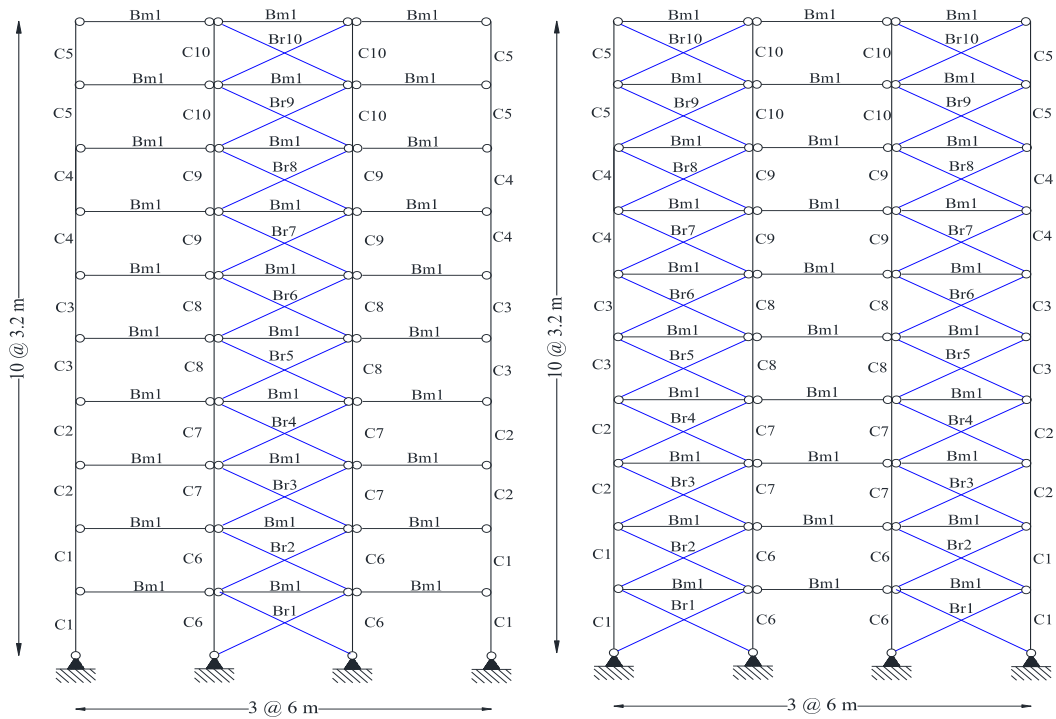
- طراحی بر اساس مقاومت و عملکرد قاب‌های مهاربندی فولادی مورد مطالعه
- بررسی ظرفیت لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی فولادی طراحی شده

در این بخش قاب‌های فولادی مهاربندی شده با تعداد دهانه‌های با موقعیت‌های مختلف قرارگیری مهاربند در دهانه‌های متفاوت طراحی می‌شوند. برای نشان‌دادن تأثیر جانمایی مهاربند در ایمنی لرزه‌ای قاب‌های طراحی، قاب‌ها طوری طراحی شده‌اند که جابه‌جایی نسبی طبقات در سطح عملکردی سکونت فوری (IO) به مقدار مجاز قیدشده در FEMA-356 تقریباً مماس باشد. سازه‌های مورد بررسی در این مطالعه قاب‌های ۳، ۴ و ۵ دهانه هستند که در همه آن‌ها اتصال تیر به ستون‌ها به صورت مفصلی است؛ طول دهانه‌ها ثابت و برابر با ۶ متر و ارتفاع طبقات برابر با ۳/۲ متر می‌باشد. در طراحی تیرها و ستون‌ها از مقاطع W و برای بادبندها از مقاطع HSS استفاده شده است. تنش تسلیم مقاطع مختلف  $F_y=344.74$  (MPa) است. برای تعریف مشخصات مقاطع

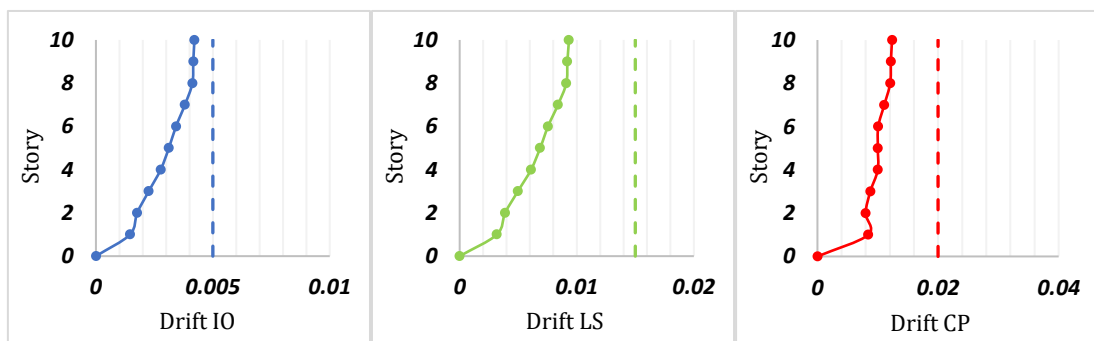
W، پس از تسلیم، ۳٪ درصد سخت‌شوندگی در نظر گرفته شده است. مدول الاستیسیته و وزن واحد حجم به ترتیب، برای تمامی اعضای فولادی برابر با (GPa) ۲۰۰ و  $(\text{Kg/m}^3)$  ۷۸۵۰ می‌باشد. همچنین مقادیر بار مرده و زنده به ترتیب ۲۵۰۰ و ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر است. عرض بارگیر تیرها در جهت عمود بر صفحه برابر با ۶ متر فرض شده است. از تحلیل غیرخطی استاتیکی (پوش‌آور) برای برآورد بارهای لرزه‌ای وارد بر سازه، استفاده شده است. در مدل‌سازی خطی المان‌های تیر و ستون از المان الاستیک ElasticBeamColumn و در مدل‌سازی غیرخطی از المان NonlinearBeamColumn برای معرفی المان ستون‌ها و جهت مدل‌سازی مهاربندها از المان CorotTruss استفاده شده است. همچنین مقاطع به صورت فایبر با دستور Fibersection ایجاد می‌شوند. مدل‌کردن رفتار غیرالاستیک مهاربندها دارای پیچیدگی‌های زیادی است؛ زیرا در مدل‌سازی مهاربندها باید به تأثیر متقابل تسلیم‌شدگی، کمانش کلی عضو، کمانش موضعی و شکست بر رفتار عضو توجه شود. مدل فایبر محوری خمشی نیاز به کالیبره‌کردن با نتایج آزمایشگاهی جهت تعیین تعداد مناسب المان در یک عضو بادبند، مقدار ناکاملی در میانه مهاربند و مقدار سخت‌شدگی ماده دارد. برای مدل‌نمودن مهاربند با این رویکرد باید المان را حداقل به دو قسمت تقسیم نموده و یک ناکاملی اولیه به مقدار ۰/۰۵٪ تا ۰/۱٪ در وسط آن اعمال نمود. در رویکرد فوق با توجه به افزایش تعداد المان در عضو مهاربند، زمان آنالیز غیرخطی افزایش قابل‌توجهی پیدا می‌کند. روش دیگر مدل‌سازی رفتار غیرخطی بادبند که در این مطالعه استفاده می‌شود، رویکرد مدل پدیدارشناختی مورد تأیید FEMA-274 نیز قرار دارد [۲۲ و ۲۳]. در این روش رفتار مهاربند در کشش و فشار مدل می‌شود که در آن نیروی فشاری پس‌کمانش بین ۲۰ تا ۴۰ درصد مقاومت کمانش بادبند می‌باشد. برای تعریف مصالح فولادی ستون از دستور Steel01 و مصالح فولادی بادبندها از دستور Uniaxial Material Hysteretic استفاده شده است.

#### ۴-۱- قاب‌های سه دهانه

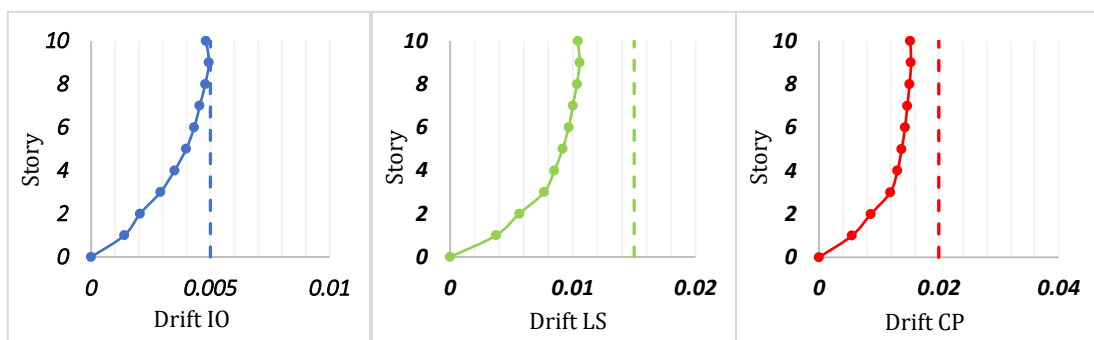
نحوه قرارگیری مهاربند در دهانه‌ها در شکل (۷) نشان داده شده است. همچنین نمودار جابه‌جایی نسبی طبقات در سطوح عملکردی این قاب‌ها در شکل‌های (۸) و (۹) ارائه شده است. همچنین نمودارهای IDA و شکنندگی حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی در شکل‌های (۱۰) الی (۱۳) و نتایج عددی حاصل در جدول‌های (۴) و (۵) برای هر قاب به‌طور جداگانه آورده شده است.



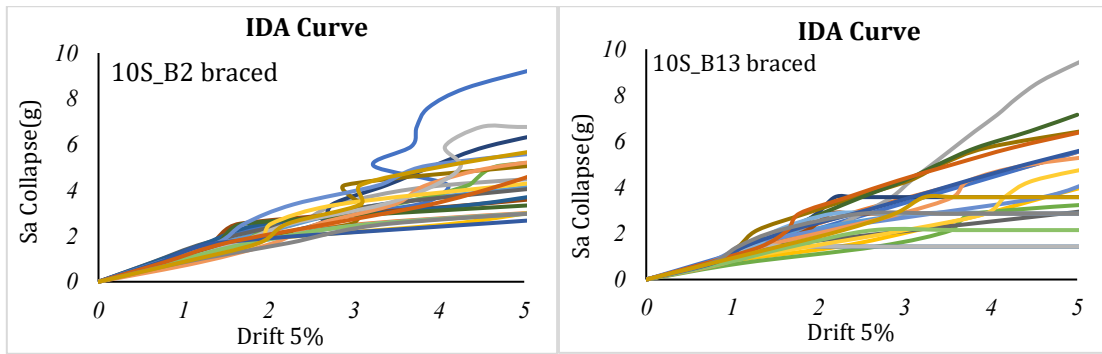
شکل ۷- قاب‌های سه دهانه مورد مطالعه



شکل ۸- منحنی دریفت قاب سه دهانه ۱۰ طبقه با دهانه وسط مهاربندی در سطوح عملکردی

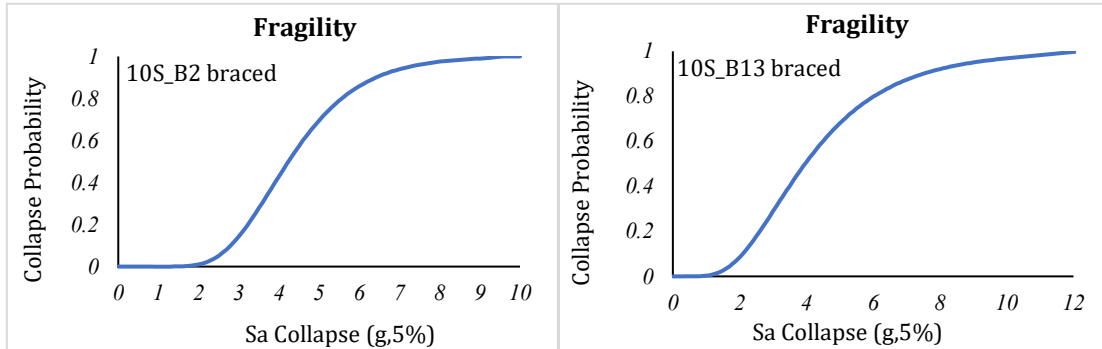


شکل ۹- منحنی دریفت قاب سه دهانه ۱۰ طبقه با دهانه‌های کناری مهاربندی در سطوح عملکردی



شکل ۱۰- نمودار تحلیل دینامیکی افزایشنده قاب سه دهانه با دهانه‌های کناری مهاربندی

شکل ۱۱- نمودار تحلیل دینامیکی افزایشنده قاب سه دهانه با دهانه وسط مهاربندی



شکل ۱۲- منحنی شکنندگی قاب سه دهانه با دهانه‌های کناری مهاربندی

شکل ۱۳- منحنی شکنندگی قاب سه دهانه با دهانه وسط مهاربندی

جدول ۴- نتایج عملکرد لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش قاب سه دهانه ۱۰ طبقه با دهانه وسط مهاربندی

C1	C2	C3	C4	C5	C6
W14X48	W14X48	W14X48	W14X48	W14X48	W14X398
C7	C8	C9	C10	beam	
W14X233	W14X145	W14X74	W14X48	W12X35	
Br1	Br2	Br3	Br4	Br5	Br6
HSS10X10X.750	HSS10X10X.750	HSS10X10X.625	HSS6X6X.375	HSS9X9X.625	HSS9X9X.625
Br7	Br8	Br9	Br10		
HSS9X9X.625	HSS8X8X.500	HSS7X7X.625	HSS5X5X.500		
weight	Period(s)	Ductility	CMR	SSF	ACMR
43369	0.72	2.29	2.50	1.11	3.03

جدول ۵- نتایج عملکرد لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش قاب سه دهانه ۱۰ طبقه با دهانه‌های کناری مهاربندی

C1	C2	C3	C4	C5	C6
W14X48	W14X48	W14X48	W14X48	W14X48	W14X211
C7	C8	C9	C10	beam	
W14X145	W14X82	W14X74	W14X48	W12X35	
Br1	Br2	Br3	Br4	Br5	Br6
HSS8X8X.625	HSS8X8X.625	HSS8X8X.500	HSS8X8X.500	HSS7X7X.625	HSS8X8X.500
Br7	Br8	Br9	Br10		
HSS8X8X.500	HSS6X6X.625	HSS5X5X.500	HSS4-1/2X4-1/2X.500		
weight	Period(s)	Ductility	CMR	SSF	ACMR
42186	0.88	4.13	2.77	1.29	3.57

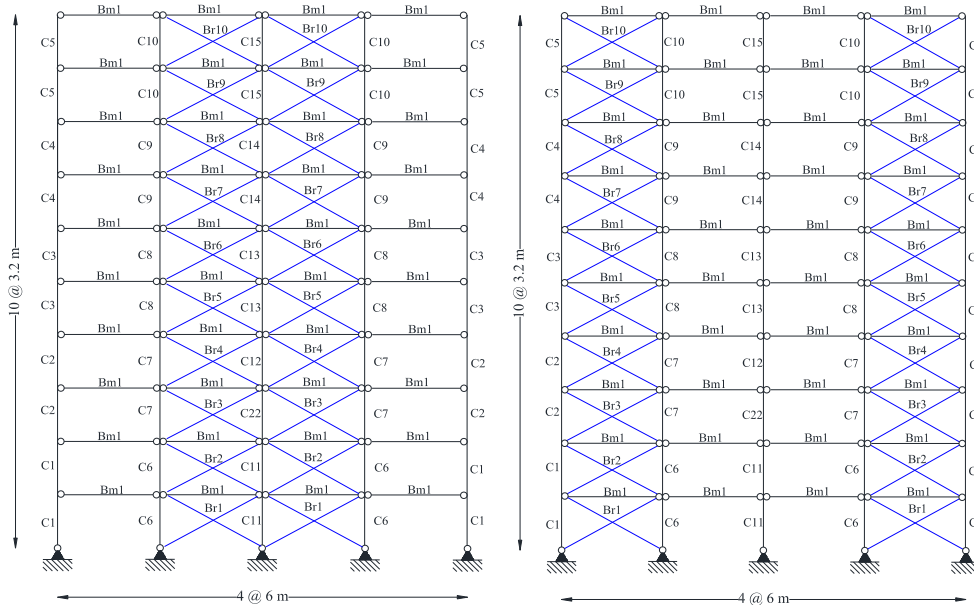
قاب، قاب با دهانه مهاربندی در دهانه‌های کناری دارای ظرفیت فروریزش بیش‌تری نسبت به قاب با مهاربند در دهانه وسط است.

با توجه به نتایج حاصل برای دو قاب ۱۰ طبقه سه دهانه با وزنی تقریباً برابر و عملکرد لرزه‌ای تقریباً یکسان با توجه به پاسخ‌های به‌دست‌آمده از تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) برای دو

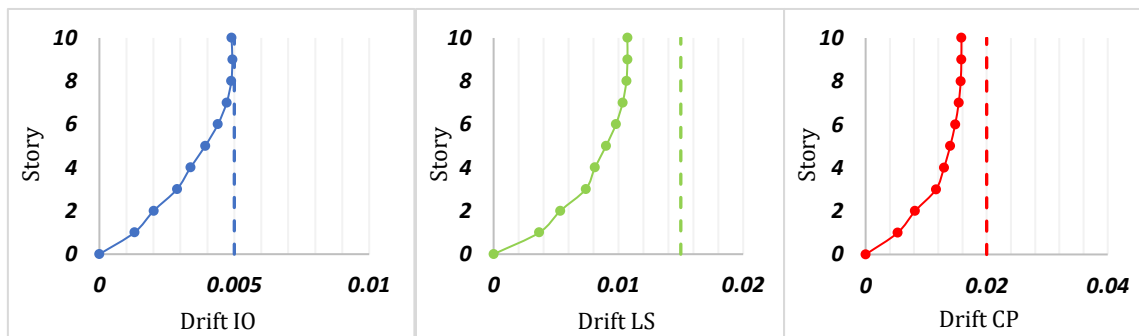
#### ۴-۲- قاب‌های چهار دهانه

شده است. همچنین نمودارهای IDA و شکنندگی حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی در شکل‌های (۱۷) الی (۲۰) و نتایج عددی حاصل در جدول‌های (۶) و (۸) برای هر قاب به‌طور جداگانه آورده شده است.

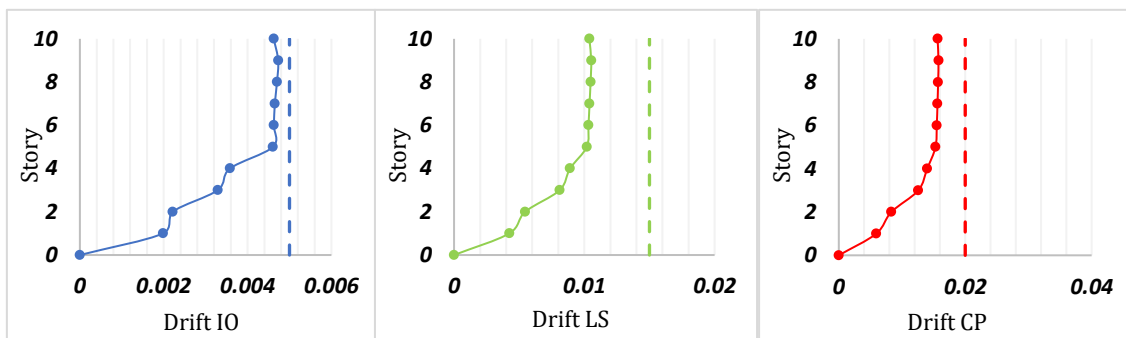
نحوه قرار گیری مهاربند در دهانه‌ها در قاب‌های چهار دهانه در شکل (۱۴) نشان داده شده است. نمودار جابه‌جایی نسبی طبقات در سطوح عملکردی این قاب‌ها در شکل‌های (۱۵) و (۱۶) ارائه



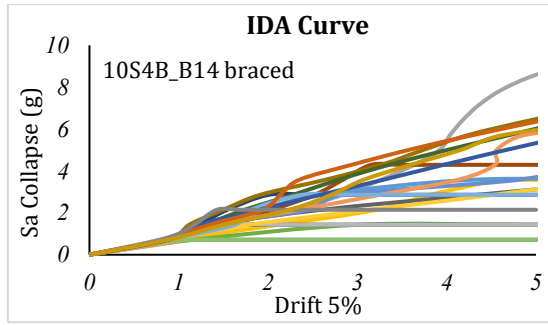
شکل ۱۴- قاب‌های چهار دهانه مورد مطالعه



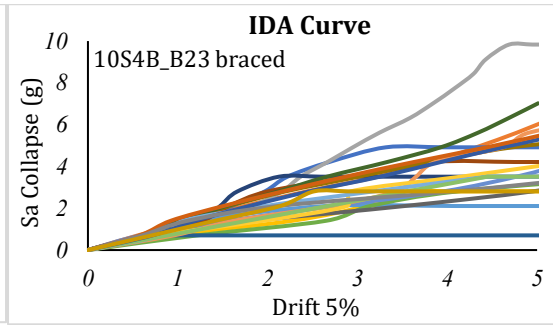
شکل ۱۵- منحنی دررفت قاب چهار دهانه ۱۰ طبقه با دهانه‌های ۱ و ۴ مهاربندی در سطوح عملکردی



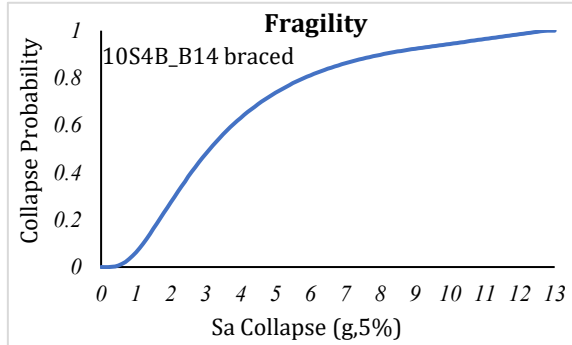
شکل ۱۶- منحنی دررفت قاب چهار دهانه ۱۰ طبقه با دهانه‌های ۲ و ۳ مهاربندی در سطوح عملکردی



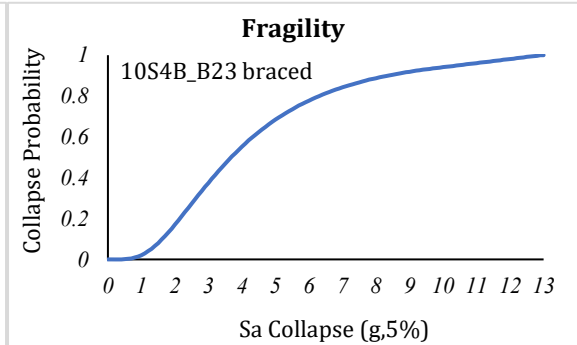
شکل ۱۸- نمودار تحلیل دینامیکی افزایشدهنده قاب چهار دهانه با دهانه‌های ۱ و ۴ مهاربندی



شکل ۱۷- نمودار تحلیل دینامیکی افزایشدهنده قاب چهار دهانه با دهانه‌های ۲ و ۳ مهاربندی



شکل ۲۰- منحنی شکنندگی قاب چهار دهانه با دهانه‌های ۱ و ۴ مهاربندی



شکل ۱۹- منحنی شکنندگی قاب چهار دهانه با دهانه‌های ۲ و ۳ مهاربندی

جدول ۶- نتایج عملکرد لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش قاب چهار دهانه ۱۰ طبقه با دهانه‌های ۱ و ۴ مهاربندی

C1	C2	C3	C4	C5	C6
W14X82	W14X68	W14X48	W14X48	W14X48	W14X193
C7	C8	C9	C10	C11	C12
W14X145	W14X82	W14X74	W14X74	W14X193	W14X145
C13	C14	C15	Beam		
W14X82	W14X74	W14X74	W12X35		
Br1	Br2	Br3	Br4	Br5	Br6
HSS10X10X.625	HSS9X9X.625	HSS8X8X.625	HSS9X9X.625	HSS9X9X.625	HSS9X9X.625
Br7	Br8	Br9	Br10		
HSS9X9X.625	HSS9X9X.625	HSS9X9X.625	HSS7X7X.625		
weight	Period(s)	Ductility	CMR	SSF	ACMR
58446	0.88	3.25	2.18	1.24	2.71

جدول ۷- نتایج عملکرد لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش قاب چهار دهانه ۱۰ طبقه با دهانه‌های ۲ و ۳ مهاربندی

C1	C2	C3	C4	C5	C6
W14X48	W14X48	W14X48	W14X48	W14X48	W14X48
C7	C8	C9	C10	C11	C12
W14X48	W14X48	W14X48	W14X48	W14X53	W14X53
C13	C14	C15	Beam		
W14X53	W14X53	W14X48	W12X35		
Br1	Br2	Br3	Br4	Br5	Br6
HSS12X12X.750	HSS10X10X.625	HSS8X8X.625	HSS8X8X.625	HSS9X9X.625	HSS7X7X.625
Br7	Br8	Br9	Br10		
HSS7X7X.625	HSS7X7X.625	HSS6X6X.625	HSS6X6X.625		
weight	Period(s)	Ductility	CMR	SSF	ACMR
47323	0.90	5.13	2.62	1.28	3.35

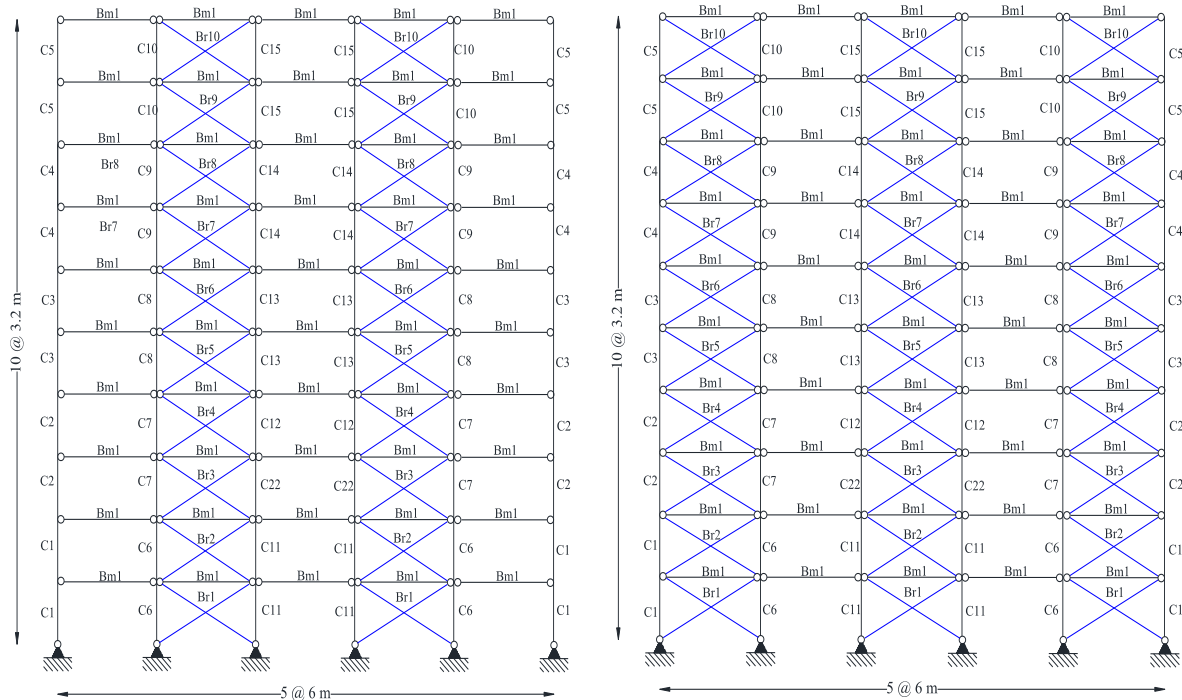
در دهانه دوم و سوم دارای ظرفیت فروریزش بیش‌تر و وزن کم‌تر نسبت به قاب با دهانه مهاربندی اول و چهارم است.

با توجه به نتایج به‌دست‌آمده برای دو قاب ۱۰ طبقه چهار دهانه از تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)، قاب با دهانه مهاربندی

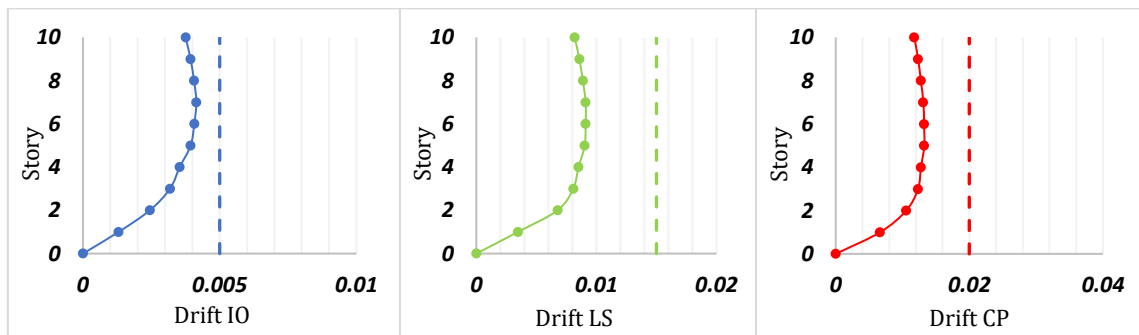
### ۳-۴- قاب‌های پنج دهانه

شده است. همچنین نمودارهای IDA و شکنندگی حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی در شکل‌های (۲۴) الی (۲۷) و نتایج عددی حاصل در جدول‌های (۸) و (۹) برای هر قاب به‌طور جداگانه آورده شده است.

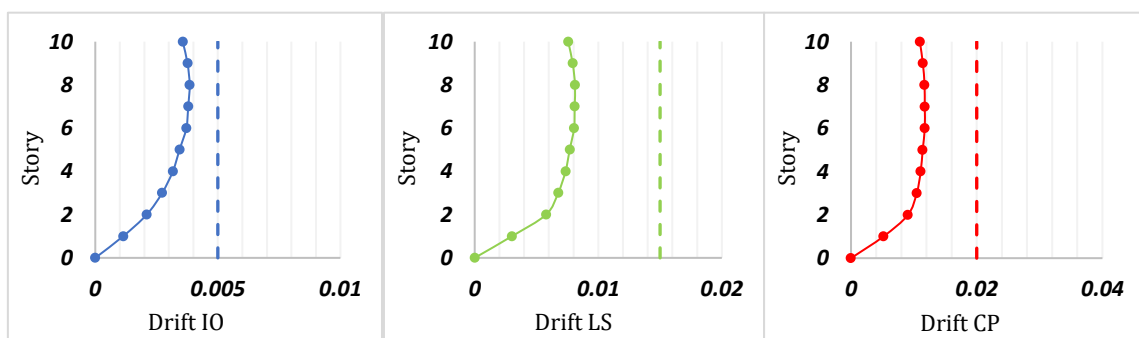
نحوه قرارگیری مهاربند در دهانه‌ها در قاب‌های پنج دهانه در شکل (۲۱) نشان داده شده است. نمودار جابه‌جایی نسبی طبقات در سطوح عملکردی این قاب‌ها در شکل‌های (۲۲) و (۲۳) ارائه



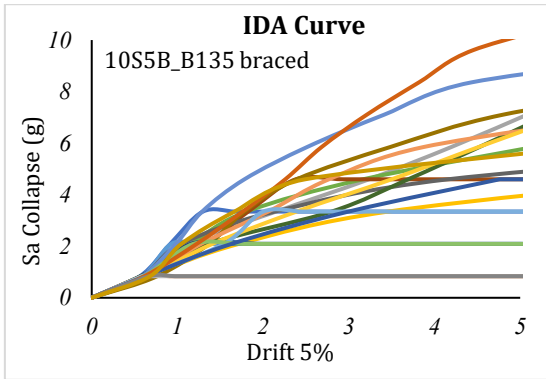
شکل ۲۱- قاب‌های پنج دهانه مورد مطالعه



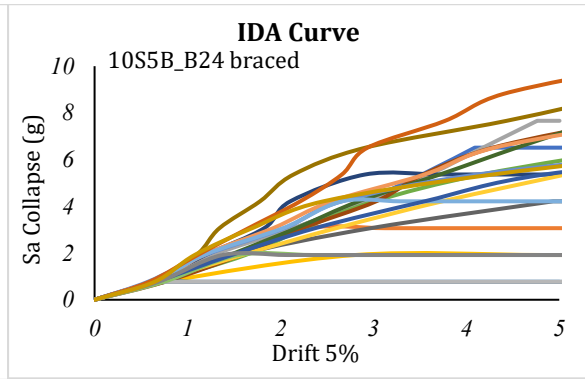
شکل ۲۲- منحنی دریفت قاب پنج دهانه ۱۰ طبقه با دهانه‌های ۲ و ۴ مهاربندی در سطوح عملکردی



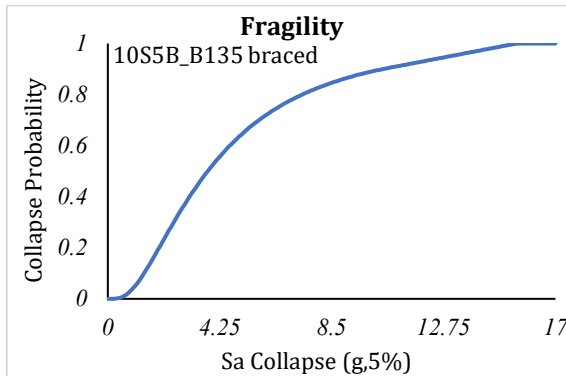
شکل ۲۳- منحنی دریفت قاب پنج دهانه ۱۰ طبقه با دهانه‌های ۱، ۳ و ۵ مهاربندی در سطوح عملکردی



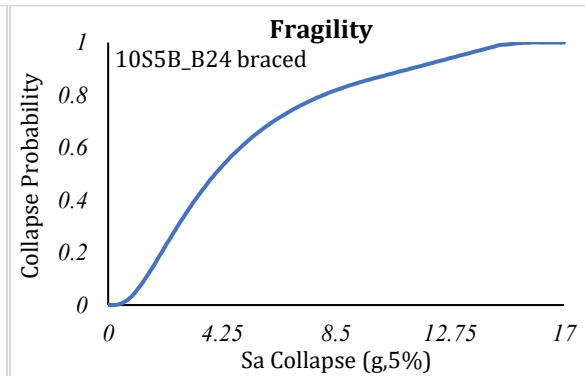
شکل ۲۵- نمودار تحلیل دینامیکی افزایشنده قاب پنج دهانه با دهانه‌های ۲ و ۴ مهاربندی



شکل ۲۴- نمودار تحلیل دینامیکی افزایشنده قاب پنج دهانه با دهانه‌های ۱، ۳ و ۵ مهاربندی



شکل ۲۷- منحنی شکنندگی قاب پنج دهانه با دهانه‌های ۲ و ۴ مهاربندی



شکل ۲۶- منحنی شکنندگی قاب پنج دهانه با دهانه‌های ۱، ۳ و ۵ مهاربندی

جدول ۸- نتایج عملکرد لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش قاب پنج دهانه ۱۰ طبقه با دهانه‌های ۲ و ۴ مهاربندی

C1	C2	C3	C4	C5	C6
W14X48	W14X48	W14X48	W14X48	W14X48	W14X48
C7	C8	C9	C10	C11	C12
W14X48	W14X48	W14X48	W14X48	W14X53	W14X53
C13	C14	C15	Beam		
W14X48	W14X48	W14X48	W12X35		
Br1	Br2	Br3	Br4	Br5	Br6
HSS8X8X.625	HSS7X7X.625	HSS7X7X.625	HSS7X7X.625	HSS8X8X.500	HSS6X6X.625
Br7	Br8	Br9	Br10		
HSS6X6X.500	HSS5X5X.500	HSS5X5X.375	HSS4-1/2X4-1/2X.500		
weight	Period(s)	Ductility	CMR	SSF	ACMR
49759	0.81	3.80	2.61	1.27	3.31

جدول ۹- نتایج عملکرد لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش قاب پنج دهانه ۱۰ طبقه با دهانه‌های ۱، ۳ و ۵ مهاربندی

C1	C2	C3	C4	C5	C6
W14X48	W14X48	W14X48	W14X48	W14X48	W14X48
C7	C8	C9	C10	C11	C12
W14X48	W14X48	W14X48	W14X48	W14X53	W14X53
C13	C14	C15	Beam		
W14X48	W14X48	W14X48	W12X35		
Br1	Br2	Br3	Br4	Br5	Br6
HSS8X8X.625	HSS7X7X.625	HSS7X7X.625	HSS7X7X.625	HSS8X8X.500	HSS6X6X.625
Br7	Br8	Br9	Br10		
HSS6X6X.500	HSS5X5X.500	HSS5X5X.375	HSS4-1/2X4-1/2X.500		
weight	Period(s)	Ductility	CMR	SSF	ACMR
53307	0.73	3.56	2.27	1.28	2.91

ظرفیت فروریزش در قاب مهاربندی با دهانه‌های دوم و چهارم نسبت به دهانه‌های ۱، ۲ و ۳ بیش‌تر است. با توجه به نتایج به‌دست‌آمده، قاب‌ها از لحاظ ایمنی لرزه‌ای در محدوده قابل‌قبول قرار دارند.

## ۵- نتیجه‌گیری

در این تحقیق به ارزیابی ظرفیت فروریزش سازه‌های مهاربندی فولادی طراحی‌شده بر اساس عملکرد پرداخته شده است. در مطالعه حاضر، ابتدا سازه‌های مهاربندی فولادی، با موقعیت‌های ثابت مهندسی مهاربند در دهانه‌های متفاوت ابتدا طراحی بر اساس مقاومت شده‌اند. سپس ضوابط عملکردی در همان سازه‌ها مورد بررسی قرار گرفته است. در نهایت برای تمامی قاب‌های طراحی‌شده، تحلیل IDA انجام گرفته شده است و ظرفیت فروریزش آن‌ها با استفاده از نتایج تحلیل‌های IDA در چهارچوب فرآیند ارائه‌شده در FEMA-P695 تعیین شده است. برای این که بتوان مقایسه‌ای در مورد نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی انجام داد، با توجه ارتفاع قاب‌ها و افزایش تعیین‌کنندگی جابه‌جایی نسبی طبقات در عملکرد لرزه‌ای قاب‌ها، این قاب‌ها طوری طراحی شده‌اند که دریفت طبقات در سطح عملکردی سکونت فوری نزدیک به مقدار مجاز باشد. از مهم‌ترین نتایج این مطالعه می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

همه قاب‌های طراحی‌شده در این مطالعه دارای ظرفیت فروریزش قابل‌قبول با توجه به مقادیر FEMA-P695 برای 10% ACMR و 20% ACMR با عدم قطعیت ۰/۵ هستند.

با توجه به نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل دینامیکی فزاینده این مهم حاصل شد که قاب با وزن بیش‌تر الزاماً ایمنی لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش بیش‌تری نخواهد داشت.

با توجه به نتایج قاب پنج دهانه حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی این نتیجه به‌دست آمد که قاب با تعداد زیاد دهانه مهاربندی الزاماً دارای ایمنی لرزه‌ای بیش‌تر نمی‌باشد.

همچنین با توجه به نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل دینامیکی افزایشی قاب چهار دهانه این نتیجه حاصل شد که با کاهش فاصله دهانه‌های مهاربندی از یکدیگر ایمنی لرزه‌ای بیش‌تری حاصل می‌شود.

- seismic performance factors, Washington (DC): Federal Emergency Management Agency.
- [12] Baker, J.W., and Allin Cornell, C. (2006), "Spectral shape, epsilon and record selection", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(9), pp.1077-1095.
- [13] Deierlein, G.G., Liel, A.B., Haselton, C.B., and Kircher, C.A. (2007), "Assessing building system collapse performance and associated requirements for seismic design", In SEAOC Convention (Tahoe, CA).
- [14] Haselton C. (2011), "Seismic Collapse Safety of Reinforced Concrete Buildings. I: Assessment of Ductile Moment Frames", *Journal of Structural Engineering*, 137(4), p. 481-491.
- [15] OpenSees version 2.4.0 [Computer software]. PEER, Berkeley, CA.
- [16] MATLAB. (2016). The language of technical computing. Math Works Inc.
- [17] Uriz, P. (2008). "Toward earthquake-resistant design of concentrically braced steel-frame structures", Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [18] AISC-LRFD, (2001), Manual of steel construction: load & resistance factor design, 2nd ed. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- [19] ASCE 341-13, (2013), Seismic provisions for structural steel buildings, Chicago: American Institute of Steel Construction.
- [20] FEMA-356, (2000), Pre standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Washington (DC): Federal Emergency Management Agency.
- [21] Standard No. 2800, (2014), Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, Tehran: Building and Housing Research Center.
- [22] Chen, S.J., and Chao, Y.C. (2001), "Effect of composite action on seismic performance of steel moment connections with reduced beam sections", *Journal of Constructional Steel Research*, 57(4), pp.417-434.
- [23] FEMA 274, (1997), NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
- [1] Gholizadeh, S. (2015), "Performance-based optimum seismic design of steel structures by a modified firefly algorithm and a new neural network", *Advances in Engineering Software*, 81, pp.50-65.
- [2] Shoeibi, S., Kafi, M.A., and Gholhaki, M. (2017), "New performance-based seismic design method for structures with structural fuse system", *Engineering Structures*, 132, pp.745-760.
- [3] Gencturk, B., Hossain, K., and Lahourpour, S. (2016), "Life cycle sustainability assessment of RC buildings in seismic regions", *Engineering Structures*, 110, pp.347-362.
- [4] Basim, M.C., and Estekanchi, H.E. (2015), "Application of endurance time method in performance-based optimum design of structures", *Structural Safety*, 56, pp.52-67.
- [5] Zhai, Z., Guo, W., Li, Y., Yu, Z., Cao, H., and Bu, D. (2019), "An improved performance-based plastic design method for seismic resilient fused high-rise buildings", *Engineering Structures*, 199, p.109650.
- [6] Fathali, M.A., and Vaez, S.R.H. (2020), "Optimum performance-based design of eccentrically braced frames", *Engineering Structures*, 202, p.109857.
- [7] Fattahi, F., and Gholizadeh, S. (2019), "Seismic fragility assessment of optimally designed steel moment frames", *Engineering Structures*, 179, pp.37-51.
- [8] Gholizadeh, S., and Ebadijalal, M. (2018), "Performance based discrete topology optimization of steel braced frames by a new metaheuristic", *Advances in Engineering Software*, 123, pp.77-92.
- [9] Gholizadeh, S., and Moghadas, R.K. (2014), "Performance-based optimum design of steel frames by an improved quantum particle swarm optimization", *Advances in Structural Engineering*, 17(2), pp.143-156.
- [10] Zhang, C., and Tian, Y. (2019), "Simplified performance-based optimal seismic design of reinforced concrete frame buildings", *Engineering Structures*, 185, pp.15-25.
- [11] FEMA P-695, (2009), Quantification of building