



http://journaliss.ir

## ارزیابی ضریب رفتار سیستم های مهاربندی کمانش تاب بر اساس ارتفاع سازه

سعد سرودلیر<sup>۱</sup>، سیدعلی رضوی طباطبائی<sup>۲\*</sup>

۱- دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و فرهنگ، تهران

۲- استادیار مهندسی سازه، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه علم و فرهنگ، تهران

\*تهران، صندوق پستی ۱۳۱۴۵۸۷۱، arazavi@usc.ac.ir

### چکیده

در آیین‌نامه‌های ساختمانی موجود، هدف اصلی جلوگیری از فروریزش سازه‌ها حین وقوع زلزله‌های متعدد است؛ در عین حال به برخی از اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای اجازه پذیرش خسارت و خرابی داده می‌شود. این خرابی کنترل شده، منتج به استهلاک انرژی قابل توجهی در سازه می‌شود که این مهم یکی از عوامل حفظ ایمنی جانی در حین وقوع زلزله می‌گردد. آیین‌نامه‌های طراحی سازه عمدتاً ضوابط خود را برای تحلیل‌های خطی معادل مطرح کرده‌اند. توزیع نیروی پیشنهادشده توسط آیین‌نامه‌ها، مانند روش تحلیل استاتیکی معادل، منجر به طراحی سازه‌هایی با توزیع دررفت غیریکنواخت در طبقات می‌شود که می‌تواند منجر به تمرکز دررفت در طبقاتی خاص شود. بنابراین به دلیل پاسخ غیرارتجاعی سازه، تغییرشکل‌های ماندگار در اعضای سازه ایجاد می‌شود. مهاربند کمانش‌تاب با جذب قسمت عمده انرژی ورودی زلزله، باعث تمرکز رفتار غیرارتجاعی در خود و جلوگیری از ورود اعضای اصلی سازه به مرحله غیرخطی می‌شود. آیین‌نامه‌های متعدد مقادیر ثابتی را برای ضریب رفتار سیستم‌های سازه‌ای مختلف تعیین کرده‌اند، اما در پژوهش‌های مختلف نشان داده شده که در نظر گرفتن یک عدد ثابت برای ضریب رفتار سازه‌ها که توسط آیین‌نامه‌ها توصیه شده، می‌تواند منجر به دست‌کم گرفتن دررفت طبقات و در نتیجه تقاضای کرنش محوری اضافی در مهاربندهای کمانش‌تاب شود و بروز تغییرشکل‌های ماندگار یا طبقه نرم شود. در این پژوهش مقدار ضریب رفتار برای پیکربندی قطری و شورون در سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با اتصال خمشی و مفصلی تیرهای قاب مهاربندی کمانش‌تاب مورد بررسی قرار گرفته و ضریب رفتار این سیستم‌های سازه‌ای به صورت تابعی از ارتفاع سازه ارائه شده است. در پایان نیز قابلیت اعتماد سازه‌ها با ضریب رفتار محاسبه شده در این پژوهش در مقایسه با مدل‌های طراحی شده با ضریب رفتار استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) مقایسه شد و مشخص شد با توجه به تغییرات ضریب رفتار در سازه‌های دارای مهاربندی کمانش‌تاب برای حالت‌های مختلف از عدد ۴ تا ۱۳، استفاده از عدد ثابت ۷ یا ۸ که توسط آیین‌نامه ایران و آمریکا توصیه شده دست‌کم برای سازه‌های ۸ طبقه و بالاتر مناسب نیست و احتمال خرابی این سازه‌ها در زلزله افزایش می‌یابد.

### واژگان کلیدی

ضریب رفتار، قاب مهاربندی کمانش‌تاب (BRBF)، سازه کوتاه-میان مرتبه، مهاربند قطری، مهاربند شورون

## Evaluation of Response Modification Factor of BRB's Systems

S. Sarvdalir, S.A. Razavi

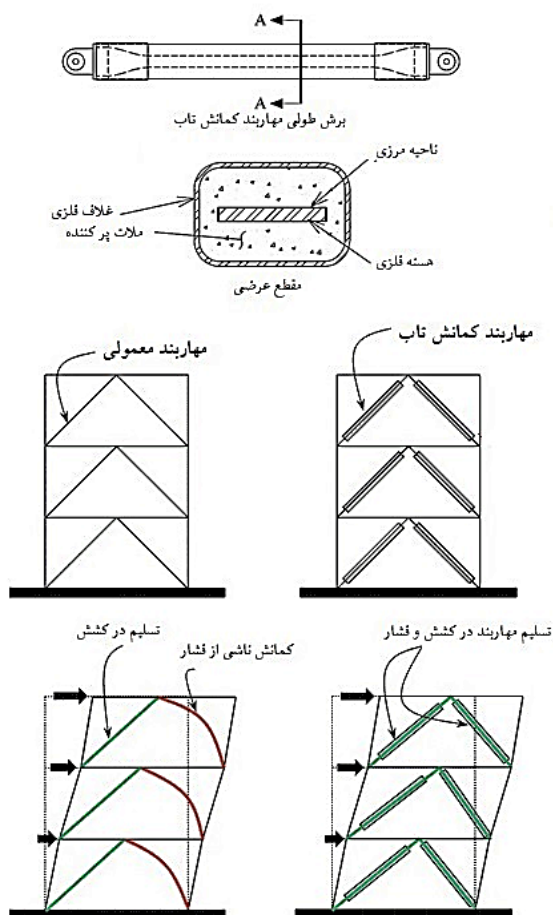
### Abstract

In current seismic design codes, the primary objective is to prevent structural collapse during strong earthquakes while allowing controlled damage in certain structural and non-structural components. This controlled damage mechanism provides considerable energy dissipation, which is a key factor in ensuring life safety. Most design codes formulate their requirements based on equivalent linear analyses. However, the lateral force distributions suggested by these codes such as the equivalent static method often lead to non-uniform inter-story drift demands, which may cause drift concentration in specific stories. Consequently, permanent deformations can develop in structural members due to inelastic responses. Buckling-Restrained Braces (BRBs) effectively address this issue by dissipating the majority of seismic input energy, thereby concentrating inelastic behavior within themselves and preventing the main structural members from entering the nonlinear range. Although seismic codes assign constant response modification factors (R) to different structural systems, numerous studies have shown that adopting a single fixed value can underestimate story drifts. This underestimation increases axial strain demand in BRBs and may result in residual deformations or soft-story mechanisms. In this study, the response modification factor is evaluated for diagonal and Chevron BRBF configurations in 4, 8, and 12-story buildings with both moment and pinned beam-to-column connections. The R-factors of these systems are proposed as functions of building height. Finally, the structural reliability of models designed with the calculated R-factors is compared against those designed using the constant values prescribed in Iranian Standard No. 2800. The results indicate that, due to the significant variation of R in BRBF systems (ranging from 4 to 13 depending on configuration), using constant values of 7 or 8 as recommended by Iranian and U.S. codes is not appropriate, particularly for structures with eight stories or more. Such simplification may underestimate seismic demands and consequently increase the probability of structural failure during earthquakes.

### Keywords

Response Modification Factor, BRBF, Low-Mid Height Structures, Diagonal Brace, Chevron Brace





شکل ۱- برش طولی و عرضی و نحوه عملکرد مهاربند کمانش تاب

در صورتی که دررفت در طبقات یک سازه یکنواخت نباشد، تغییر مکان جانبی در یک طبقه خاص بیش تر می شود. این افزایش تغییر مکان منجر به تسلیم زودتر مهاربند آن طبقه شده و در نتیجه سختی جانبی آن طبقه کاهش یافته و احتمال تمرکز دررفت افزایش می یابد، که در نهایت می تواند به ایجاد طبقه نرم و افزایش احتمال خرابی موضعی یا کلی سازه منجر شود. در شکل (۲) دو نمونه از تسلیم مهاربندهای کمانش تاب که می تواند منجر به بروز طبقه نرم شود ارائه شده است. پژوهش های متعددی نشان می دهد که در سازه های مجهز به سیستم مهاربندی کمانش تاب مقدار رفتار سازه نسبت به سازه های مهاربندی متعارف بهبود داشته است؛ اما همچنان خطر تغییر شکل های ماندگار و طبقه نرم این سازه ها را تهدید می کند [۶].

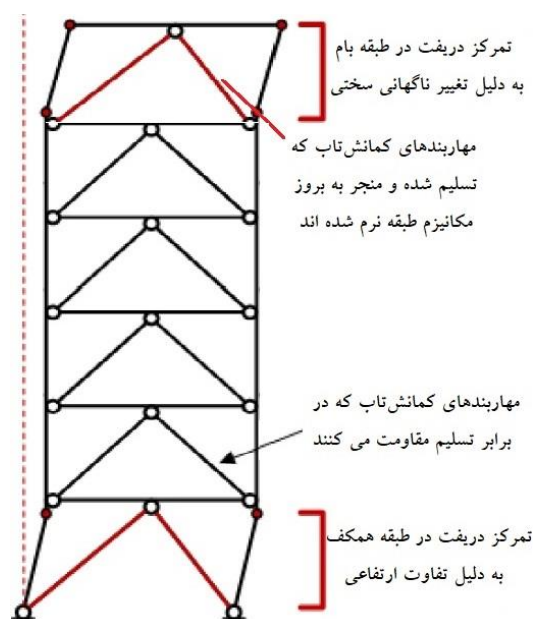
تغییر شکل های ماندگار به طور کلی به عوامل مختلفی نظیر مشخصات منحنی چرخه ای، سختی پس از تسلیم و نحوه چیدمان سیستم باربر جانبی و به طور غیرمستقیم به ضریب رفتار وابسته است. به طور کلی در یک سازه هرچه ضریب رفتار (R) بزرگ تر انتخاب شود، سازه برای نیروهای کوچک تری طراحی می شود و

در آیین نامه های ساختمانی موجود، عمدتاً هدف اصلی طراحی، حفظ ایمنی افراد حین وقوع زلزله طرح است؛ در عین حال به برخی از اجزای سازه ای و غیرسازه ای اجازه پذیرش خسارت و خرابی داده می شود. این خرابی کنترل شده (تسلیم برخی از المان های سازه) منتج به استهلاک انرژی قابل توجهی در سازه می شود. همچنین آیین نامه های طراحی سازه عمده ضوابط خود را با تحلیل های خطی معادل مطرح کرده اند. توزیع نیروی پیشنهاد شده توسط آیین نامه ها ناشی از تحلیل های خطی مانند روش تحلیل استاتیکی معادل، در عمل منجر به طراحی و ساخت سازه هایی با تغییر شکل هایی متفاوت از تغییر شکل های تحلیل خطی و در نتیجه توزیع غیریکنواخت دررفت در طبقات می شود [۱]. پاسخ غیرخطی سازه و در ادامه توزیع غیر یکنواخت دررفت می تواند منجر به تمرکز دررفت در برخی طبقات و تقاضای دررفت غیریکنواخت در طبقاتی خاص شود که موجب ایجاد تغییر شکل های دائمی یا دررفت ماندگار و بعضاً بروز پدیده طبقه نرم در برخی طبقات سازه شود [۲].

در صورتی که در یک سازه، اعضای شکل پذیر عملکرد مناسبی از خود نشان ندهند و نتوانند انرژی ورودی به سازه را مستهلک کنند، به سایر اعضای سازه آسیب خواهد رسید؛ به عنوان مثال در سیستم های سازه ای با مهاربند همگرای ویژه (SCBF)، اعضای مهاربندی وظیفه تأمین شکل پذیری مورد نیاز سازه را دارند اما به دلیل این که تحت نیروهای وارده پس از چند سیکل بارگذاری دچار تسلیم می شوند، در نتیجه جذب انرژی مطلوب را نخواهند داشت که همین اتفاق سبب خرابی سایر المان های سازه ای از جمله ستون ها می شود [۳].

بسیاری از تقایص رفتاری مهاربندهای متعارف نتیجه اختلاف بین ظرفیت فشاری و کششی این مهاربندها و زوال در مقاومت آن ها تحت بارگذاری چرخه ای است. از این رو تحقیقات بسیاری صرف بهسازی این مهاربندها برای رسیدن به یک رفتار الاستوپلاستیک ایده آل شد [۴]. به منظور دستیابی به این هدف، لازم بود تا با استفاده از مکانیزم مناسبی از کمانش فشاری مهاربند جلوگیری شده تا امکان تسلیم فشاری فولاد هم فراهم شود. روشی که مدنظر قرار گرفت عبارت بود از مقیدسازی یک هسته فولادی شکل پذیر در میان حجمی از بتن که خود توسط یک غلاف فولادی دربر گرفته شده است که با نام مهاربند کمانش تاب (BRB) شناخته شده است و نحوه عملکرد آن به همراه مقطع طولی و عرضی آن در شکل (۱) ارائه شده است [۵].

تغییر شکل‌های غیرخطی بیش‌تر می‌شوند و دررفت کل و درنتیجه دررفت پسماند افزایش پیدا می‌کند. اگرچه ضریب رفتار بالا باعث اقتصادی شدن طرح می‌شود، اما خطر افزایش دررفت پسماند<sup>۱</sup> و تمرکز دررفت و آسیب‌پذیری بعد از زلزله را هم به‌همراه دارد.



شکل ۲- تسلیم مهاربندها به دلیل تمرکز دررفت و بروز طبقه نرم

در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای (ASCE7-22 یا استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)) معمولاً برای هر سیستم باربر جانبی یک ضریب رفتار (R) به صورت عدد ثابت ارائه می‌شود. این عدد به نوعی مرتبط با ظرفیت اتلاف انرژی و شکل‌پذیری سیستم است و طراح مجاز است بارهای زلزله را بر اساس آن کاهش دهد [۷ و ۸]. اما نکته قابل توجه این است که این عدد ثابت یک مقدار میانگین و کلی است که حاصل مطالعات آزمایشگاهی و تجربیات زلزله‌های گذشته است. درحالی‌که ضریب رفتار واقعی هر سازه می‌تواند با توجه به شرایط طراحی، هندسه و جزئیات مختلف سازه‌ای متفاوت باشد. در این مقاله، به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب مهاربندی کمانش‌تاب عوامل مؤثر در ضریب رفتار از جمله ضریب اضافه‌مقاومت و ضریب شکل‌پذیری برای حالت‌های مختلفی از این سیستم محاسبه شده و نتایج به دست آمده با هم مقایسه می‌شوند. این ایده که ضریب رفتار به جای یک عدد ثابت، به صورت تابعی از ارتفاع سازه ارائه شود، یکی از موضوعات روز در مهندسی سازه و زلزله است [۹ و ۱۰]. مطالعات صورت گرفته تاکنون در مورد تأثیر ارتفاع سازه بر ضریب رفتار سیستم‌های مهاربند کمانش‌تاب تمرکز نداشته است.

از این رو در این مطالعه روابطی از ضریب رفتار سیستم مهاربندی کمانش‌تاب بر اساس ارتفاع ارائه شده است. از طرفی دررفت پسماند که یک معیار مهم برای ارزیابی ساختمان پس از رخداد زلزله است، زمانی ایجاد می‌شود که سازه پس از زلزله به محدوده تغییر شکل غیرخطی وارد شود و تغییر شکل‌های دائمی در اعضا باقی بماند. توازن بین انتخاب درست ضریب رفتار و کنترل دررفت پسماند، کلید طراحی ایمن و کارا در سازه‌های مقاوم در برابر زلزله است. مقادیر متوسط برای دررفت پسماند می‌تواند باعث تعمیرات پرهزینه و دشوار برای بخشی از اجزای غیرسازه‌ای شده و منجر به این نگرانی شود که ساختمان پس از رخداد زلزله نایمن است.

با توجه به توضیحات ارائه شده، در سیستم‌های مهاربندی به کمانش‌تاب به دلیل سختی جانبی پایین پس از تسلیم مهاربندها، بررسی کامل و گسترده ضریب رفتار به خصوص از نظر ارتفاع سازه و تعداد طبقات حائز اهمیت است.

## ۲- بیان مسئله

روش‌های خوب طراحی و اجرا<sup>۲</sup> به مجموعه‌ای از تجربه‌ها، اصول و رویکردهای اثبات شده در طراحی و اجرای سازه‌ها گفته می‌شود که فراتر از حداقل الزامات آیین‌نامه‌ای عمل می‌کنند تا ایمنی، دوام، بهره‌وری و عملکرد بهتر سازه را تضمین نمایند.

در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای با هدف ساده‌سازی طراحی و ایجاد یک چارچوب واحد برای همه سازه‌ها، برای هر سیستم باربر جانبی یک ضریب رفتار به صورت عدد ثابت ارائه می‌شود که این عدد الزام‌آور است و طراح نمی‌تواند آن را تغییر دهد. اما روش‌های خوب طراحی و اجرا به این موضوع توجه می‌کند که مقدار واقعی ضریب رفتار وابسته به کیفیت طراحی، جزئیات اجرایی و حتی شرایط ساخت است.

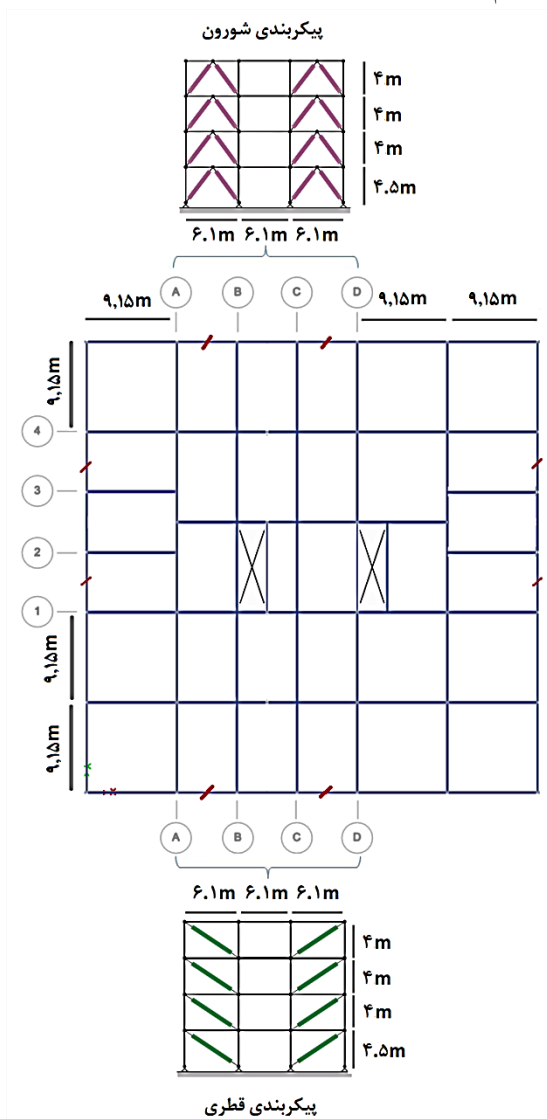
در سازه‌های کوتاه (سه تا پنج طبقه) به دلیل کنترل بیش‌تر شکل‌پذیری و سختی بالا، ضریب رفتار واقعی به طور معمول بزرگ‌تر از عدد آیین‌نامه است. در سازه‌های بلند (بیش از ۱۰ طبقه) به دلیل تأثیر تغییر مکان‌های تجمعی، اثر P-Δ و احتمال ایجاد طبقات نرم ضریب رفتار واقعی به طور محسوسی کاهش می‌یابد. بنابراین اگر ضریب رفتار به صورت رابطه‌ای از ارتفاع یک سازه ارائه شود، طراح به جای یک عدد ثابت، عددی نزدیک‌تر به رفتار واقعی دریافت می‌کند؛ برای سازه‌های کوتاه مرتبه طرح اقتصادی‌تر خواهد شد و برای سازه‌های میان-بلند مرتبه ایمنی بیش‌تر تأمین می‌شود. همچنین اگر آیین‌نامه ضریب رفتار را

<sup>2</sup> Good Practice

<sup>1</sup> Residual Drifts

به صورت تابعی کاهش از ارتفاع در نظر بگیرد، احتمال وقوع طبقه نرم کاهش می‌یابد. تفاوت ضریب رفتار واقعی سازه با عدد ثابت آیین‌نامه می‌تواند به طور مستقیم بر دریفت‌های باقی‌مانده (دریفت دائمی یا ماندگار) بعد از زلزله اثر بگذارد. به عنوان نمونه در سازه‌هایی که ضریب رفتار واقعی آن‌ها کم‌تر از مقدار ارائه شده در آیین‌نامه است، به دلیل کاهش سختی و ظرفیت پس از تسلیم خطر پدیده طبقه نرم بیش‌تر شده و بازگشت سازه به حالت اولیه پس از زلزله دشوار است. همچنین هزینه تعمیرات و مدت زمان خارج از سرویس بودن ساختمان به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد.

به عنوان یک نمونه در زلزله ترکیه (۲۰۲۳) مشخص شد حتی با رعایت الزامات آیین‌نامه‌های فعلی، کماکان خسارات سنگینی تحت زلزله‌های شدید به کشورهای لرزه‌خیز تحمیل خواهد شد [۱۱]. در نتیجه بر اساس روش‌های خوب طراحی و اجرا توصیه می‌شود که ضریب رفتار برای سازه‌ها به‌ویژه سازه‌هایی دارای کاربری ویژه یا با ارتفاع زیاد (میان‌مرتبه و بلندمرتبه) با استفاده از روش‌های توصیه شده در آیین‌نامه‌ها به صورت انحصاری استخراج شده و از ضرایب پیش‌فرض ارائه شده در جداول آیین‌نامه‌ای استفاده نشود.



### ۳- معرفی مدل و روش‌های تحلیل

مدل مدنظر برای بررسی‌های این پژوهش، یک سازه فولادی به عنوان مبنای اولیه تعریف شده که پلان و نمای آن به صورت نمونه در شکل (۳) ارائه شده است [۱۲]. منظور از عبارت ستون ضعیف در مدل‌ها، قرارگرفتن همه ستون‌های چهار قاب مهاربندی معرفی شده (C1, C2, C3, C4) در شکل (۲) در جهت محور ضعیف (چرخش ۹۰ درجه‌ای محور محلی) است. در این پژوهش منظور از پیکربندی شورون، نمای قاب C1 و منظور از پیکربندی قطری، نمای قاب C3 در مدل‌ها مطابق شکل (۳) است.

شکل ۳- پلان مدل مفروض و نمای قاب مهاربندی ۴ طبقه

مدل مورد بحث، سازه‌ای با کاربری مسکونی واقع در تهران با مشخصات خاک از نوع II است و با توجه به محل قرارگیری سازه مذکور در پهنه با خطر لرزه‌خیزی خیلی زیاد مقدار شتاب مبنای طرح  $A=0.35$  در نظر گرفته می‌شود. پارامترهای لرزه‌ای اعمال شده بر روی مدل استاتیکی مطابق با جدول (۱) است. در این پژوهش از ضوابط مربوط به استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) استفاده شده است [۷]. بار مرده طبقات مسکونی  $450 \left(\frac{kg}{m^2}\right)$  و بام  $400 \left(\frac{kg}{m^2}\right)$  لحاظ شده است. همچنین بار زنده طبقات مسکونی  $200 \left(\frac{kg}{m^2}\right)$  و بام  $100 \left(\frac{kg}{m^2}\right)$  در نظر گرفته شده است. بارخطی ناشی از نما در هر چهار جهت سازه به مقدار

جدول ۱- مشخصات طرح لرزه‌ای بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)

| ضریب رفتار | ضریب اضافه        | ضریب بزرگنمایی  | ضریب اهمیت |
|------------|-------------------|-----------------|------------|
| R          | مقاومت $\Omega_0$ | تغییر شکل $C_d$ | I          |
| ۷          | ۲/۵               | ۵               | ۱          |

نشریه علمی سازه و فولاد / PI

در نهایت برای محاسبه نیروی برش وارد بر سازه (V)، از رابطه (۱) استفاده می‌شود.

$$C = \frac{A.B.I}{R} \rightarrow V = C.W \quad (1)$$

در رابطه فوق، (C) ضریب برش پایه، (A) شتاب مبنای طرح، (B) ضریب بازتاب، (I) ضریب اهمیت سازه، (R) ضریب رفتار و (W) همان وزن لرزه‌ای سازه است.

### ۳-۱- مدل‌سازی سازه و مشخصات اعمال شده

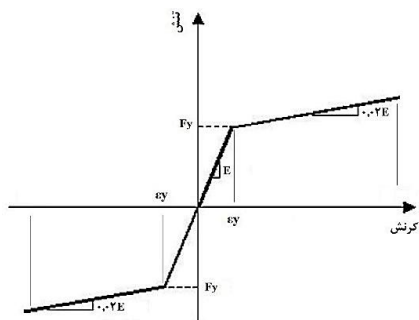
در ابتدا مدل‌سازی اولیه برای طراحی مقاطع و انجام تحلیل‌های خطی (استاتیکی) در نرم‌افزار ETABS v.2018 انجام شده و سپس به منظور بررسی‌های پیش‌تر، بازتولید مدل و تحلیل غیرخطی با استفاده از نرم‌افزار Opensees انجام می‌شود. در فرآیند انتقال مدل از نرم‌افزار ETABS به Opensees برای تحلیل غیرخطی، انجام ساده‌سازی اجتناب‌ناپذیر است. این کار قبل از شروع مدل‌سازی غیرخطی در نرم‌افزار ETABS انجام می‌شود و پارامترهای جرم و پیروی مدل ساده‌شده با مدل اصلی مقایسه می‌شود. همچنین استفاده از مدل مفصل متمرکز در نرم‌افزار Opensees برای مدل‌های این پژوهش مناسب نیست؛ زیرا روابط مفصل متمرکز از روابط آزمایشگاهی استخراج شده که در آن محور قوی ستون‌های H شکل مورد بررسی قرار گرفته است. بنابراین در این پژوهش از روش فایبر برای مدل‌سازی مقاطع استفاده شد.

روش فایبر یکی از دقیق‌ترین روش‌ها در Opensees است و برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی مقطع، مخصوصاً در سازه‌های فولادی و بتن مسلح، توسعه داده شده است. در روش فایبر، مقطع به تعداد زیادی فیبر تقسیم می‌شود و هر فیبر رفتار مستقل دارد. همین موضوع سبب می‌شود شروع و گسترش پلاستیسیته در نقاط مختلف مقطع به درستی پیش‌بینی شود، رفتار واقعی خمشی، محوری و برشی هم‌زمان قابل مدل‌سازی باشد و توزیع تنش-کرنش واقعی در مقطع به دست آید. در سایر المان‌ها معمولاً پلاستیسیته متمرکز<sup>۱</sup> در مفاصل پلاستیک مدل می‌شود که دقت کم‌تری دارد.

تیرها و ستون‌ها به صورت المان تیر-ستون غیرخطی<sup>۲</sup> در نظر گرفته شده‌اند. همچنین مهاربندهای کمانش‌تاب به صورت المان خرابایی<sup>۳</sup> به کار گرفته شده‌اند. میرایی ذاتی سازه با استفاده از مدل میرایی رایلی<sup>۴</sup> مدل‌سازی شده، به این صورت که نسبت میرایی بحرانی در مودهای اول و سوم سازه برابر ۲٪ تنظیم شد.

به منظور تعریف مصالح فولاد در این پژوهش از نمونه مصالح Steel01 استفاده شده است. این مصالح یک رفتار دوخطی متقارن

را معرفی می‌کند و کاربرد اصلی آن در معرفی فولاد به نرم‌افزار است. در شکل (۴) نحوه معرفی این نوع از مصالح ارائه شده است.



شکل ۴- معرفی مصالح Steel01 در نرم‌افزار

سه پارامتر تنش تسلیم (Fy)، مدول الاستیسیته (E) و نسبت شیب ثانویه (b) وجود دارند که این مقادیر با توجه به نوع فولاد مصرفی متغیر هستند. به عنوان نمونه برای معرفی فولاد ST37 مدنظر این پژوهش، مقادیر  $\sigma_y$  برابر با ۲۴۰ مگاپاسکال، E برابر ۲۰۰ گیگاپاسکال و b برابر ۰/۰۲ انتخاب شده است. در جدول (۲) مشخصات تمامی حالت‌های تعریف شده برای مدل‌سازی ارائه شده است. در مجموع تعداد ۳۶ تحلیل به روش استاتیکی خطی در این پژوهش انجام شده است.

جدول ۲- مشخصات حالت‌های مختلف تعریف شده برای تحلیل

| حالت   | اتصال  | نرم‌افزار | تحلیل        | پیکربندی | مهاربندی |
|--------|--------|-----------|--------------|----------|----------|
| H ضعیف | مفصلی  | ETABS     | استاتیکی خطی | قطری     | ۴        |
| H قوی  | گیردار | Opensees  | غیرخطی       | شورون    |          |
|        |        |           | دینامیکی     | افزایشی  |          |
|        |        |           | استاتیکی خطی | قطری     | ۸        |
|        |        |           | غیرخطی       | شورون    |          |
|        |        |           | دینامیکی     | افزایشی  |          |
|        |        |           | استاتیکی خطی | قطری     | ۱۲       |
|        |        |           | غیرخطی       | شورون    |          |
|        |        |           | دینامیکی     | افزایشی  |          |

<sup>4</sup> Rayleigh

<sup>1</sup> Concentrated Plasticity

<sup>2</sup> Nonlinear Beam-Column

<sup>3</sup> Corotational

مقاطع اختصاص داده شده برای مدل چهار طبقه به عنوان نمونه در جدول (۳) ارائه شده است.

جدول ۳- مشخصات مقاطع اعمال شده به مدل ۴ طبقه

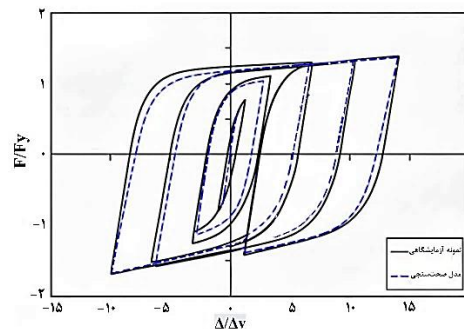
| ستون‌های داخلی | ستون‌های پیرامونی | تیرهای پیرامونی | تیرهای داخلی | هسته مهاربند (cm <sup>2</sup> ) | هسته |
|----------------|-------------------|-----------------|--------------|---------------------------------|------|
| W30X132        | W30X99            | W14X38          | W12X136      | BRB(1.5):10                     | ۱    |
| W30X99         | W21X62            | W14X38          | W12X136      | BRB(1.5):10                     | ۲    |
| W21X68         | W21X44            | W14X38          | W12X120      | BRB(1.0):6                      | ۳    |
| W21X68         | W21X44            | W14X30          | W12X120      | BRB(1.0):6                      | ۴    |

### ۳-۲- صحت‌سنجی

در پژوهش‌های مرتبط با مدل‌سازی مهاربند کمانش‌تاب، به‌طور معمول بخشی با عنوان صحت‌سنجی وجود دارد که فنی و ضروری است؛ زیرا BRB یک عضو غیرخطی با رفتار پیچیده است و بدون صحت‌سنجی، مدل عددی قابل‌اعتماد نیست.

در این بخش برای کنترل صحت‌سنجی نرم‌افزار، تیرها و ستون‌ها به‌صورت المان تیر-ستون غیرخطی در نظر گرفته شده‌اند. همچنین مهاربندهای کمانش‌تاب به‌صورت المان خرابایی به‌کار گرفته شده‌اند. میرایی ذاتی سازه با استفاده از مدل میرایی رایلی مدل‌سازی شده، به این صورت که نسبت میرایی بحرانی در مودهای اول و سوم سازه برابر ۲٪ تنظیم شد.

مقایسه بررسی عملکرد یک نمونه از مهاربندهای مفروض از مدل مورد پژوهش و مقایسه اندازه‌گیری‌های آزمایشگاهی انجام شده توسط ترمبلی<sup>۱</sup> و همکاران (۲۰۰۶) در شکل (۵) نشان داده شده است [۱۴].



شکل ۵- مقایسه نمودار چرخه‌ای مدل پژوهش با نمونه آزمایشگاهی با توجه به مقایسه منحنی آبی (صحت‌سنجی) و مشکی (نمونه مورد مطالعه) مشخص است که مدل، رفتار واقعی BRB را

<sup>1</sup> Tremblay

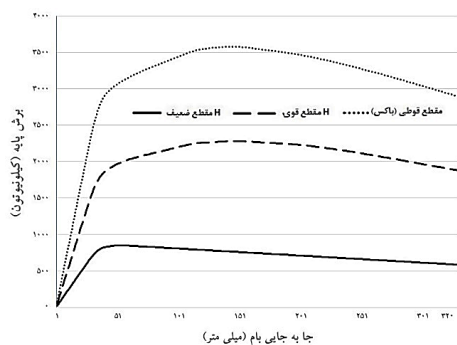
به‌خوبی بازتولید می‌کند. مقدار نیروی تسلیم، سختی اولیه و رفتار چرخه‌ای به‌درستی پیش‌بینی شده و در رابطه با اتلاف انرژی، مدل کمی محافظه‌کارانه‌تر است. عدم وجود افت شدید سختی بیانگر عملکرد مناسب محصورسازی هسته در مدل تعریف‌شده مهاربند است.

### ۳-۳- تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌اور)

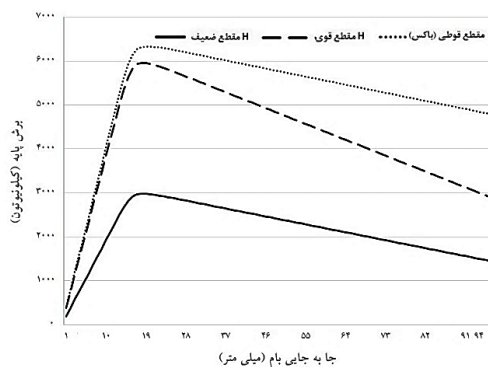
تحلیل استاتیکی غیرخطی (Pushover) یکی از روش‌های ساده‌شده برای ارزیابی رفتار غیرخطی سازه‌ها تحت اثر زلزله است. در این روش بار جانبی به‌صورت تدریجی به شکل الگوی بار تحمیلی مانند مثلثی یا مستطیلی به سازه اعمال می‌شود. در این تحلیل سختی و مقاومت اعضا به‌صورت غیرخطی در نظر گرفته می‌شود تا رفتار واقعی‌تر در محدوده پس از تسلیم بررسی شود. وقتی اولین عضو به سطح تسلیم برسد، اولین مفصل پلاستیک ایجاد می‌شود. نیروی برشی متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک ( $V_{b(st,y)}$ ) همان مقدار نیروی برشی پایه در گامی از تحلیل است که اولین عضو سازه وارد ناحیه تسلیم می‌شود. این نیرو به‌راحتی از جدول یا گراف خروجی تحلیل پوش‌اور در نرم‌افزار قابل مشاهده است.

با توجه به تعداد مدل‌ها، ۳۶ تحلیل استاتیکی غیرخطی در نرم‌افزار Opensees در این پژوهش انجام شده است. در نهایت این تحلیل منجر به تولید یک منحنی ظرفیت (Capacity Curve) یا همان منحنی نیروی برش پایه-تغییر مکان بام می‌شود که رفتار سازه از حالت خطی تا فروپاشی را نشان می‌دهد.

در شکل‌های (۶) الی (۱۱) به‌عنوان نمونه منحنی ظرفیت ۱۸ حالت مختلف از پیکربندی قطری از مدل‌های مورد تحلیل در این پژوهش ارائه شده است.



شکل ۶- منحنی نیروی برش پایه-تغییر مکان بام (مدل ۴ طبقه-اتصال خمشی-پیکربندی قطری)



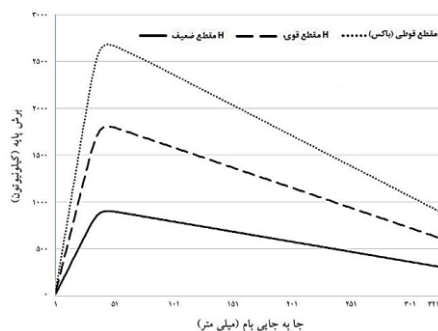
شکل ۱۱- منحنی نیروی برش پایه-تغییر مکان بام (مدل ۱۲ طبقه-اتصال مفصلی-پیکربندی قطری)

با توجه به نتایج به دست آمده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و روند توالی تشکیل مفاصل پلاستیک، وقتی تیرهای دهانه مهاربندی دارای اتصال خمشی به ستون باشند (به جای اتصال مفصلی)، بار جانبی فقط از طریق مهاربند منتقل نمی‌شود، بلکه قاب خمشی جانبی هم فعال می‌شود. این یعنی سیستم، دو مکانیزم مستقل برای مقابله با زلزله دارد.

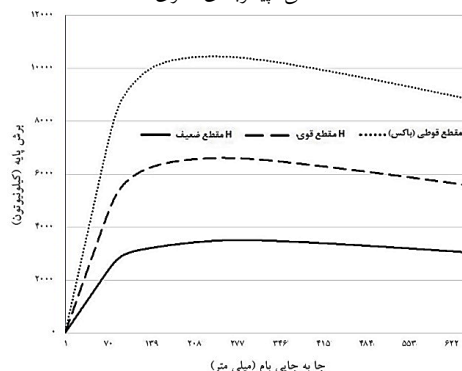
همچنین قاب خمشی می‌تواند انرژی زلزله را از طریق تشکیل مفصل‌های پلاستیک در تیرها مستهلک کند. بنابراین سازه در برابر زلزله شدید رفتار چندخطی و نرم‌تر نشان می‌دهد و شکست ناگهانی کاهش می‌یابد. سازه‌هایی که دارای ستون‌های با مقطع قوطی هستند در همه موارد سختی اولیه بیش‌تری در مقایسه با مقاطع H شکل نشان دادند. این تفاوت به‌طور عمده پس از تشکیل اولین مفصل پلاستیک قابل مشاهده است.

با افزایش ارتفاع سازه، قاب‌های با جهت قرارگیری ضعیف ستون‌های H شکل به‌ویژه با اتصال مفصلی تیرها، قبل از رسیدن به تغییر مکان هدف سازه دچار فروپاشی شده، بنابراین استفاده از محور ضعیف ستون‌های H شکل در قاب مهاربندی توصیه نمی‌شود. در شرایط اتصال خمشی تیرهای دهانه مهاربندی، با تبدیل پیکربندی مهاربندی کم‌انرژی تاب از قطری به شورون رفتار سازه بهبود می‌یابد، اما با وجود اتصال مفصلی تیرهای دهانه مهاربندی تغییر پیکربندی تأثیر قابل توجهی بر روی رفتار ندارد.

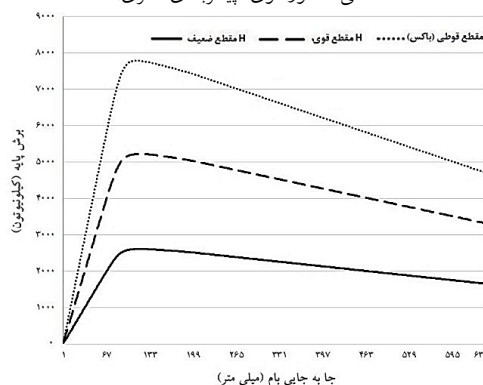
در صورت استفاده از جهت ضعیف ستون‌های H شکل در قاب مهاربندی، استفاده از اتصالات خمشی تیرها برای بهبود رفتار قاب مهاربندی توصیه می‌شود. با توجه به بهبود عملکرد سازه‌ها بر اساس نمودار پوش‌اور، استفاده از اتصالات خمشی در قاب مهاربندی کم‌انرژی تاب به‌عنوان جبهه دوم مقابله با نیروهای لرزه‌ای اکیداً توصیه می‌شود.



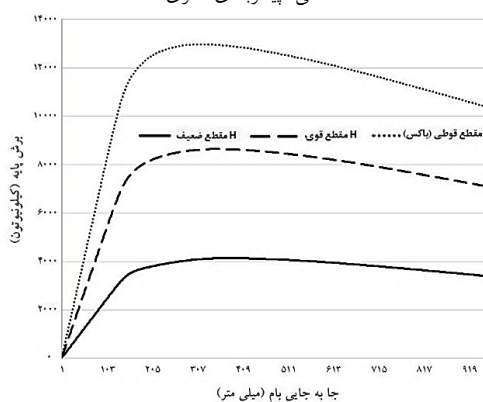
شکل ۷- منحنی نیروی برش پایه-تغییر مکان بام (مدل ۴ طبقه-اتصال مفصلی-پیکربندی قطری)



شکل ۸- منحنی نیروی برش پایه-تغییر مکان بام (مدل ۸ طبقه-اتصال مفصلی-محور قوی-پیکربندی قطری)



شکل ۹- منحنی نیروی برش پایه-تغییر مکان بام (مدل ۸ طبقه-اتصال مفصلی-پیکربندی قطری)



شکل ۱۰- منحنی نیروی برش پایه-تغییر مکان بام (مدل ۱۲ طبقه-اتصال مفصلی-پیکربندی قطری)

### ۳-۴- تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)

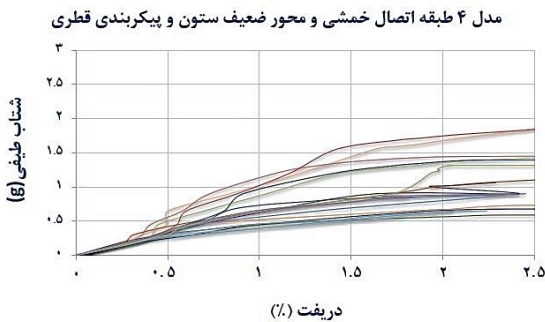
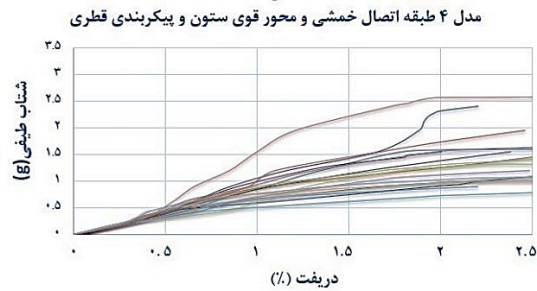
تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی<sup>۱</sup> (IDA) یکی از پیشرفته‌ترین روش‌ها برای ارزیابی پاسخ لرزه‌ای غیرخطی سازه‌ها است. این روش برای درک رفتار سازه از حالت خطی تا آستانه فروپاشی به کار می‌رود. برای بررسی رفتار سازه‌ها، از ۲۲ رکورد زلزله معرفی شده در راهنمای FEMA P695 استفاده شده است [۱۵]. این رکوردها حوزه دور از گسل (فاصله بیش‌تر از ۱۰ کیلومتر) را دربرمی‌گیرند که در جدول (۴) ارائه شده‌اند.

جدول ۴- رکوردهای منتخب جهت تحلیل دینامیکی افزایشی [۱۵]

| کد    | شدت | سال  | عنوان زلزله        | نام ایستگاه            |
|-------|-----|------|--------------------|------------------------|
| 12011 | 6.7 | 1994 | Northridge         | Beverly Hills - Mulhol |
| 12012 | 6.7 | 1994 | Northridge         | Canyon Country-WLC     |
| 12041 | 7.1 | 1999 | Duzce, Turkey      | Bolu                   |
| 12052 | 7.1 | 1999 | Hector Mine        | Hector                 |
| 12061 | 6.5 | 1979 | Imperial Valley    | Delta                  |
| 12062 | 6.5 | 1979 | Imperial Valley    | El Centro Array #11    |
| 12071 | 6.9 | 1995 | Kobe, Japan        | Nishi-Akashi           |
| 12072 | 6.9 | 1995 | Kobe, Japan        | Shin-Osaka             |
| 12081 | 7.5 | 1999 | Kocaeli, Turkey    | Duzce                  |
| 12082 | 7.5 | 1999 | Kocaeli, Turkey    | Arcelik                |
| 12091 | 7.3 | 1992 | Landers            | Yermo Fire Station     |
| 12092 | 7.3 | 1992 | Landers            | Coolwater              |
| 12101 | 6.9 | 1989 | Loma Prieta        | Capitola               |
| 12102 | 6.9 | 1989 | Loma Prieta        | Gilroy Array #3        |
| 12111 | 7.4 | 1990 | Manjil, Iran       | Abbar                  |
| 12121 | 6.5 | 1987 | Superstition Hills | El Centro Imp. Co.     |
| 12122 | 6.5 | 1987 | Superstition Hills | Poe Road (temp)        |
| 12132 | 7.0 | 1992 | Cape Mendocino     | Rio Dell Overpass      |
| 12141 | 7.6 | 1999 | Chi-Chi, Taiwan    | CHY101                 |
| 12142 | 7.6 | 1999 | Chi-Chi, Taiwan    | TCU045                 |
| 12151 | 6.6 | 1971 | San Fernando       | LA - Hollywood Stor    |
| 12171 | 6.5 | 1976 | Friuli, Italy      | Tolmezzo               |

۳۶ مدل این پژوهش توسط ۲۲ رکورد ارائه شده تحت تحلیل دینامیکی افزایشی قرار می‌گیرند و خروجی‌ها برداشت می‌شود. با انجام تحلیل دینامیکی افزایشی بر روی مدل‌هایی که تحت تأثیر حرکات قوی زمین منطبق با طیف طراحی قرار گرفته‌اند، پارامتر حداکثر برش پایه غیرخطی به دست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی یا همان برش پایه غیرخطی سازه محاسبه می‌شود ( $V_{b(Dyn,u)}$ ); سپس، حداکثر برش پایه خطی ( $V_{b(Dyn,e)}$ ) از طریق انجام تحلیل دینامیکی خطی سازه یا همان تحلیل تاریخچه زمانی به دست می‌آید. همچنین در شکل‌های (۱۲) الی (۱۴) نتایج بر حسب یک معیار شدت که در این پژوهش شتاب طیفی است، در برابر یک معیار خرابی که دررفت است برای شش مدل به عنوان نمونه از مدل‌های مورد تحلیل در این پژوهش ارائه شده است.

با توجه به اینکه در این پژوهش، هدف یافتن ضریب رفتار و مقایسه با استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران (ویرایش چهارم) است، لذا تغییرمکان جانبی نسبی ۲/۵٪ به عنوان آستانه فروریزش تعریف شده است.



شکل ۱۲- منحنی ظرفیت تحلیل دینامیکی افزایشی دو مدل ۴ طبقه

در نهایت این تحلیل منجر به ترسیم نمودارهایی می‌شود که در آن محور عمودی شدت لرزه‌ای (IM) (مثلاً شتاب طیفی) و محور افقی پاسخ سازه (DM) (مثل تغییرمکان نسبی طبقات) است. این نمودارها به منحنی‌های IDA موسوم هستند. با این توضیح تمام

<sup>1</sup> Incremental Dynamic Analysis



تفاوت بین رکوردها (فاصله بین منحنی‌ها) با رسیدن به دررفت بالای ۱/۵٪ بیش‌تر می‌شود که نشان‌دهنده پراکندگی پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها است؛ به بیان دیگر، رفتار مدل‌های پژوهش در هشت طبقه به بالا وابستگی زیادی به رکوردهای اعمال‌شده دارد و این یعنی رفتار سازه حساس به ویژگی زلزله (محتوای فرکانسی، مدت‌زمان) است و باید به‌روش قابلیت اعتماد یا آمار تحلیل شود.

حداکثر  $S_a$  که غالب مدل‌ها توانسته‌اند تحمل کنند تا حدود  $3g$  است که نشان می‌دهد این سازه‌ها در برابر رکوردهای اعمال‌شده ظرفیت نسبتاً بالایی دارند. تقریباً در محدوده دررفت ۲٪-۲/۵٪ در مدل‌های دارای محور ضعیف ستون‌ها منحنی‌ها ثابت و نزولی شده که نشانه نزدیک شدن به مکانیزم کلی است.

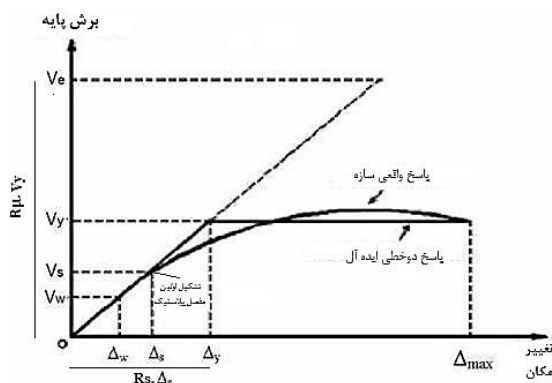
#### ۴- محاسبه ضریب رفتار

مقادیر نهایی  $R$  در استانداردهای مختلف بر اساس عملکرد گذشته سیستم‌های مختلف سازه‌ای تعیین شده‌اند. به همین دلیل است که  $R$  برای یک قاب خمشی معمولی فولادی ۳/۵ و برای یک قاب خمشی ویژه ۸ است [۱۶].

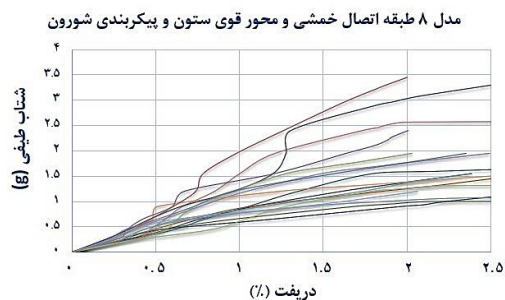
در آیین نامه ASCE7-22، رابطه‌ای برای ضریب رفتار ارائه شده است که مطابق آن  $R$  یک ضریب کاهش نیرو است که ترکیبی از سه ویژگی مجزای سازه می‌باشد و طبق رابطه (۲) محاسبه می‌شود [۸].

$$R = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} \times \frac{V_s}{V_w} = R_H \cdot R_S \cdot R_R \quad (2)$$

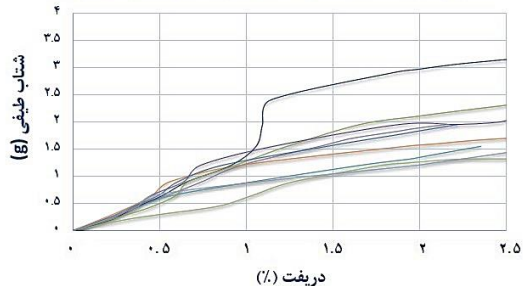
در این رابطه،  $(R_H)$  ضریب شکل‌پذیری،  $(R_S)$  ضریب اضافه‌مقاومت (ضریب مقاومت افزون) و  $(R_R)$  ضریب تنش مجاز (ضریب قید اضافه) است و  $(R)$  به‌عنوان محصول سه عامل مذکور بیان می‌شود. شکل شماتیک پاسخ غیرخطی در سازه‌ها به‌همراه پارامترهای مورد نیاز برای استخراج روابط در شکل (۱۵) ارائه شده است.



شکل ۱۵- ایده‌آل‌سازی منحنی غیرخطی رفتار سازه به دوخطی [۱۷]

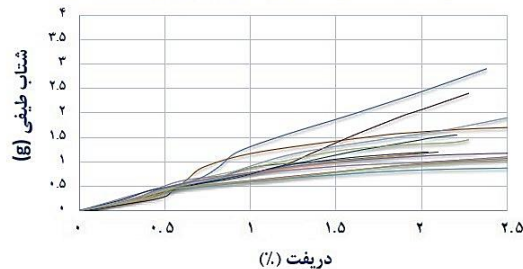


مدل ۸ طبقه اتصال خمشی و محور قوی ستون و پیکربندی شورون

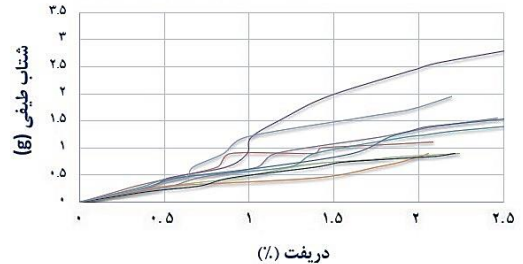


شکل ۱۳- منحنی ظرفیت تحلیل دینامیکی افزایشی دو مدل ۸ طبقه

مدل ۱۲ طبقه اتصال خمشی و ستون قوطی و پیکربندی قطری



مدل ۱۲ طبقه اتصال مفصلی و ستون قوطی و پیکربندی شورون



شکل ۱۴- منحنی ظرفیت تحلیل دینامیکی افزایشی دو مدل ۱۲ طبقه

در کلیه نمودارها ناحیه ابتدایی (دررفت‌های کوچک، حدود ۰/۵٪-۱٪) منحنی‌ها تقریباً خطی‌اند و رفتار ارتجاعی کامل سازه در همه رکوردها مشهود است.

با افزایش شدت و دررفت، منحنی‌ها به سمت افقی شدن می‌روند که جریان ورود به غیرخطی شدن و تشکیل مفصل‌های پلاستیک آغاز می‌شود و این همان نقطه‌ای است که ضریب رفتار از حالت تنوری (الاستیک) وارد بخش غیرخطی می‌شود.

#### ۴-۱- ضریب اضافه مقاومت (RS)

$$R_{\mu} = \frac{V_{b(Dyn,e)}}{V_{b(Dyn,u)}} \quad (۴)$$

از توضیحات فوق می‌توان نتیجه گرفت هرچه ظرفیت شکل‌پذیری سازه‌ها بیشتر باشد، میزان جذب انرژی بالاتر بوده و در نتیجه مقدار ضریب شکل‌پذیری و در ادامه ضریب رفتار بیش‌تر است.

#### ۴-۳- ضریب تنش مجاز (RR)

برای طراحی در حالت تنش مجاز آیین‌نامه‌ها، طراحی نیروی  $V_s$  را به کاهش  $V_w$  می‌دهند. این کاهش نیرو توسط ضریب تنش مجاز (RR) طبق رابطه ارائه‌شده در آیین‌نامه ASCE7-22 صورت می‌پذیرد. این ضریب برای مقاطع H شکل حدود  $RR=1.4-1.5$  است [۱۹]. در این مقاله ضریب تنش مجاز برابر با  $1/44$  در نظر گرفته شده است.

#### ۴-۴- ضریب رفتار سازه‌های دارای مهاربند قطری

بر اساس توضیحات ارائه‌شده در بخش‌های قبل و با استفاده از رابطه (۲) در نهایت مقدار ضریب رفتار برای مدل‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه (در مجموع ۱۸ مدل) با سیستم مهاربندی کمانش‌تاب قطری مطابق جدول (۵) ارائه می‌شود.

جدول ۵- ضریب رفتار به‌دست‌آمده برای پیکربندی مهاربند قطری

مدل ۴ طبقه

| جهت مقطع ستون   | اتصال خمشی | اتصال مفصلی |
|-----------------|------------|-------------|
| محور قوی H شکل  | ۱۱         | ۸           |
| محور ضعیف H شکل | ۹/۳        | ۷           |
| قوسی            | ۱۰         | ۷/۵         |

مدل ۸ طبقه

| جهت مقطع ستون   | اتصال خمشی | اتصال مفصلی |
|-----------------|------------|-------------|
| محور قوی H شکل  | ۷/۵        | ۵/۶         |
| محور ضعیف H شکل | ۶/۵        | ۵/۲         |
| قوسی            | ۷          | ۵/۴         |

مدل ۱۲ طبقه

| جهت مقطع ستون   | اتصال خمشی | اتصال مفصلی |
|-----------------|------------|-------------|
| محور قوی H شکل  | ۵/۶        | ۴           |
| محور ضعیف H شکل | ۵/۲        | ۳/۵         |
| قوسی            | ۵/۴        | ۳/۷۵        |

در آیین‌نامه‌های طراحی سازه، در روش‌های خطی سازه‌ها به‌گونه‌ای طراحی می‌شوند که هیچ‌یک از آن‌ها از مرحله خطی بالاتر نروند. با اینکه در شرایط واقعی در سازه‌ها مفصل پلاستیک تشکیل خواهد شد و در نتیجه سختی کلی سازه کاهش پیدا می‌کند اما سازه همچنان قادر به مقاومت خواهد بود تا اینکه تشکیل متعدد مفاصل سبب ایجاد مکانیزم شده و سختی سازه به سمت صفر یا حتی سختی منفی میل کند و سازه منهدم شود. سازه در طول این مسیر، مقاومت اضافه‌ای را متحمل می‌شود که در طراحی اولیه سازه در نظر گرفته نشده و مقاومت افزون (یا اضافه‌مقاومت) نامیده می‌شود. محاسبه ضریب اضافه‌مقاومت با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی (روش ارائه‌شده در آیین‌نامه ATC 34 در سال ۱۹۹۰ میلادی) دارای محدودیت‌هایی از جمله وابستگی به الگوی بارگذاری جانبی است [۱۸]. از آنجاکه پدیده اضافه‌مقاومت در هنگام وقوع زلزله اهمیت بیش‌تری پیدا می‌کند، استفاده از روش‌های دینامیکی مانند تحلیل دینامیکی افزایشی می‌تواند نتایج واقع‌بینانه‌تری ارائه دهد.

ضریب اضافه‌مقاومت به‌عنوان نسبت حداکثر برش پایه در رفتار واقعی  $V_{b(Dyn,u)}$  به نیروی متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک  $V_{b(St,y)}$  مطابق رابطه (۳) تعریف می‌شود.

$$R_s = \frac{V_{b(Dyn,u)}}{V_{b(St,y)}} \quad (۳)$$

از توضیحات فوق می‌توان نتیجه گرفت که هراندازه سازه اضافه‌مقاومت بیش‌تری تحت بار زلزله داشته باشد، می‌توان ضریب رفتار بزرگ‌تری را برای آن متصور شد که منجر به کاهش نیروی زلزله طراحی (برش پایه) خواهد شد.

#### ۴-۲- ضریب شکل‌پذیری ( $R_{\mu}$ )

قابلیت جذب و اتلاف انرژی در محدوده رفتارهای غیرخطی تحت اثر بارهای رفت‌وبرگشتی زلزله را شکل‌پذیری سازه ( $\mu$ ) می‌گویند. این اتلاف انرژی در رفتارهای غیرخطی با تغییر شکل‌ها و دوران ماندگار و دائمی همراه است. ظرفیت تغییر شکل غیرخطی در سازه‌ها نیز به‌کمک ضریب شکل‌پذیری بیان می‌شود و بدین ترتیب ضریب رفتار سازه به‌صورت مستقیم با ضریب شکل‌پذیری آن بستگی پیدا می‌کند. رابطه (۴) نحوه محاسبه ضریب شکل‌پذیری را بیان می‌کند که با تحلیل دینامیکی غیرخطی و جستجو با کد برنامه‌نویسی شده توسط نرم‌افزار Python بر روی شتاب طیفی ( $S_a$ ) رکوردهای زلزله انجام می‌شود تا برش پایه غیرخطی  $V_{b(Dyn,u)}$  محاسبه شود. در نهایت، ضریب شکل‌پذیری مطابق رابطه (۴) محاسبه می‌شود.



امکان ارائه یک رابطه ریاضی برای محاسبه ضریب رفتار هر کدام از مدل‌های معرفی شده در این پژوهش وجود دارد؛ به‌عنوان نمونه برای مدل‌های دارای مهاربندی کماتش‌تاب قطری و چیدمان ستون‌های H شکل در جهت محور قوی و اتصال مفصلی تیرها، به‌کمک رابطه خطی زیر با تقریب خوبی ضریب رفتار سازه توسط رابطه (۵) برآورد می‌شود.

$$R = \frac{20 - N}{2} \quad N: \text{تعداد طبقات} \quad (5)$$

برای برخی از مدل‌ها به‌ویژه مدل‌های با اتصال خمشی، این معادلات از شکل خطی خارج شده و به‌منظور دقت بیشتر و تقریب بهتر باید معادله غیرخطی ارائه شود. برای مدل دارای پیکربندی قطری و اتصال خمشی به‌کمک رابطه (۶) با تقریب بسیار خوبی ضریب رفتار پیش‌بینی می‌شود.

$$R = 18 - 5L_n(N) \quad N: \text{تعداد طبقات} \quad (6)$$

#### ۴-۵- ضریب رفتار سازه‌های دارای مهاربند شورون

بر اساس توضیحات ارائه شده در بخش‌های قبل و با استفاده از رابطه (۲) در نهایت مقدار ضریب رفتار برای مدل‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه (در مجموع ۱۸ مدل) با سیستم مهاربندی کماتش‌تاب شورون مطابق جدول (۶) ارائه می‌شود.

جدول ۶- ضریب رفتار به‌دست‌آمده برای پیکربندی مهاربند شورون

مدل ۴ طبقه

| جهت مقطع ستون   | اتصال خمشی | اتصال مفصلی |
|-----------------|------------|-------------|
| محور قوی H شکل  | ۱۳/۵       | ۸/۵         |
| محور ضعیف H شکل | ۱۱         | ۶/۵         |
| قوتی            | ۱۲/۵       | ۸           |

مدل ۸ طبقه

| جهت مقطع ستون   | اتصال خمشی | اتصال مفصلی |
|-----------------|------------|-------------|
| محور قوی H شکل  | ۱۰/۵       | ۶/۵         |
| محور ضعیف H شکل | ۷/۵        | ۶           |
| قوتی            | ۱۰         | ۶/۳         |

مدل ۱۲ طبقه

| جهت مقطع ستون   | اتصال خمشی | اتصال مفصلی |
|-----------------|------------|-------------|
| محور قوی H شکل  | ۷/۵        | ۴/۵         |
| محور ضعیف H شکل | ۵/۵        | ۴           |
| قوتی            | ۷          | ۴           |

مانند مدل قطری امکان ارائه یک رابطه ریاضی برای محاسبه ضریب رفتار هر کدام از مدل‌های معرفی شده با پیکربندی شورون نیز وجود دارد. برای مدل‌های دارای مهاربندی کماتش‌تاب شورون و چیدمان ستون‌های H شکل در جهت محور قوی و اتصال مفصلی تیرها، به‌کمک رابطه (۷) ضریب رفتار سازه برآورد می‌شود.

$$R = \frac{1}{2} (21 - N) \quad N: \text{تعداد طبقات} \quad (7)$$

برای مدل دارای پیکربندی شورون و اتصال خمشی به‌کمک رابطه (۸) با تقریب بسیار خوبی ضریب رفتار پیش‌بینی می‌شود.

$$R = \frac{3}{4} (22 - N) \quad N: \text{تعداد طبقات} \quad (8)$$

به‌طور کلی توصیه می‌شود مقدار ضریب رفتار برای سازه‌های با اهمیت بالا و ارتفاع زیاد بر اساس روابط دقیق‌تر و مستقل محاسبه شود و مبنای محاسبات طراحی قرارگیرد. با بررسی پژوهش صورت‌گرفته توسط **عسگریان و شکرگزار** محدوده به‌دست‌آمده برای ضریب رفتار سازه‌های دارای مهاربندی کماتش‌تاب با خروجی‌های حاصل از این پژوهش تطابق دارد [۲۰].

#### ۵- بررسی قابلیت اعتماد

دستورالعمل طراحی مبتنی بر قابلیت اعتماد، معمولاً متوجه طرح سازه‌هایی خاص است. اگرچه ضرایب اطمینان در طراحی سازه‌ها که به همین روش قابلیت اعتماد به‌دست می‌آیند این تضمین را می‌دهند که احتمال خرابی عضو در برش، خمش و نیروی محوری کوچک باشد، اما این اعضا به‌طور کلی قسمتی از یک سیستم سازه‌ای را تشکیل می‌دهند و اندرکنش بین عضو و سیستم، تحلیل قابلیت اعتماد کل سیستم سازه‌ای را طلب می‌کند [۲۱]. محاسبه قابلیت اعتماد در رابطه با ضریب رفتار باعث می‌شود عدم قطعیت‌های موجود در طراحی در نظر گرفته شود، طراحی سازه دقیق‌تر، ایمن‌تر و اقتصادی‌تر باشد و احتمال خرابی کنترل شود.

#### ۵-۱- شاخص قابلیت اعتماد

شاخص قابلیت اعتماد ( $\beta$ ) اساسی‌ترین بخش تئوری قابلیت اعتماد است. این شاخص در واقع کوتاه‌ترین فاصله تا تابع حالت حدی است. به بیان دیگر با صفر قراردادن تابع حالت حدی بین عملکرد مورد انتظار و عملکرد غیرقابل قبول سازه به‌دست می‌آید.

$$g(x) = R(x) - S(x) = 0 \quad (9)$$

در رابطه فوق، ( $g$ ) بیانگر تابع ظرفیت و مقادیر ( $R$ ) و ( $S$ ) به‌ترتیب بیانگر مقاومت و بار وارد شده هستند.

اگر  $\sigma$  یا  $\sigma^2$  بزرگ باشد، داده‌ها پراکندگی زیادی دارند و منحنی پهن و کوتاه می‌شود. اگر  $\sigma$  یا  $\sigma^2$  کوچک باشد، داده‌ها متمرکز حول میانگین هستند و منحنی باریک و بلند می‌شود.

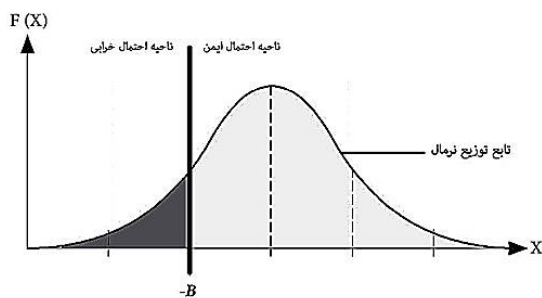
### ۳-۵- محاسبه احتمال خرابی

احتمال خرابی ( $P_f$ )، میزان یا درصدی از احتمال است که یک سیستم سازه‌ای در انجام عملکرد مورد انتظار خود در یک بازه زمانی مشخص یا تحت شرایط معین با شکست یا خرابی مواجه شود. در مهندسی، مدیریت ریسک و آمار احتمال خرابی به صورت یک عدد بین ۰ تا ۱ یا به صورت درصد بیان می‌شود. هرچه این عدد به ۱ (یا ۱۰۰٪) نزدیک‌تر باشد، نشان‌دهنده احتمال بالاتر خرابی است.

در اکثر تحلیل‌های احتمالاتی رایج سازه‌ها، فرض توزیع نرمال دررفت به عنوان یک تقریب قابل قبول پذیرفته شده است. فرض می‌شود متغیر دررفت از تابع توزیع نرمال پیروی می‌کند. با توجه به رابطه (۱۲) مقدار احتمال خرابی حاصل برای مدل‌های مورد نظر به دست می‌آید.

$$P_f = \int_{-\infty}^{\infty} F_d(t) f_{\Delta m}(t) dt = \int_{-\infty}^{\infty} (1 - F_{\Delta m}(t)) f_d(t) dt \quad (12)$$

شاخص قابلیت اعتماد و احتمال خرابی دو روی یک سکه هستند. مطابق شکل (۱۶) هرچه شاخص قابلیت اعتماد سیستم بالاتر باشد، احتمال خرابی آن پایین‌تر است و برعکس. این رابطه در تحلیل ریسک، طراحی سازه‌های ایمن، بهینه‌سازی و تعمیرات پیشگیرانه کاربرد گسترده‌ای دارد.



شکل ۱۶- رابطه بین تابع توزیع احتمال و شاخص قابلیت اعتماد

با توجه به اینکه ضریب رفتار واقعی به دست آمده برای مدل‌های ۴ طبقه و ۸ طبقه در محدوده استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) یا بزرگ‌تر از آن است، بدون شک احتمال خرابی آن‌ها طبق ضریب رفتار استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) کم‌تر از

شاخص قابلیت اطمینان هاسوفر-لیند<sup>۱</sup> یک شاخص پیشرفته در تحلیل قابلیت اطمینان سازه‌ها و سیستم‌های مهندسی است که برای محاسبه فاصله ایمنی بین عملکرد عادی سیستم و حالت خراب استفاده می‌شود. این شاخص در دهه ۱۹۷۰ معرفی شد و اکنون پایه اصلی روش‌های مدرن است که در استانداردهای بین‌المللی تحلیل ریسک به کار می‌روند و مطابق رابطه (۱۰) تعریف می‌شود [۲۲].

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (10)$$

در رابطه (۸) عبارت واقع در صورت کسر، مطابق علم آمار و احتمال مهندسی میانگین حاشیه اطمینان و عبارت واقع در مخرج کسر به طور کلی انحراف از معیار حاشیه اطمینان نامیده شده است. مقادیر  $\mu$  و  $\sigma$  میانگین و انحراف از معیار متغیرهای تصادفی مورد بحث که در این پژوهش همان دررفت طبقات است، هستند [۲۳].

### ۲-۵- سطح خرابی

سطح خرابی یک مفهوم کلیدی در تحلیل قابلیت اعتماد است که مرز بین عملکرد ایمن و خراب سیستم را مشخص می‌کند. این سطح به عنوان پایه‌ای برای روش‌های پیشرفته مانند شبیه‌سازی مونت کارلو<sup>۲</sup> استفاده می‌شود و نقش اساسی در تحلیل خطر سازه و مقاوم‌سازی آن دارد. در این پژوهش سطح خرابی تعریف شده برای سازه‌های مورد بررسی، مقدار دررفت مجاز ( $\Delta M$ ) یا به عبارتی حداکثر محدودیت جابه‌جایی نسبی طبقه بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) تعریف شده است.

مقادیر دررفت در سازه‌ها به طور معمول به تابع توزیع نرمال (گوسی) شباهت دارند. این موضوع به دلیل تأثیر قضیه حد مرکزی است که بیان می‌کند جمع اثرات تصادفی مستقل (مانند بارهای دینامیکی، ناهمگنی‌های مصالح و خطاهای ساخت) به توزیع نرمال نزدیک می‌شود. تابع توزیع احتمال نرمال دارای بیش‌ترین استفاده عمومی است و حتی قبل از درک مفهوم ریاضی آن در گذشته نیز استفاده شده است که رابطه ریاضی آن به صورت رابطه (۱۱) نوشته می‌شود.

$$F_X(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (11)$$

( $\sigma^2$ ) همان واریانس و ( $\sigma$ ) انحراف معیار (جذر واریانس) است و واحد آن با واحد داده‌ها یکسان است. این پارامتر شکل منحنی و میزان پخی یا تیزی آن را کنترل می‌کند.

<sup>2</sup> Monte Carlo

<sup>1</sup> Hasofer-Lind

مقدار مدل شده در این پژوهش است. در حقیقت در چنین شرایطی سازه طراحی شده با ضوابط آیین نامه، بسیار مستحکم تر از نیاز واقعی بوده و طرح نیز غیراقتصادی است.

اما در برخی از مدل های ۸ طبقه و مدل های ۱۲ طبقه با توجه به ضریب رفتار واقعی کم تر از آیین نامه، احتمال خرابی افزایش یافته و سطح ایمنی این سازه ها کاهش می یابد. مقادیر احتمال ایمن برای همه مدل های ۱۲ طبقه در جدول (۷) برای بررسی و مقایسه ارائه شده است.

جدول ۷- مقادیر به دست آمده برای قابلیت اعتماد مدل ۱۲ طبقه

| نوع اتصال محور ستون | شاخص $\beta$ (۲۸۰۰) | شاخص $\beta$ (واقعی) | احتمال ایمن (۲۸۰۰) | احتمال ایمن (واقعی) |
|---------------------|---------------------|----------------------|--------------------|---------------------|
| خمشی قوی            | ۱/۷۵                | ۱/۱۸                 | ٪۹۶                | ٪۸۸                 |
| خمشی ضعیف           | ۱/۰۴                | ۰/۷۱                 | ٪۸۵                | ٪۷۶                 |
| مفصلی قوی           | ۱/۲۳                | ۰/۸۸                 | ٪۸۹                | ٪۸۱                 |
| مفصلی ضعیف          | ۰/۷۴                | ۰/۵                  | ٪۷۷                | ٪۶۹                 |
| خمشی قوطی           | ۱/۶۵                | ۱/۰۸                 | ٪۹۵                | ٪۸۶                 |
| مفصلی قوطی          | ۳/۲                 | ۰/۶                  | ٪۸۹                | ٪۷۲                 |
| خمشی قوی            | ۲/۰۵                | ۱/۲۵                 | ٪۹۸                | ٪۹۰                 |
| خمشی ضعیف           | ۱/۷۵                | ۱/۱۸                 | ٪۹۶                | ٪۸۸                 |
| مفصلی قوی           | ۱/۳۴                | ۰/۸۴                 | ٪۹۱                | ٪۸۰                 |
| مفصلی ضعیف          | ۱/۰۴                | ۰/۶۱                 | ٪۸۵                | ٪۷۳                 |
| خمشی قوطی           | ۱/۸۸                | ۱/۲                  | ٪۹۷                | ٪۸۹                 |
| مفصلی قوطی          | ۱/۱۳                | ۰/۷۷                 | ٪۸۷                | ٪۷۸                 |

در مدل های دارای اتصال خمشی تیرهای دهانه مهاربندی در صورت استفاده از ضریب رفتار ارائه شده مطابق استاندارد ۲۸۰۰

(ویرایش چهارم) ۸ الی ۱۰ درصد به احتمال خرابی سازه های مورد پژوهش اضافه می شود (احتمال ایمن به همین مقدار کم می شود). در مدل های دارای اتصال مفصلی ۱۰ الی ۱۲ درصد به احتمال خرابی سازه های مورد پژوهش اضافه می شود و در صورت استفاده از محور ضعیف ستون ها این مقدار به ۲۰ درصد می رسد که بسیار ناایمن است. در صورت استفاده از محور ضعیف ستون های H شکل در قاب مهاربندی استفاده از اتصالات خمشی تیرها برای بهبود رفتار قاب مهاربندی توصیه می شود؛ اما باید در مورد برقرار نمودن اتصال گیردار تیر به وجه ضعیف ستون H از اتصال درختی و مقطع کاهش یافته تیر (RBS) استفاده شود تا عملکرد لرزه ای مطلوبی داشته باشند [۲۴ و ۲۵].

### ۶- نتیجه گیری

با توجه به حالت های مختلفی که می توان برای پیکربندی مهاربند های کمانش تاب متصور شد و همچنین نقش اتصال تیرهای قاب مهاربندی در رفتار این سیستم سازه ای و نیز ارتفاع سازه ها (کوتاه، میان و بلند مرتبه)، استفاده از یک عدد ثابت به عنوان ضریب رفتار، دارای ایراداتی است که می تواند به خرابی یک سازه در مواجهه با زلزله منجر شود. در این پژوهش ضریب رفتار سازه های دارای قاب مهاربندی کمانش تاب در حالت های مختلف از نظر تعداد طبقات و پیکربندی مهاربند و اتصال خمشی یا مفصلی تیرهای دهانه مهاربندی (در مجموع ۳۶ حالت) و نیز جهت قرارگیری ستون ها با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی، دینامیکی تاریخچه زمانی و دینامیکی افزایشی مورد بررسی قرار گرفت که خلاصه نتایج به شرح زیر ارائه می شود. لازم به ذکر است نتایج زیر بر اساس محدودیت های طبیعی تحقیق نظیر تعداد طبقات و الگوهای قرارگیری مهاربندی و نوع اتصالات تیرهای دهانه مهاربندی و چیدمان محور قوی یا ضعیف ستون استخراج شده است.

با توجه به نتایج به دست آمده از تحلیل های پوش اور، سازه هایی که دارای ستون های با مقطع قوطی هستند در همه موارد سختی اولیه بیش تری در مقایسه با مقاطع H شکل نشان دادند. این تفاوت به طور عمده پس از تشکیل اولین مفصل پلاستیک قابل مشاهده است. اما مقدار ضریب رفتار در سازه های دارای مقطع ستون H شکل بالاتر و شرایط مشابه است.

منحنی های IDA نشان می دهند که سیستم مهاربندی کمانش تاب به طور کلی ظرفیت جذب انرژی بالایی دارد، اما پراکندگی زیاد پاسخ ها بیانگر اهمیت استفاده از تحلیل های احتمالاتی است.



رفتار مدل‌های مدنظر در ۸ طبقه به بالا وابستگی زیادی به رکوردهای اعمال شده دارد و این یعنی رفتار سازه حساس به ویژگی‌های رکورد زلزله (محتوای فرکانسی، مدت‌زمان) است و نیاز به تحلیل‌های قابلیت اعتماد ضروری به نظر می‌رسد.

در محدوده دریفت ۲٪-۲/۵٪ در مدل‌های دارای محور ضعیف ستون‌ها منحنی‌ها ثابت و نزولی شده که نشانه نزدیک شدن به فروپاشی سازه است.

در شرایط اتصال خمشی تیرهای دهانه مهاربندی، با تبدیل پیکربندی مهاربندی کمانش تاب از قطری به شورون ضریب رفتار سازه به طور متوسط تا ۲ واحد افزایش می‌یابد، اما با وجود اتصال مفصلی تیرهای دهانه مهاربندی تغییر پیکربندی تأثیر قابل توجهی بر روی ضریب رفتار ندارد.

با افزایش ارتفاع سازه، قاب‌های با جهت قرارگیری ضعیف ستون‌های H شکل به ویژه با اتصال مفصلی تیرهای دهانه مهاربندی، قبل از رسیدن به تغییر مکان هدف، سازه دچار فروپاشی شده، بنابراین استفاده از محور ضعیف ستون‌های H شکل در قاب مهاربندی توصیه نمی‌شود.

در صورت استفاده از جهت ضعیف ستون‌های H شکل در قاب مهاربندی استفاده از اتصالات خمشی تیرها برای بهبود رفتار قاب مهاربندی با لحاظ نمودن عوارض اتصال گیردار تیر به جهت ضعیف ستون توصیه می‌شود. با توجه به بهبود عملکرد سازه‌ها بر اساس نمودار پوش اور و اعداد به دست آمده از ضریب رفتار، استفاده از اتصالات خمشی در قاب مهاربندی کمانش تاب به عنوان جبهه دوم مقابله با نیروهای لرزه‌ای اکیداً توصیه می‌شود.

با توجه به تغییرات ضریب رفتار در ارتفاع سازه‌های دارای مهاربندی کمانش تاب از حدود ۴ الی ۱۳، استفاده از عدد ثابت ۷ یا ۸ که توسط آیین‌نامه ایران و آمریکا توصیه شده دست‌کم برای سازه‌های ۸ طبقه و بالاتر مناسب به نظر نمی‌رسد.

در مجموع می‌توان گفت برای سازه‌های با ارتفاع زیاد (بالاتر از ۸ طبقه)، در صورت استفاده از ضریب رفتار ارائه شده مطابق استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) ۸ الی ۱۰ درصد به احتمال خرابی سازه‌های مورد پژوهش اضافه می‌شود (احتمال ایمن به همین مقدار کم می‌شود). در مدل‌های دارای اتصال مفصلی ۱۰ الی ۱۲ درصد به احتمال خرابی سازه‌های مورد پژوهش اضافه می‌شود و در صورت استفاده از محور ضعیف ستون‌ها این مقدار به ۲۰ درصد می‌رسد که بسیار ناایمن است. اثر این پدیده با قرارگرفتن سازه‌ها در خاک‌های ضعیف‌تر (نوع III و IV) و درجه اهمیت بالاتر تشدید شده و می‌تواند خسارات جبران‌ناپذیری به بار آورد.

- buckling-restrained bracing systems", Canadian Journal of Civil Engineering, 33(2), pp.183-198.
- [15] Federal Emergency Management Agency. (2009), "Quantification of Building Seismic Performance Factors" (FEMA P-695). Applied Technology Council.
- [16] Freeman, S.A. (1990), "On the correlation of code forces to earthquake demands", In Proceedings of 4th US-Japan workshop on Improvement of Building Structural Design and Construction Practices, ATC-15-3 Report. Redwood City, California.
- [17] Mwafy, A.M., and Elnashai, A.S. (2002), "Calibration of force reduction factors of RC buildings", Journal of Earthquake Engineering, 6(02), pp.239-273.
- [18] Applied Technology Council. (1995), A critical review of current approaches to earthquake-resistant design. ATC-34. Redwood City, CA: Applied Technology Council.
- [19] Uang, C.M. (1991), "Establishing R (or R<sub>w</sub>) and C<sub>d</sub> factors for building seismic provisions", Journal of Structural Engineering, 117(1), pp.19-28.
- [20] Asgarian, B., and Shokrgozar, H.R. (2009), "BRBF response modification factor", Journal of constructional steel research, 65(2), pp.290-298.
- [21] Vaez, S.R.H., and Sarvdalir, S. (2018), "Reliability-based optimization of one-bay 2-D steel frame", KSCE Journal of Civil Engineering, 22(7), pp.2433-2440.
- [22] Cornell, C.A. (1969), "A probability-based structural code", In Journal Proceedings, 66(12), pp.974-985.
- [23] Ali Razavi, S., and Shirjani, R. (2023), "Optimum Design of BRB Frame Based on Drift Uniformity, Structure Weight, and Seismic Parameters Using Nonlinear Time History Analysis", In Optimization Methods for Structural Engineering, pp.95-119. Singapore: Springer Nature Singapore.
- [24] Oh, K., Lee, K., Chen, L., Hong, S.B., and Yang, Y. (2015), "Seismic performance evaluation of weak axis column-tree moment connections with reduced beam section", Journal of Constructional Steel Research, 105, pp.28-38.
- [25] Razavi, S.A., Kianmehr, A., Hosseini, A., and Mirghaderi, S.R. (2018), "Buckling-restrained brace with CFRP encasing: Mechanical behavior and cyclic response", Steel and Composite Structures, An International Journal, 27(6), pp.675-689.
- [1] Tremblay, R., Dehghani, M., Fahnestock, L., Herrera, R., Canales, M., Clifton, C., and Hamid, Z. (2016), "Comparison of seismic design provisions for buckling restrained braced frames in Canada, United States, Chile, and New Zealand", In Structures, 8, pp.183-196.
- [2] Montuori, R., Nastri, E., and Tagliaferro, B. (2019), "An optimal seismic force pattern for uniform drift distribution", Buildings, 9(11), p.231.
- [3] Mousavi, S.A., Zahrai, S.M., and Pasand, A.A. (2021), "Drift-based seismic design procedure for Buckling Restrained Braced Frames", In Structures, 30, pp.62-74.
- [4] Erochko, J., Christopoulos, C., Tremblay, R., and Choi, H. (2011), "Residual drift response of SMRFs and BRB frames in steel buildings designed according to ASCE 7-05", Journal of Structural Engineering, 137(5), pp.589-599.
- [5] Zsarnóczay, Á., and Vigh, L.G. (2017), "Effective design measures against soft story development in buckling restrained braced frames", In 16th World Conference on Earthquake Engineering, 16WCEE, 4356.
- [6] Razavi, S.A., and Moieni, M.E. (2025), "Multi-level response modification factor assessment in conventional and reduced length buckling-restrained braced frames", In Structures, 72, p.108218.
- [7] استاندارد ۲۸۰۰، (۱۳۹۴)، آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (ویرایش چهارم)، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی.
- [8] ASCE, (2022) "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE 7-22", American Society of Civil Engineers.
- [9] Ahmed, M.M., Abdo, M.A.B., and Mohamed, W.A.E.W. (2021), "Evaluation of seismic response modification factor (r) for moderate-rise rc buildings with vertical irregular configurations".
- [10] Mohamed, F.A., Putra, E., and Al-Ani, A. (2024), "Response modification factor (R): A review of its dependency on structural configuration and height", IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, 357(1), p.012003.
- [11] Binici, B., Yakut, A., Kadas, K., Demirel, O., Akpınar, U., Canbolat, A., Yurtseven, F., Oztaskin, O., Aktas, S., and Canbay, E. (2023), "Performance of RC buildings after Kahramanmaraş Earthquakes: lessons toward performance based design", Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 22(4), pp.883-894.
- [12] Bruneau, M., Uang, C.M., and Whittaker, A.S., (1998), "Ductile design of steel structures", 389, New York: McGraw-Hill.
- [۱۳] مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، (۱۳۹۸)، بارهای وارد بر ساختمان، دفتر تدوین مقررات ملی ساختمان.
- [14] Tremblay, R., Bolduc, P., Neville, R., and DeVall, R. (2006), "Seismic testing and performance of