

Analogy of the seismic behavior of composite frames (concrete columns and steel beams) with steel and reinforced concrete frames in low-rise, mid-rise, and high-rise buildings

Jalal Ghezeljeh¹, Seyed Rasoul Mirghaderi^{2*}, Sina Kavei³

1- Master of Structural Engineering, School of Civil Engineering, Tehran University, Tehran, Iran

2- Professor, School of Civil Engineering, Tehran University, Tehran, Iran

3- Master of Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Sharif University of Technology, Tehran, Iran

ABSTRACT

Steel Beam - Reinforced Concrete Column (RCS) frames are a new seismic load-bearing system. However, there has been limited research comparing the behavior of RCS frames to steel and concrete frames. This study aimed to fill that gap by examining moment frames in composite (RCS), steel, and reinforced concrete forms in three different height categories: 5, 10, and 20 stories. The frames were seismically loaded according to ASCE7-22 code and then designed and optimized based on AISC360-22 and ACI318-19 codes. Two-dimensional frames were extracted from the designed three-dimensional structures and subjected to nonlinear modeling in the finite element software OpenSees. Initial static nonlinear analyses were conducted to evaluate preliminary seismic responses in the post-yield regions, followed by incremental dynamic analyses on all models. The collapse states of the models were compared using fragility curves. The study found that the seismic intensity index for steel frames is roughly 1.27 times greater than that for RCS frames. Similarly, the intensity index in RCS frames is about 0.9 times that of concrete frames. Additionally, the collapse-related behavior in RCS frames was found to be more desirable than in concrete frames as the number of stories increases. At a given seismic intensity, the probability of collapse is lower in RCS frames than in concrete frames. The modified collapse margin ratio in ten-story frames and twenty-story RCS frames, compared to the concrete frame, is about 1.1 and 1.26, respectively. In conclusion, the study shows that RCS frames have a more favorable seismic performance compared to steel and concrete frames, especially as the number of stories increases. This research contributes to a better understanding of the behavior of RCS frames in seismic conditions.

ARTICLE INFO

Receive Date: 03 September 2023

Revise Date: 30 November 2023

Accept Date: 01 January 2024

Keywords:

*Probability of Collapse
Seismic Intensity Index
Incremental Dynamic Analyses
RCS Frames
Fragility Curves*

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2024.413941.3208>

*Corresponding author: Seyed Rasoul Mirghaderi

Email address: rmirghaderi@ut.ac.ir

مقایسه عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی مختلط (ستون بتنی و تیر فولادی) با قاب‌های خمشی فولادی و بتن‌آرمه در سازه‌های کوتاه، متوسط و بلندمرتبه

جلال قزلجه^۱، سید رسول میرقادری^{۲*}، سینا کاوئی^۳

۱- کارشناس ارشد مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران، ایران

۲- استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران، ایران

۳- کارشناس ارشد مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ایران

چکیده

قاب‌های خمشی تیر فولادی - ستون بتن‌آرمه موسوم به RCS در سال‌های اخیر به عنوان یک سیستم باربر لرزه‌ای مطرح شده‌اند. مطالعه و بررسی پژوهش‌های انجام‌شده در این حوزه نشان می‌دهد که بررسی رفتار کلی این نوع سیستم بار جانبی در مقایسه با قاب‌های خمشی فولادی و بتنی به صورت جامع و کامل صورت نپذیرفته است. لذا در این پژوهش، قاب‌های خمشی ویژه به صورت مختلط (RCS)، فولادی و بتن مسلح در سه رده ارتفاعی با تعداد طبقات ۵، ۱۰ و ۲۰ (که به ترتیب نماینده سازه‌های کوتاه‌مرتبه، متوسط و بلندمرتبه هستند) و مطابق با آیین‌نامه ۲۲-ASCE بارگذاری لرزه‌ای شده و سپس براساس آیین‌نامه ۲۲-۳۶۰-AISC و ۱۹-۳۱۸-ACI طراحی و تناسب‌بندی گردیدند. از میان سازه‌های سه‌بعدی طراحی شده، قاب‌های دوبعدی استخراج گشته و پس از مدل‌سازی غیرخطی در نرم‌افزار اجزای محدود OpenSees، ابتدا تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی به منظور ارزیابی اولیه پاسخ لرزه‌ای در نواحی پس از تسلیم صورت پذیرفت. سپس تحلیل دینامیکی افزایشی بر روی تمامی مدل‌ها انجام و با استفاده از منحنی‌های شکنندگی متناظر با فروریزش، وضعیت فروریزش مدل‌ها با یکدیگر مقایسه شدند. نتایج پژوهش نشان داد که در مقایسه کمی بین قاب فولادی، RCS و بتنی، در قاب فولادی شاخص شدت زلزله تقریباً ۱/۳۵ برابر قاب RCS و شاخص شدت در قاب RCS تقریباً ۱/۱۴ برابر قاب بتنی است. همچنین با افزایش تعداد طبقات، رفتار متناظر با فروریزش در قاب‌های RCS مطلوب‌تر از قاب‌های بتنی است و در یک شدت زلزله مشخص، احتمال فروریزش با میزان کمتری در قاب‌های RCS همراه است.

کلمات کلیدی: احتمال فروریزش، تحلیل‌های دینامیکی افزایشی، شاخص شدت زلزله، قاب خمشی مختلط (RCS)، منحنی‌های شکنندگی.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://doi.org/10.22065/jsce.2024.413941.3208	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2024.413941.3208	۱۴۰۳/۰۶/۳۱	۱۴۰۲/۱۰/۱۱	۱۴۰۲/۱۰/۱۱	۱۴۰۲/۰۹/۰۹	۱۴۰۲/۰۶/۱۲
سید رسول میرقادری mirghaderi@ut.ac.ir				*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:		

۱- مقدمه

بررسی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها و مقایسه عملکرد هر کدام از سیستم‌های سازه‌ای مانند سطوح فروریزش و احتمال فروریزش با توجه به روند افزایش شدت حرکت زمین در زلزله‌های مختلف جزو اصلی‌ترین مطالعات است که برای تسهیل استفاده از یک سیستم سازه‌ای خاص نیاز به شناسایی خواهند داشت. سازه‌های مختلط نیز از این قاعده مستثنی نبوده و نیاز به بررسی و انجام مطالعات پیش‌تر گفته شده دارند. قاب‌های خمشی تیر فولادی - ستون بتن‌آرمه (RCS¹)، نوعی از قاب‌های خمشی مختلط هستند که از ستون‌های بتن‌آرمه و تیرهای فولادی تشکیل گردیده و در سال‌های اخیر به عنوان یک سیستم باربر لرزه‌ای مطرح شده‌اند. سیستم‌های RCS مشابه هر سیستم سازه‌ای دیگر باید به منظور سنجش رفتار لرزه‌ای و پاسخ‌های ناشی از حرکت زمین مورد ارزیابی و بررسی قرار گیرند. آمریکا و تایوان طی یک تحقیق مشترک، آزمایش بر روی مدل تمام‌مقیاس قاب RCS را تحت اثر بارهای شبه دینامیکی و استاتیکی انجام دادند. به منظور شبیه‌سازی حرکت پایه و پاسخ‌های لرزه‌ای ناشی از آن، قاب تحت بارگذاری شبه‌دینامیکی قرار گرفته و سپس تا مقدار دررفت ۱۰٪ به صورت استاتیکی کشیده شد. نتایج نشان داد که قاب‌های RCS طراحی شده براساس ضوابط آیین‌نامه موجود، رفتار لرزه‌ای بسیار خوبی را تحت خطرهای لرزه‌ای مختلف از خود نشان می‌دهند [۱]. Uchida و Noguchi تحلیل سه‌بعدی غیرخطی اجزای محدود را در قاب‌های RCS انجام دادند. یکی از عوامل مهم بررسی شده در این تحقیق، مقاومت برشی اتصال مختلط و درصد مشارکت هر کدام از اجزای اتصال در آن بود. آن‌ها بیان داشتند که ورق‌های تکیه‌گاهی که پیش‌تر در معادلات مقاومت برشی در نظر گرفته نمی‌شدند، در مقاومت برشی نهایی قسمت‌های داخلی و خارجی بتن مشارکت دارند و همچنین مؤلفه تغییر شکل پیچشی بین پانل بیرونی بتن‌آرمه و پانل‌های داخلی، بخش بیشتری از تغییر شکل پانل اتصالات تیر - ستون را به خود اختصاص داده است [۲].

Li و Parra-Montesinos براساس نتایج آزمایش‌های انجام شده در آزمایشگاه بر روی ۴ زیرسازه متشکل از ستون‌های بتن مسلح، تیر و دال، طراحی شده متشکل از ستون‌های بتن مسلح، تیر و دال تحت اثر تغییر مکان‌های بزرگ معکوس‌شونده و تحلیل دینامیکی این سیستم‌ها تحت اثر حرکات مختلف پایه، وضعیت لرزه‌ای این سیستم‌ها را مورد ارزیابی قرار دادند. نتایج آزمایش بر روی چهار نمونه نشانگر آن بود که نمونه‌ها عملکرد لرزه‌ای مناسب همراه با وضعیت پایدار در منحنی نیرو - تغییر مکان از خود نشان داده و همچنین وضعیت جذب انرژی بسیار مطلوب همراه با دوران زیاد در تیرها پیش از گسیختگی و خرابی‌های کوچک تا متوسط در ناحیه اتصال مشاهده گردید [۳]. قاب‌های مختلط RCS، ابتدا در اواخر دهه ۱۹۷۰ و اوایل دهه ۱۹۸۰ میلادی در کشورهای آمریکا و ژاپن مطرح شده و مورد استفاده قرار گرفتند. در ایالات متحده این نوع سیستم‌ها به منظور اصلاح کمبودهای قاب‌های خمشی فولادی سنتی در ساختمان‌های متوسط تا بلند مطرح گردیدند [۴]. Li و همکاران، مطالعه بر روی قاب‌های RCS را با در نظر گرفتن تأثیر پارامترهایی همچون درصد آرماتور طولی ستون‌ها، مقاومت فشاری بتن، مقاومت تسلیم فولاد، نسبت بار محوری، سختی خطی تیرها و ستون‌ها توسط نرم‌افزار ABAQUS بر روی نوعی از سیستم‌های مختلط RCS شامل بتن پرمقاومت محصور شده توسط مارپیچ‌های مرکب پیوسته انجام دادند. براساس نتایج تحلیل اجزای محدود نشان داده شد که برای کاربردهای عملی مهندسی باید با در نظر گرفتن لاغری و همچنین نسبت بار محوری ستون‌ها، شرایط شکل‌پذیری آن‌ها را فراهم کرد [۵].

همچنین پژوهش‌های مختلفی در زمینه اتصالات مرکب تیر به ستون در قاب‌های RCS توسط محققین صورت پذیرفته است. برای مثال، Deierlein و همکاران در پی تکمیل کارهای پیشین انجام شده، مدل طراحی و توصیه‌هایی را جهت ارائه جزئیات بیشتر و همچنین محاسبه مقاومت اسمی اتصال مختلط تیر به ستون ارائه کردند. این پژوهش به رفتار و طراحی اتصالات خمشی بین تیرهای فولادی سازه‌ای و بتن مسلح یا ستون‌های مرکب می‌پردازد. این مدل طراحی براساس دو مود گسیختگی پانل برشی و لهیدگی تیر فولادی در مقابل بتن ارائه شده است [۶]. Parra-Montesinos و Wight پاسخ لرزه‌ای اتصالات مختلط RCS را با آزمایش بر روی ۹ نمونه اتصال، مورد سنجش و ارزیابی قرار دادند. براساس نتایج آزمایشگاهی نشان داده شد که قاب‌های RCS برای استفاده در مناطق با خطر لرزه‌ای بالا مناسب هستند و هر ۹ نمونه مورد آزمایش پاسخ کلی پایداری را تحت اثر بارهای چرخه‌ای از خود نشان می‌دهند. همچنین تمام نمونه‌ها در سطوح زیادی از دررفت

¹ Reinforced concrete column - steel beam

طبقه بدون از دست دادن مقدار قابل توجهی از سختی، استحکام خود را حفظ کردند [۷]. Alizadeh و همکاران، عملکرد لرزه‌ای نوع جدیدی از اتصالات این سیستم‌ها را مورد بررسی قرار دادند. نمونه‌های آزمایش شده شامل دو اتصال RCS داخلی براساس معیار ستون قوی - تیر ضعیف (SCWB²) طراحی شد. هر دو نمونه تحت بارگذاری چرخه‌ای معکوس شبه‌استاتیک مورد آزمایش قرار گرفتند. نتایج نشان داد که استفاده از ABP³ و WFBP⁴ می‌تواند به‌عنوان جایگزینی برای صفحات نوار فولادی استفاده شود و استفاده از WFBP یا ABP به‌تنهایی تأثیر کمی بر عملکرد اتصالات دارد. عملکرد مدل‌ها مستقیماً به جزئیات مفصل، اثربخشی کلیدهای برشی و میزان محصورشدگی برای یک منطقه مشترک بستگی دارد [۸].

Yoshikawa و همکاران، گزارشی را جهت طراحی لرزه‌ای قاب‌های مختلط RCS منتشر کردند که در آن به شرح جزئیات طراحی قاب و اتصالات و همچنین موارد استفاده از میراگرها در این نوع سازه‌ها اشاره شده است. این گزارش نشان می‌دهد سیستم‌های مختلط RCS را می‌توان به گونه‌ای طراحی کرد که عملکرد انعطاف‌پذیری قابل‌اعتمادی داشته باشد که در این صورت آن‌ها به‌عنوان یک جایگزین طراحی برای مناطق لرزه‌ای بالا به کار می‌روند [۹]. Mirghaderi و همکاران یک اتصال خمشی جدید بین تیرهای فولادی و یک ستون بتن‌آرمه را پیشنهاد کرده‌اند. در این اتصال، دو تیر موازی از دو طرف ستون عبور کرده و به صفحات پوششی اطراف ستون بتن‌آرمه در ناحیه اتصال جوش داده می‌شوند. این اتصال باعث می‌شود که هم تیر و هم ستون در ناحیه اتصال پیوسته شوند تا عملکرد مطمئن‌تری را ارائه دهد و همچنین از تمرکز تنش در اجزای اتصال جلوگیری می‌شود. نتایج آزمایش و ارزیابی صلبیت اتصال نشان داد که اتصال پیشنهادی با سختی اولیه بالا می‌تواند به‌عنوان یک اتصال کاملاً مهار شده بین تیرهای فولادی و ستون‌های بتن مسلح طبقه‌بندی شود [۱۰].

Eghbali و Mirghaderi پژوهشی آزمایشگاهی در زمینه اتصال تیر فولادی به ستون RC از طریق یک صفحه عبوری انجام داده‌اند. در این تحقیق، دو اتصال داخلی در مقیاس $\frac{4}{3}$ تحت بارگذاری جانبی چرخه‌ای و بار محوری ثابت بر روی ستون، مورد ارزیابی آزمایشگاهی قرار گرفتند. آن‌ها بیان می‌دارند که صفحات پوششی فولادی هرگونه پتانسیل جداسازی اتصالات برشی صلب را از بتن حذف می‌کنند و در عین حال، مقاومت بتن‌آرمه را افزایش می‌دهند. انتقال بار از طریق سه مکانیسم انجام می‌شود که شامل مکانیسم‌های درون صفحه (TP) و صفحات جانبی و مکانیسم پایه بتنی است [۱۱].

قاب‌های خمشی RCS، نوعی از قاب‌های خمشی مرکب هستند که از تیرهای فولادی و ستون‌های بتنی تشکیل شده‌اند. می‌توان گفت هدف عمده و اساسی از به‌کارگیری سازه‌های مرکب از جمله سازه‌های RCS، استفاده بهینه و منطقی از مزایای هر دو ماده فولاد سازه‌ای و بتن مسلح و ترکیب آن‌ها برای رسیدن به یک ساختار مطلوب و ایده‌آل است. مطلوبیت قاب‌های خمشی RCS از دو منظر اجرایی و رفتاری (رفتار لرزه‌ای) در مقایسه با سازه‌های قاب خمشی بتن مسلح و فولادی قابل‌بررسی است. قاب‌های RCS مزایای قابل‌توجهی در عمل فراهم می‌کنند. مهم‌ترین مزایا نسبت به قاب‌های خمشی فولادی شامل کاهش هزینه ساخت ستون‌ها به ویژه در سازه‌های بلند و افزایش تاب‌آوری سازه در مقابل آتش‌سوزی است. همچنین مهم‌ترین مزایا نسبت به قاب‌های خمشی بتنی شامل امکان استفاده از سیستم‌های باربر ثقلی سبک‌تر و قابلیت جذب انرژی مطلوب‌تر و شکل‌پذیری بیشتر در حوزه رفتار غیرخطی و پس از تسلیم و همچنین افزایش سرعت ساخت است. قاب‌های RCS در آیین‌نامه ۲۲-۳۴۱-AISC [۱۲] تحت عنوان قاب‌های خمشی مختلط (C-SMF) عنوان شده است که ستون‌ها از نوع بتن‌آرمه یا مختلط و تیرها از نوع فولادی تنها، فولادی با دال بتنی متکی بر آن و با عملکرد مختلط کامل یا مختلط محاط در بتن و با عملکرد مختلط کامل هستند.

به منظور امکان استفاده از قاب‌های RCS، چالش اصلی این است که تیرهای فولادی چگونه به ستون‌های بتنی متصل شوند. اتصالات اولیه پیشنهاد شده برای این قاب‌ها به‌صورت تیر میان‌گذر است، طوری که تیر از میان ستون به‌صورت پیوسته عبور می‌کند.

² Strong Column-Weak Beam

³ Additional Bearing Plates

⁴ Wide Face Bearing Plates

⁵ American Institute of Steel Construction

با مطالعه و بررسی پژوهش‌های انجام‌شده در این حوزه، مشخص می‌گردد که پژوهش‌های متعددی در زمینه اتصالات سیستم‌های قاب خمشی مختلط (RCS) انجام شده است و پژوهش‌های محدودی در زمینه رفتار کلی این قاب‌ها صورت پذیرفته است؛ لذا انجام پژوهش‌های عددی و آزمایشگاهی برای بررسی و شناخت عملکرد کلی لرزه‌ای ضروری است. عمده مقالات و پژوهش‌های ارائه‌شده در این حوزه مربوط به اتصالات بین تیرها و ستون‌ها به جهت تقویت عملکرد لرزه‌ای بوده است. همچنین مطالعه موردی برای بررسی عملکرد لرزه‌ای و مقایسه بین این سه سیستم قاب خمشی تا به حال صورت پذیرفته و از این رو، این پژوهش نوآورانه است. در این پژوهش با استفاده از مدل‌سازی‌های متعدد به بررسی جامع عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های قاب خمشی مختلط (RCS) که تاکنون تحقیق جامعی در این زمینه انجام نشده است، پرداخته می‌شود. در این مقاله، ابتدا تحلیل خطی و طراحی سازه‌های قاب خمشی مختلط (RCS) انجام می‌شود و سپس با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی و با بهره‌گیری از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی (IDA⁶) و استخراج منحنی‌های شکنندگی متناظر با فروریزش، وضعیت فروریزش مدل‌ها و عملکرد لرزه‌ای آن‌ها با یکدیگر مقایسه می‌گردد.

در این پژوهش، بارگذاری لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه به صورت مختلط RCS، فولادی و بتن مسلح در سه دسته ۵، ۱۰ و ۲۰ طبقه (که به ترتیب نماینده سازه کوتاه مرتبه، متوسط و بلندمرتبه هستند) مطابق با آیین‌نامه^۷ ۲۲-ASCE^۷ [۱۳] و در ادامه طراحی و متناسب‌سازی آن‌ها براساس آیین‌نامه‌های ۲۲-۳۶۰-AISC [۱۴] و ۱۹-۳۱۸-ACI [۱۵] صورت پذیرفت. از بین سازه‌های سه‌بعدی طراحی‌شده، قاب‌های دوبعدی استخراج گردیده و پس از مدل‌سازی غیرخطی در نرم‌افزار اجزای محدود OpenSees، ابتدا تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی به منظور ارزیابی اولیه پاسخ لرزه‌ای در نواحی پس از تسلیم انجام گرفت. در گام بعدی، مدل‌های غیرخطی، تحت اثر ۴۴ رکورد زلزله حوزه دور تحت تحلیل‌های دینامیکی افزایشی قرار گرفت. در انتها نیز به منظور کمی‌سازی رفتار لرزه‌ای، ضریب رفتار فرض شده در طراحی سازه‌ها با استفاده از نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی مورد سنجش و ارزیابی قرار گرفته است.

۲- تحلیل خطی و طراحی

۲-۱- تحلیل خطی

مدل‌های مورد بررسی در این پژوهش شامل سه مدل RCS، سه مدل فولادی و سه مدل بتن مسلح است که در سه ارتفاع ۵، ۱۰ و ۲۰ طبقه طراحی شده‌اند. در مدل‌های ۵ و ۱۰ طبقه، ارتفاع طبقات ثابت و برابر ۳/۵ متر و در مدل‌های ۲۰ طبقه، ارتفاع برابر ۴ متر در نظر گرفته شده است. برای طراحی مدل‌های مذکور از نرم‌افزار ETABS استفاده گردیده است. مشخصات بارهای ثقیلی در جدول ۱ نمایش داده شده است.

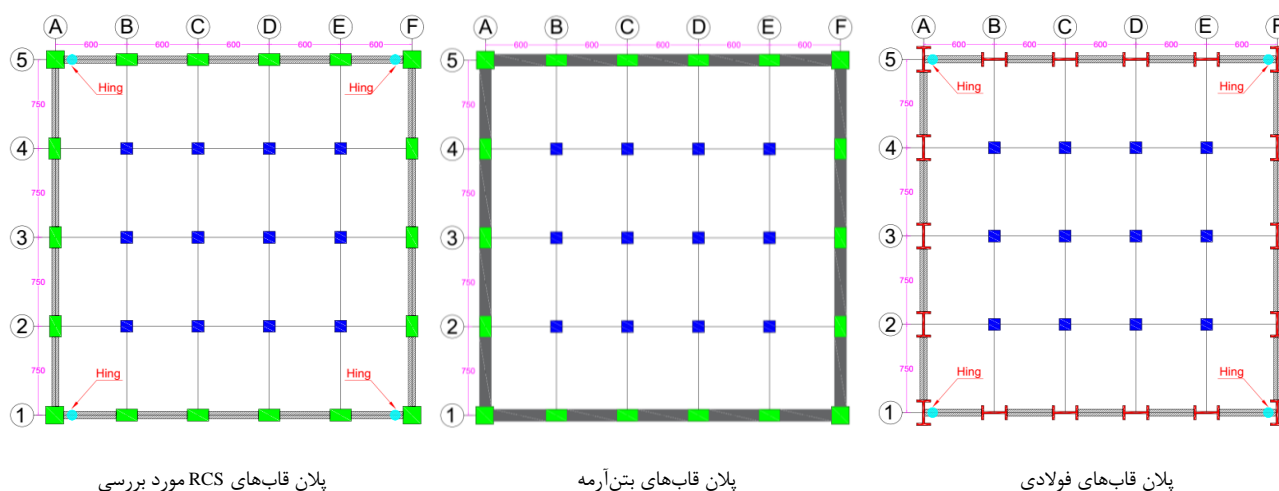
از آن‌جا که تحلیل‌های غیرخطی بر روی مدل‌های دوبعدی مستخرج از قاب‌های سه‌بعدی صورت می‌پذیرد، به منظور کاهش اثرات بعد سوم (نظیر لنگر خمشی عمود بر صفحه قاب‌ها) و نزدیک ساختن شرایط موجود در مدل‌های دوبعدی و سه‌بعدی، فقط قاب‌های پیرامونی از نوع لرزه‌ای بوده و با آزادسازی لنگر خمشی در محل اتصالات تیر به ستون قاب‌های میانی از مشارکت آن‌ها در سختی جانبی جلوگیری شده است؛ بنابراین قاب‌های میانی از سیستم لرزه‌ای مجزا بوده و صرفاً به صورت ثقیلی در باربری مشارکت می‌کنند. لازم به ذکر است، از آن‌جا که در سازه‌های فولادی از مقاطع H شکل برای ستون‌ها استفاده گردیده، به منظور جلوگیری از انتقال لنگر از سمت ضعیف (عمود بر جان مقطع) به ستون‌های گوشه که محل تقاطع قاب‌های خمشی در دو جهت هستند، مؤلفه لنگر خمشی آزاد شده و اتصال به صورت مفصلی در نظر گرفته شده است. به منظور یکسان‌سازی رفتار قاب‌ها از لحاظ سختی در قاب‌های RCS نیز مشابه قاب‌های فولادی این آزادسازی صورت گرفته است. لازم به ذکر است که با در نظر گرفتن اتصالات مذکور به صورت مفصلی، تعداد گره‌های خمشی قاب‌ها در راستای x و y با یکدیگر

⁶ Incremental Dynamic Analysis

⁷ American Society of Civil Engineers

⁸ American Concrete Institute

برابر خواهد شد. پلان مدل‌های انتخابی در شکل ۱ نشان داده شده است. از میان سازه‌های سه‌بعدی طراحی شده، قاب‌های دوبعدی راستای y برای مدل‌سازی غیرخطی در نرم‌افزار اجزای محدود OpenSees و تحلیل دینامیکی افزایشی استخراج می‌گردد.



شکل ۱: پلان قاب‌ها.

جدول ۱: مشخصات بارهای ثقلی.

مقدار (kgf/m^2)	عامل بار ثقلی
۲۵۰	وزن بتن سقف در سازه‌های فولادی و RCS
۶۲۵	وزن بتن سقف در سازه‌های بتنی
۲۰۰	وزن ناشی از نازک‌کاری و کفسازی
۱۰۰	بار دیوارهای جداکننده
۲۰۰	بار زنده طبقات
۱۵۰	بار زنده بام

بار معادل وزن ناشی از دیوارهای پیرامونی در طبقات برابر $800 \text{ kgf}/\text{m}^2$ و بام (دیوار جان‌پناه) برابر $350 \text{ kgf}/\text{m}^2$ محاسبه شد. همچنین برای بارگذاری جانبی از آیین‌نامه ۲۲-ASCE [۱۳] استفاده گردید. فولاد مصرفی در سازه از نوع ST۳۷ با تنش تسلیم $4000 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ ، تنش نهایی $3600 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ ، مقاومت بتن مصرفی برابر $250 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ ، تنش تسلیم آرماتور مصرفی برابر $4000 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ و تنش نهایی برابر $6000 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ در نظر گرفته شده است.

سازه‌ها در منطقه خطر لرزه‌ای خیلی زیاد لحاظ شدند و نوع خاک براساس آیین‌نامه ۲۲-ASCE [۱۳] از نوع D تعیین گردید. برای زلزله MCE، شتاب طیفی در پریود کوتاه (S_{MS}) برابر $1/50$ و همچنین متناظر با پریود یک ثانیه (S_{M1}) برابر $0/90$ است. مقادیر شتاب طیفی در پریود کوتاه (S_{DS}) و همچنین متناظر با پریود یک ثانیه (S_{D1}) با توجه به زلزله طرح که مطابق تعریف $2/3$ برابر زلزله MCE است، به ترتیب برابر $1/0$ و $0/60$ هستند. پارامترهای طراحی لرزه‌ای مطابق آیین‌نامه ۲۲-ASCE [۱۳] در جدول ۲ آورده شده است.

جدول ۲: پارامترهای طراحی لرزه‌ای.

مقدار	عنوان	نوع پارامتر
۸	R	ضریب رفتار
۵/۵	C _d	افزایش تغییر مکان جانبی
3	Ω ₀	اضافه مقاومت

برش پایه طراحی مدل‌ها مطابق رابطه ۱ محاسبه و مبنای تحلیل قرار گرفته‌اند.

$$V = C_s W \quad (1)$$

در رابطه ۱، میزان وزن مؤثر لرزه‌ای، برابر مجموع بار مرده و ۲۰٪ بار زنده است. ضریب پاسخ لرزه‌ای (C_s) براساس طیف زلزله طرح و پیوند سازه مطابق رابطه ۲ محاسبه می‌شود.

$$C_s = \frac{S_a}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2)$$

در این رابطه، S_a شتاب طیفی، R ضریب رفتار و I_e ضریب اهمیت سازه بوده که برای کلیه مدل‌ها برابر واحد در نظر گرفته می‌شود.

در جدول ۳، مقادیر پیرودهای تجربی و ضرایب پاسخ لرزه‌ای برای مدل‌ها آمده است.

جدول ۳: مقادیر پیرودهای تجربی و ضرایب پاسخ لرزه‌ای مدل‌های سه‌بعدی.

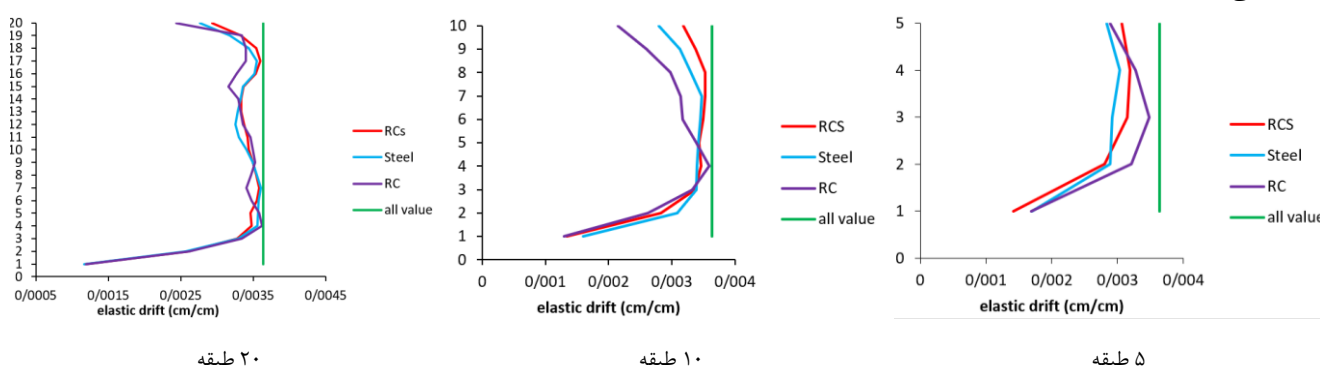
C _s	T (sec)	نوع مدل	تعداد طبقات
۰٫۰۷۵	۰٫۷۱۵	فولادی	
۰٫۰۷۵	۰٫۷۱۵	RCS	۵ طبقه
۰٫۰۸۷۴	۰٫۶۱۳	بتن مسلح	
۰٫۰۴۴	۱٫۲۴۵	فولادی	
۰٫۰۴۴	۱٫۲۴۵	RCS	۱۰ طبقه
۰٫۰۴۶۹	۱٫۱۴۳	بتن مسلح	
۰٫۰۴۴	۲٫۴۱۱	فولادی	
۰٫۰۴۴	۲٫۴۱۱	RCS	۲۰ طبقه
۰٫۰۴۴	۲٫۴۰۵	بتن مسلح	

۲-۲- طراحی

در این بخش، نتایج طراحی مدل‌ها بیان می‌شود. در این مقاله، الزامات طراحی مانند کنترل دررفت، تیر ضعیف - ستون قوی، کنترل برش المان‌ها، کنترل فشردگی لرزه‌ای مقاطع فولادی براساس آیین‌نامه‌های ۲۲-۳۶۰ AISC [۱۴] و ۱۹-۳۱۸ ACI [۱۵] کنترل شده است. نتایج

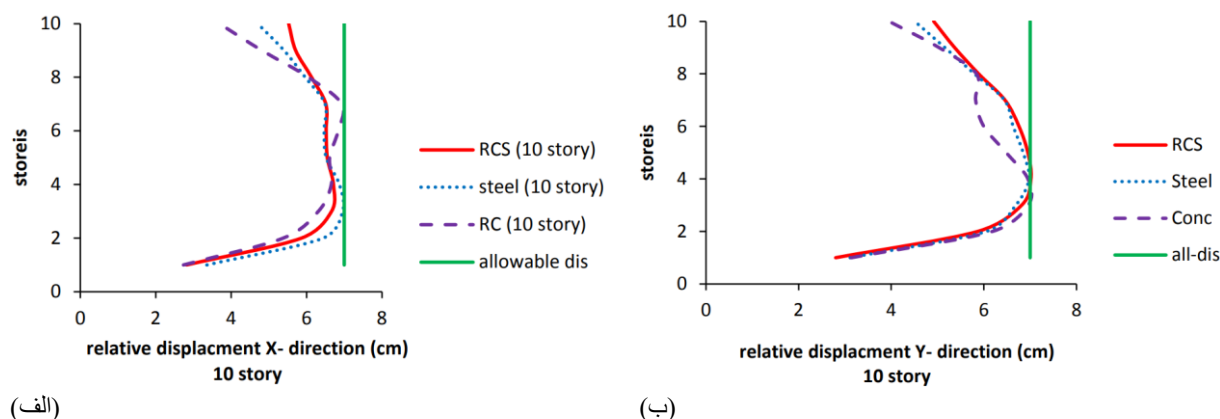
طراحی اعضا و همچنین مقادیر وزن واحد سطح المان‌ها و میانگین مقادیر تقاضا به ظرفیت اعضا (محاسبه شده به روش root mean square) در پیوست مقاله آورده شده است.

با توجه به طرح لرزه‌ای المان‌های سازه در هر مدل انتخابی در این پژوهش، ابعاد ستون‌ها و وزن آرماتورهای مصرفی در سازه‌های بتن‌آرمه بزرگ‌تر و بیشتر از سازه‌های RCS است. به منظور انجام مقایسه‌ای منطقی‌تر بین قاب‌های RCS با قاب‌های فولادی و بتنی در طرح کلیه سازه‌ها سعی بر آن بوده است که تا حد امکان مقادیر تقاضا به ظرفیت در المان‌های مشترک نزدیک به یکدیگر باشد. در این تحقیق، طرح سازه‌های RCS به صورتی انجام گرفته است که مقادیر وزن واحد سطح المان‌های تیر و ستون در قاب‌های خمشی کمتر از اعضای با مصالح یکسان یعنی تیرها در سازه‌های فولادی و ستون‌ها در سازه‌های بتنی باشد. در این پژوهش سعی شده است که در طرح مدل سازه‌های مدل‌سازی تا حد امکان پروفیل ارتفاع - تغییر مکان سازه‌های هم‌رده یکسان باشد. در شکل ۲، توزیع تغییر مکان نسبی الاستیک سازه‌ها مشاهده می‌شود.



شکل ۲: توزیع تغییر مکان نسبی الاستیک سازه‌ها.

همچنین در شکل ۳، به طور نمونه توزیع تغییر مکان غیرالاستیک در سازه‌های ۱۰ طبقه در دو جهت X و Y نمایش داده شده است.



شکل ۳: توزیع تغییر مکان نسبی غیرالاستیک سازه‌های ۱۰ طبقه در دو راستای (الف) X و (ب) Y.

۳- مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی

در این مرحله با استخراج قابهای دوبعدی از مدل‌های طراحی شده در قسمت قبل، مدل‌سازی غیرخطی آنها و انجام تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی و دینامیکی روی آنها، به بررسی رفتار لرزه‌ای قابهای خمشی مختلط RCS و مقایسه آن با قابهای فولادی و بتن‌آرمه، پرداخته می‌شود. بدین منظور از نرم‌افزار اجزای محدود اپنسیس^۹ استفاده می‌شود. در ادامه جزئیات و الزامات مربوطه شرح داده خواهد شد.

۳-۱- مدل‌سازی غیرخطی

مدل‌سازی غیرخطی در ادبیات فنی به سه روش اجزای محدود، پلاستیسیته گسترده (فایبری) و پلاستیسیته متمرکز (مفصل پلاستیک) صورت گرفته است. در این پژوهش، مدل‌سازی غیرخطی ستون‌ها به روش پلاستیسیته گسترده انجام می‌شود که در آن توزیع پلاستیسیته به صورت گسترده در طول المان منظور می‌شود. از مهم‌ترین مزایای این روش در نظر گرفتن اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی می‌باشد؛ همین مزیت این روش را برای مدل‌سازی ستون‌ها مناسب می‌سازد.

در روش پلاستیسیته گسترده، برش و لغزش آرماتورها لحاظ نمی‌شود، اعمال رفتار هیستریزیس نسبتاً مشکل است و زوال اعضا در سختی و مقاومت در نظر گرفته نمی‌شود. بنابراین، برای مدل‌سازی غیرخطی المان‌های فیوز (تیرها)، از روش پلاستیسیته متمرکز استفاده می‌شود. در این روش تنها برای یک نقطه، رفتار غیرخطی تعریف می‌گردد و سایر نقاط المان در محدوده الاستیک باقی می‌مانند. برای مدل‌سازی معمولاً از مدل یک جزئی گیبسون^{۱۰} [۱۶] استفاده می‌شود، به این صورت که دو فنر دورانی در دو انتهای عضو تعریف شده و یک منحنی نیرو - تغییر مکان به آنها اختصاص داده می‌شود. بین این فنرها المان به صورت الاستیک باقی می‌ماند.

۳-۱-۱- مدل‌سازی غیرخطی ستون‌ها

مدل‌سازی ستون‌ها به صورت پلاستیسیته گسترده می‌تواند به دو روش نیرویی و تغییر مکانی انجام شود. روش تغییر مکانی برای رسیدن به همگرایی مناسب‌تر است، بنابراین در پژوهش حاضر به کار گرفته می‌شود. مصالح مورد استفاده برای ستون‌ها و آرماتورهای فولادی از نوع Steel ۰۲ می‌باشد. رفتار این ماده در نرم‌افزار OpenSees براساس مدل رفتاری گیوفر، منگوتو^{۱۱} [۱۹-۲۰] در شکل ۴-الف نشان داده شده است. برای انتخاب پارامترهای کالیبراسیون از توصیه‌های فیلیپو^{۱۲} و همکاران [۲۱] استفاده شده است. برای بتن مورد استفاده مصالح نوع Concrete ۰۱ به کار رفته است. مدل رفتاری اسکات^{۱۳} و همکاران [۲۲] برای این ماده در نظر گرفته شده است (شکل ۴-ب). در این جا پارامترهای مورد استفاده برای پیاده‌سازی بتن با استفاده از روابط مدل ریاضی پاولی^{۱۴} و پریستلی^{۱۵} [۲۳] و مشخصات مورد انتظار مصالح براساس توصیه‌های مالی^{۱۶} و همکاران [۲۴] محاسبه می‌شوند.

^۹ OpenSees

^{۱۰} Giberson

^{۱۱} Giuffrè, Menegotto

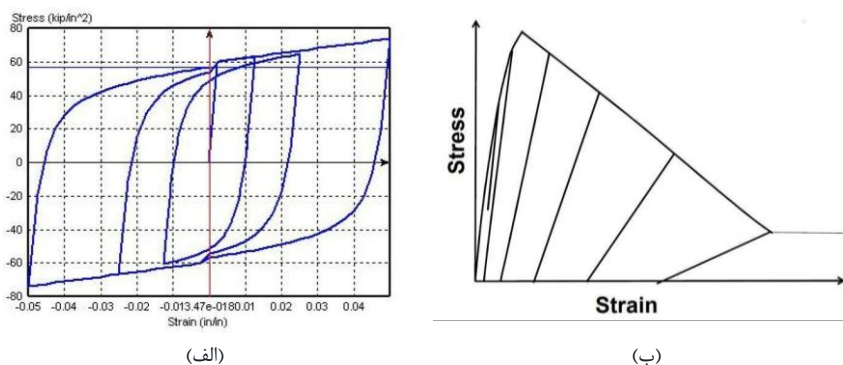
^{۱۲} Filippou

^{۱۳} Scott

^{۱۴} Paulay

^{۱۵} Priestley

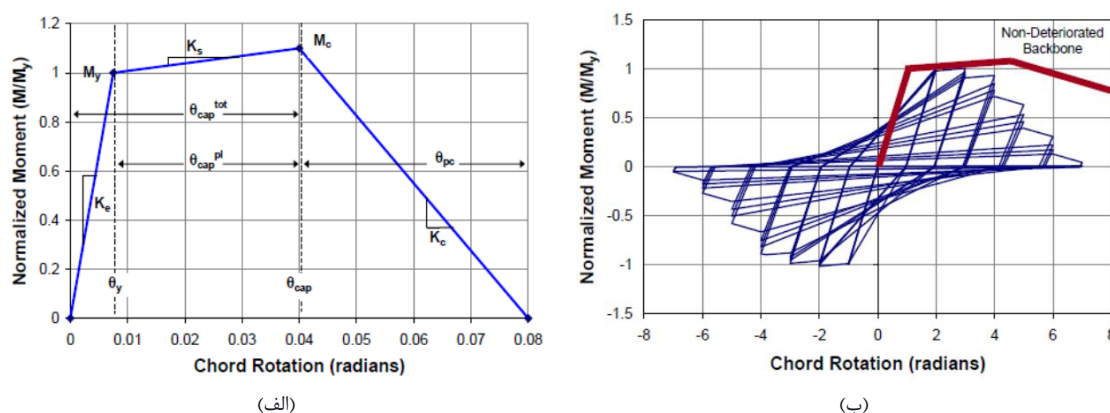
^{۱۶} Malley



شکل ۴: مدل رفتاری ماده (الف) Steel-۰۲ و (ب) Concrete-۰۱ در OpenSees.

۳-۱-۲- مدل سازی غیرخطی تیرهای بتن آرمه

مدل سازی غیرخطی تیرها به روش پلاستیسیتة متمرکز با در نظر گرفتن مدل هیستریزیس ایبارا-کراوینکلر [۱۷]، که توسط آلتونتااش^{۱۷} [۱۸] در نرم افزار OpenSees جانمایی شده، انجام می گردد. شکل ۵ منحنی پوش آور و نمودار رفتار چرخه ای مربوطه را نشان می دهد. پارامترهای مقاومتی لازم برای اختصاص این مدل به المانهای بتن آرمه از روابط ارائه شده توسط هاسلتون^{۱۸} و همکاران [۲۵] به دست می آید.



شکل ۱۶: (الف) منحنی پوش آور و (ب) نمودار رفتار چرخه ای مدل هیستریزیس ایبارا-کراوینکلر مورد استفاده در مدل سازی غیرخطی تیرهای بتن آرمه.

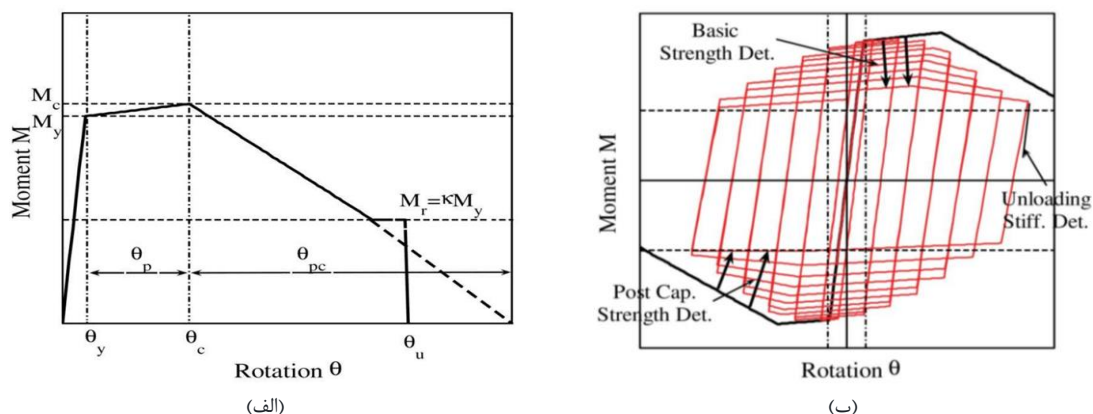
۳-۱-۳- مدل سازی غیرخطی تیرهای فولادی

برای مدل سازی غیرخطی تیرهای فولادی از مدل ایبارا-کراوینکلر اصلاح شده [۲۶] استفاده می گردد. منحنی پوش آور و مودهای زوال سختی و مقاومت این مدل در شکل ۶ نشان داده شده است. علاوه بر پارامترهای مقاومتی برای پیاده سازی این مدل پارامترهای رفتاری شامل دوران پلاستیک، دوران پس از نقطه مقاومت حداکثر و ظرفیت تجمعی دوران پلاستیک نیز مورد نیاز هستند که محاسبه آن ها براساس روابط ارائه شده در ۲۲-ANSI^{۱۹}/AISC۳۶۰ [۱۴] صورت می گیرد. در این جا از روابط مربوط به تیرها با اتصالات صلب بدون مقطع کاهش یافته و عمق مقطع ۱۰۴ تا ۹۱۴ میلی متر استفاده شده است. سایر پارامترهای مورد نیاز طبق پژوهش مالی و همکاران [۲۴] محاسبه می شوند.

^{۱۷} Altoontash

^{۱۸} Haselton

^{۱۹} American National Standards Institute



شکل ۶: (الف) منحنی پوش آور و (ب) مودهای زوال سختی و مقاومت مدل ایبارا-کراوینکلر اصلاح شده [۲۶].

۳-۱-۴- سایر ملاحظات در مدل سازی غیرخطی

۳-۱-۴-۱- مدل اتصالات و وضعیت تکیه گاهی سازه

از آن جا که قابها طراحی لرزه ای شده و احتمال گسترش پلاستیسیتیه در نواحی اتصال کم است، با فرض صلبیت کامل، رفتار اتصالات به صورت خطی در نظر گرفته شده است. در تمامی قابها، پای ستونهای طبقه اول به صورت کاملاً گیردار مدل شده و از اثرات اندرکنش خاک و سازه صرف نظر شده است.

۳-۱-۴-۲- میرایی ویسکوز در تحلیل دینامیکی سازه

این نوع میرایی در قابها به روش رایلی، به صورت ترکیبی از جرم و سختی در نظر گرفته می شود. می توان درصد میرایی ویسکوز را در یک بازه فرکانسی ثابت نگه داشت، در این صورت ماتریس میرایی ویسکوز از رابطه ۳ به دست می آید:

$$C = \alpha M + \beta K \quad (3)$$

که در آن M و K به ترتیب ماتریس جرم و سختی سازه هستند. سختی مورد استفاده در این تحقیق، سختی مماسی است. پارامترهای α و β از رابطه ۸ محاسبه می شوند. ω_1 و ω_2 فرکانسهای مودهای اول و دوم هستند، بنابراین درصد میرایی بحرانی در این بازه فرکانسی تقریباً ثابت می ماند. ζ نیز برابر با ۰/۰۵ در نظر گرفته می شود.

$$\alpha = \frac{2\zeta\omega_1\omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \text{ و } \beta = \frac{2\zeta}{\omega_1 + \omega_2} \quad (4)$$

۳-۱-۴-۳- اصلاحات

چنانچه گفته شد، مدل سازی غیرخطی تیرها با تعریف فنرهای دورانی در دو انتهای المان الاستیک صورت می گیرد. این کار سختی کل المان را کاهش می دهد، بنابراین لازم است در این خصوص اصلاحات لازم صورت گیرد تا از دستیابی به نتایج نادرست اجتناب شود. از آن جا که مجموعه فنرهای دورانی و المان الاستیک به صورت متوالی (سری) عمل می کنند، سختی کل عضو از رابطه ۵ به دست می آید:

$$K_{mem} = \frac{1}{\frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_b}} = \frac{K_s K_b}{K_s + K_b} \quad (5)$$

که در آن K_s و K_b به ترتیب نشانگر سختی فنر و سختی المان الاستیک هستند. اصلاح سختی المانهای بتن آرمه طبق توصیه های هاسلتون و همکاران [۲۷] انجام می شود. برای اصلاح سختی المانهای فولادی، فرض شده است که سختی فنرها چندین برابر سختی المان الاستیک است [۲۸]:

$$K_s = nK_b \text{ و } n \gg 1 \quad (6)$$

مقدار پیشنهادی برای n طبق پژوهش ایبارا و کراوینکلر [۲۸] برابر با ۱۰ منظور می‌شود، بنابراین K_s و K_b برابرند با:

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

مقدار ممان اینرسی المان‌های الاستیک نیز با استفاده از رابطه ۸ اصلاح می‌شود. سپس، سختی فنرها از رابطه ۹ به دست می‌آید. در این رابطه، E مدول الاستیسیته فولاد و L طول المان می‌باشد. همچنین، شیب ناحیه سخت‌شوندگی که از رابطه ۱۰ قابل محاسبه است، با استفاده از رابطه ۱۱ اصلاح می‌شود. متغیرهای M_c ، M_y و θ_p در رابطه ۱۰ به ترتیب برابر نشانگر تسلیم مؤثر، لنگر حداکثر و دوران پلاستیک هستند. در آخر، ضریب β مورد استفاده در محاسبه ماتریس میرایی با رابطه ۱۲ اصلاح می‌شود.

$$I_{b.mod} = \frac{n + 1}{n} I_b \quad (8)$$

$$K_s = n \times \frac{6EI_{b.mod}}{L} \quad (9)$$

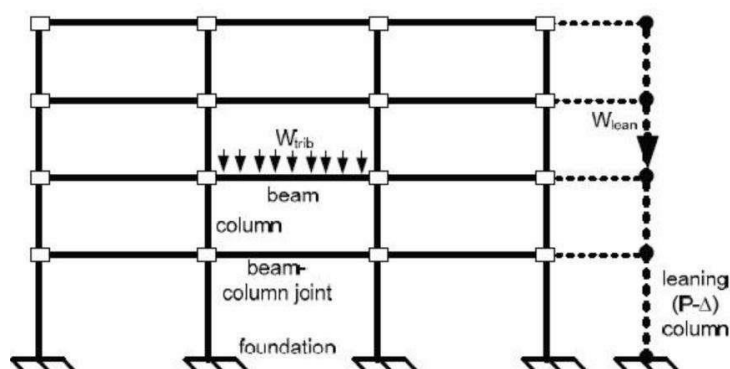
$$\alpha_s = \frac{(n + 1)(M_y \left(\frac{M_c}{M_y} - 1 \right))}{K_s \theta_p} \quad (10)$$

$$\alpha_{s.mod} = \frac{\alpha_s}{(1 + (n(1 - \alpha_s)))} \quad (11)$$

$$\beta_{mod} = \frac{(n + 1)}{n} \beta \quad (12)$$

۳-۴-۱-۴-۴ اثر پی-دلتا^{۲۰}

از آن‌جا که در تحقیق حاضر، قاب‌های لرزه‌بر در پیرامون سازه قرار دارند، به علت تغییر مکان‌ها و تغییر شکل‌های زیاد، به خصوص در نواحی پس از تسلیم، در نظر گرفتن اثرات پی-دلتا در ارزیابی رفتار آن‌ها اهمیت ویژه‌ای دارد. با توجه به این‌که مدل‌سازی قاب‌ها به صورت دوبعدی انجام می‌شود، اثرات پی-دلتا خارج از صفحه با استفاده از یک سازه متکی به قاب اصلی با المان‌های محوری سخت در نظر گرفته می‌شود (شکل ۷). پای ستون اضافی به صورت مفصلی مدل شده و وجود سازه متکی تأثیری بر ماتریس سختی سازه نخواهد داشت.



شکل ۷: نحوه در نظر گرفتن اثرات پی-دلتا.

²⁰ P-Δ

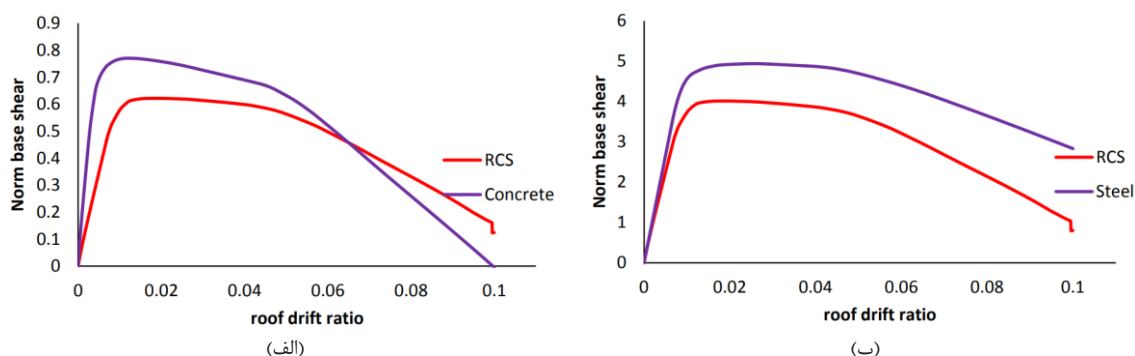
۲-۳- تحلیل استاتیکی غیرخطی

تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش آور) با هدف مطالعه و مقایسه اولیه قاب‌ها انجام می‌شود. بدین منظور، ابتدا با اعمال بار ثقلی، نقاط مختلف سازه تحت سطح مشخصی از تنش قرار می‌گیرند. سپس بار جانبی با توزیع مشخص، گام به گام، به صورت افزایشی تا رسیدن سازه به تغییرمکان تعیین شده به قاب اعمال می‌شود. حاصل این تحلیل منحنی ظرفیت (پوش آور) سازه است. در انجام تحلیل پوش آور از توصیه‌های FEMA²¹-P695 [۲۹] استفاده می‌شود. ترکیب بار ثقلی در نظر گرفته شده مطابق رابطه ۱۳ است که در آن D بار مرده و L بار زنده می‌باشد. توزیع بار جانبی متناسب با جرم و تغییرشکل مود اول سازه در ترازهای مختلف، که از تحلیل مقادیر ویژه به دست می‌آید، صورت می‌گیرد.

$$1/05D + 0/25L \quad (۱۳)$$

۱-۲-۳- منحنی‌های Pushover

در هر رده ارتفاعی، پس از حصول منحنی‌های پوش آور برای انواع قاب‌ها، به منظور مقایسه بهتر قاب RCS با قاب‌های بتن آرمه و فولادی، مقادیر ظرفیت آن‌ها بر وزن کل المان‌های مشترک (تیرهای فولادی در مقایسه قاب RCS با قاب فولادی و ستون‌های بتن آرمه در مقایسه قاب RCS با قاب بتن آرمه) نرمال می‌شود. شکل ۸، نتایج حاصل برای قاب‌های ۵ طبقه را نشان می‌دهد.



شکل ۸: مقایسه منحنی‌های پوش آور قاب‌های ۵ طبقه (الف) فولادی و RCS و (ب) بتن آرمه و RCS.

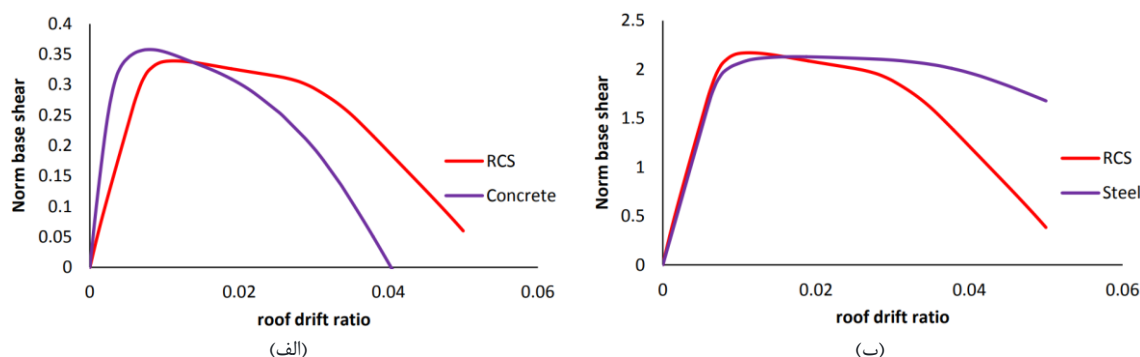
با توجه به شکل ۸-الف، سختی الاستیک قاب RCS و قاب فولادی تقریباً برابر است، اما قاب فولادی ظرفیت بیشتری دارد. در ناحیه پس از تسلیم، شیب افت نمودارها به هم نزدیک است و رفتاری پایدار و مشابه در دو قاب دیده می‌شود. به علت بعد بزرگتر ستون‌های بتن آرمه، طول مؤثر تیرهای فولادی قاب RCS از طول مؤثر تیرهای قاب فولادی کمتر بوده و تیرهای قاب RCS به مراتب ظریف‌تر طراحی می‌شوند. همین عامل سبب می‌شود تا سازه RCS زودتر تسلیم شده و ظرفیت کمتری از خود نشان دهد.

شکل ۸-ب نشان می‌دهد که سختی الاستیک قاب بتن آرمه بیشتر از قاب RCS است. علت اصلی این است که وزن بیشتر سازه بتن آرمه سبب افزایش تقاضای لرزه‌ای در این قاب نسبت به سازه RCS می‌شود؛ بنابراین، برای نگه داشتن تغییرمکان‌ها در محدوده مجاز، که برای هر دو سازه یکسان است، لازم است قاب بتن آرمه سختی بیشتری داشته باشد. در ناحیه غیرخطی، ابتدا قاب بتن آرمه ظرفیت بیشتری دارد، اما با افزایش تغییرمکان، قاب بتن آرمه تحت اثرات پی-دلتا دچار افت ناگهانی در ظرفیت می‌شود؛ در حالی که رفتار قاب RCS بسیار پایدارتر است. از مهم‌ترین دلایل این موضوع شکل‌پذیری بیشتر تیرهای فولادی طراحی شده است.

شکل ۹، منحنی‌های ظرفیت نرمال شده را برای قاب‌های ۱۰ طبقه نشان می‌دهد. با توجه به شکل ۹-الف، سختی الاستیک قاب‌های ۱۰ طبقه فولادی و RCS بر هم منطبق است و حداکثر برش پایه نرمال شده آن‌ها تقریباً برابر است. اما در تغییرمکان‌های بالا، ظرفیت سازه RCS به علت افزایش اثرات پی-دلتا ناشی از وزن سازه به یکباره افت می‌کند، در حالی که قاب فولادی رفتار پایدارتری از خود نشان می‌دهد.

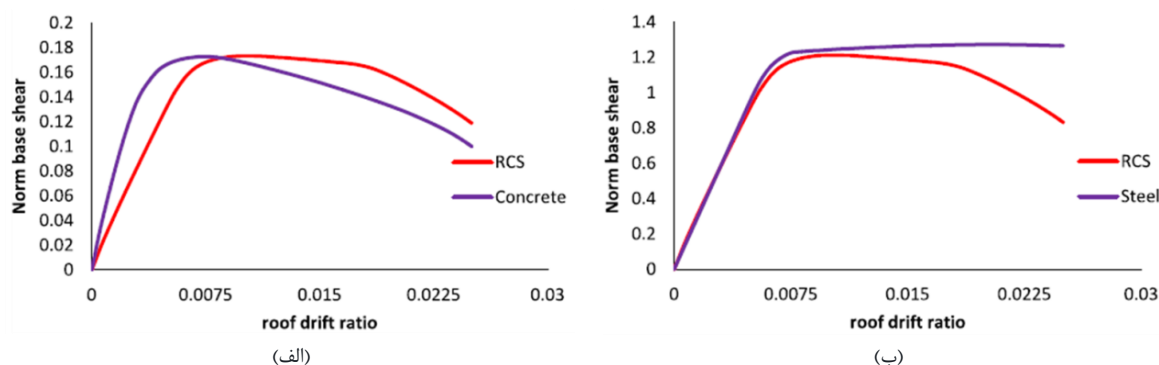
²¹ Federal Emergency Management Agency

با توجه به شکل ۹-ب، در قاب‌های ۱۰ طبقه نیز سختی الاستیک و ظرفیت اولیه قاب بتن‌آرمه بیشتر از قاب RCS است. با افزایش تعداد طبقات، ضعف سازه بتن‌آرمه در مقابل اثرات پی-دلتا مشهودتر شده و سازه در تغییرمکان‌های کوچک دچار افت ناگهانی ظرفیت می‌شود. قاب RCS رفتار پایداری داشته و افت یکباره ظرفیت در آن در تغییرمکان‌های بسیار بزرگتری اتفاق می‌افتد.



شکل ۹: مقایسه منحنی‌های پوش آور قاب‌های ۱۰ طبقه فولادی و RCS و (ب) بتن‌آرمه و RCS.

منحنی‌های پوش آور نرمال شده حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی روی قاب‌های ۲۰ طبقه در شکل ۱۰ نشان داده شده‌اند. مشاهده می‌شود که نتایج حاصل، مشابه نتایج گزارش شده برای قاب‌های ۵ و ۱۰ طبقه است.



شکل ۱۰: مقایسه منحنی‌های پوش آور قاب‌های ۲۰ طبقه فولادی و RCS و (ب) بتن‌آرمه و RCS.

با توجه به مطالب عنوان شده می‌توان گفت که رفتار لرزه‌ای سازه‌های فولادی هم از لحاظ حفظ مقاومت و هم از حیث شکل‌پذیری مطلوب‌تر از رفتار لرزه‌ای قاب‌های RCS است. این موضوع با افزایش تعداد طبقات مشهودتر می‌شود. از سوی دیگر، عملکرد قاب‌های مختلط با هر تعداد طبقه بهتر از عملکرد قاب‌های بتن‌آرمه می‌باشد.

در تحلیل استاتیکی غیرخطی، نیروهای جانبی معادل در طول مدت تحلیل در ارتفاع سازه ثابت می‌مانند و اثرات زمان، بارگذاری چرخه‌ای و تغییرات در خصوصیات دینامیکی در تحلیل لحاظ نمی‌شوند. چنین معایبی سبب شد تا در این پژوهش به منظور بررسی دقیق‌تر رفتار قاب‌ها از تحلیل دینامیکی غیرخطی نیز استفاده شود.

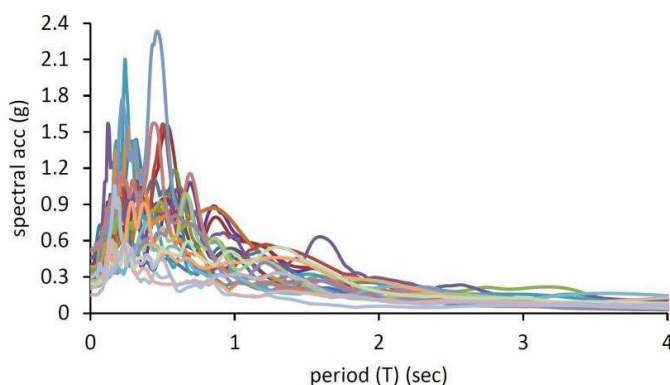
۳-۳- تحلیل دینامیکی غیرخطی

در این تحقیق از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزاینده (IDA^{۲۲}) استفاده می‌شود. بدین منظور تعدادی شتاب‌نگاشت به پای سازه اعمال شده و پاسخ سازه در هر گام زمانی با انجام تحلیل تاریخچه زمانی به دست می‌آید. سپس دامنه شتاب‌نگاشت‌ها با استفاده از یک ضریب

²² Incremental Dynamic Analysis

مقیاس افزایش یافته و تحلیل مجدداً انجام می‌شود. این فرایند تا رسیدن سازه به فروریزش تکرار می‌گردد. در انجام تحلیل‌ها از روش نیومارک استفاده شده و پارامترهای پایداری حل و میرایی عددی به صورت $\beta=0.25$ و $\gamma=0.5$ در نظر گرفته می‌شوند.

منحنی IDA مقدار شاخص شدت را در مقابل شاخص آسیب نشان می‌دهد. شاخص شدت پارامتری برای کمی‌سازی شدت زلزله است و در این‌جا به صورت شتاب طیفی متناظر با پیوند اصلی سازه ($Sa(T)$) در نظر گرفته می‌شود. شاخص آسیب نشانگر پاسخ سازه در مواجهه با زلزله است که در پژوهش حاضر برابر با حداکثر جابجایی نسبی بین طبقات (θ_{max}) در نظر گرفته می‌شود. برای انجام تحلیل از رکوردهای ارائه‌شده در FEMA-P695 [29] که شامل ۲۲ جفت رکورد زلزله حوزه دور هستند، استفاده می‌شود. طیف پاسخ ۵٪ میرا شده الاستیک رکوردهای انتخابی در شکل ۱۱ قابل مشاهده است.



شکل ۱۱: طیف پاسخ ۵٪ میرا شده الاستیک رکوردهای مورد استفاده در تحلیل دینامیکی غیرخطی.

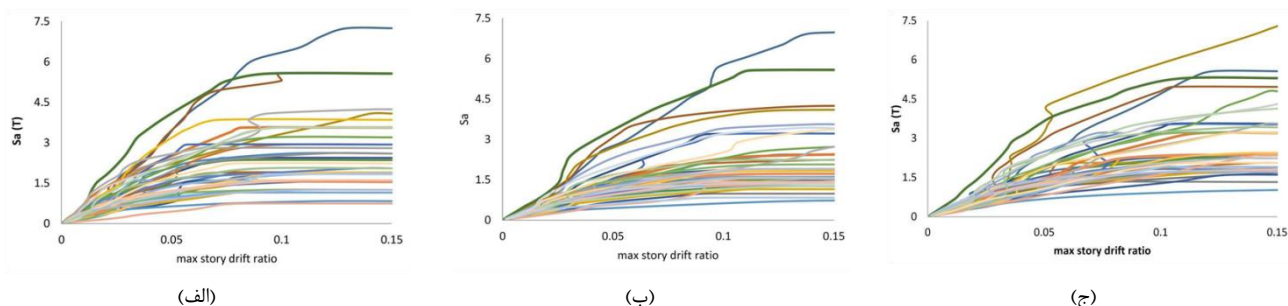
جهت مقیاس کردن شتاب‌ها و انتخاب مقادیر مناسب شدت لرزه‌ای از الگوریتم Hunt & Fill که توسط وامواتسیکوس^{۲۳} [30] ارائه شده و به زبان TCL^{۲۴} برنامه‌نویسی شده است، استفاده می‌گردد. شدت زلزله متناظر با فروریزش سازه برابر است با شدت زلزله متناظر با پیش آمدن واگرایی عددی آنالیز ناشی از تشکیل مکانیزم آستانه ناپایداری، کاهش شیب منحنی IDA به ۲۰٪ شیب ناحیه خطی، یا رسیدن شاخص آسیب به مقدار حدی که معمولاً برابر با ۱۰٪ منظور می‌شود.

۳-۳-۱- منحنی‌های IDA

در مجموع بیش از ۵۰۰۰ تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی ۹ قاب مورد مطالعه صورت گرفت. شکل ۱۲، منحنی‌های IDA حاصل برای قاب‌های ۵ طبقه را نشان می‌دهد. با توجه به شکل ۱۲، شدت زلزله متناظر با فروریزش در قاب‌های فولادی عمدتاً بین ۱g تا ۳/۵g و در قاب‌های مختلط و بتن‌آرمه بین ۰/۷۵g تا ۳g می‌باشد. بنابراین، قاب‌های فولادی عملکرد لرزه‌ای بهتری در مقایسه با سایر قاب‌ها دارند. هرچند سطوح فروریزش برای قاب‌های RCS و بتن‌آرمه در محدوده تقریباً یکسانی قرار دارد، اما فروریزش در قاب‌های RCS در مقادیر بالاتری از شاخص آسیب اتفاق می‌افتد؛ قاب‌های بتن‌آرمه عمدتاً پیش از رسیدن شاخص آسیب به مقدار حدی (۰/۱) دچار فروریزش می‌شود که علت اصلی آن شکل‌پذیری کمتر تیرهای بتن‌آرمه و افزایش اثرات پی-دلتا در قاب‌های بتن‌آرمه است.

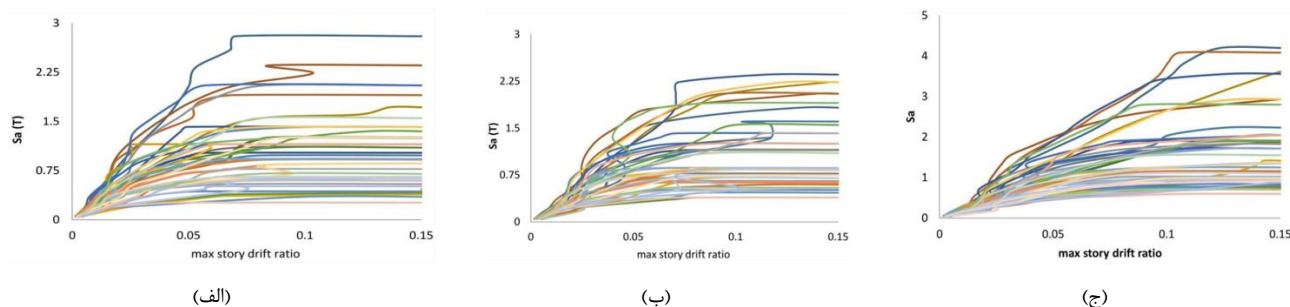
²³ Vamvatsikos

²⁴ Tool Command Language



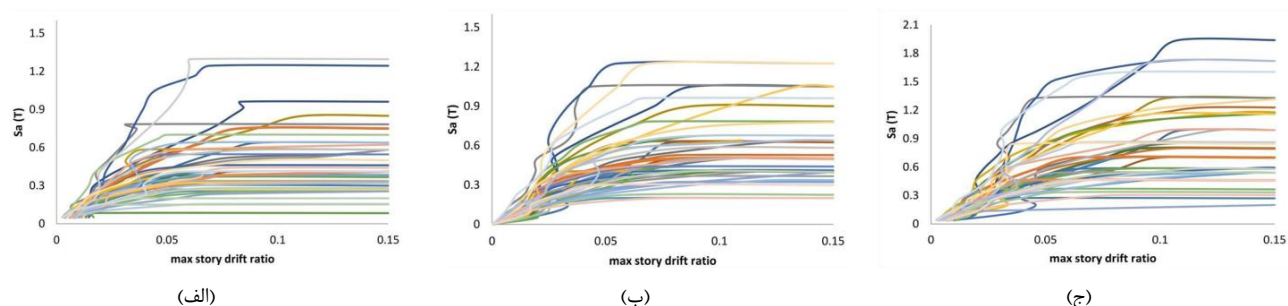
شکل ۱۲: منحنی‌های IDA قاب‌های ۵ طبقه (الف) فولادی، (ب) RCS و (ج) بتن‌آرمه.

منحنی‌های IDA به دست آمده برای قاب‌های ۱۰ طبقه در شکل ۱۳ نشان داده شده‌اند. می‌توان مشاهده کرد که برای عمده رکوردهای مورد استفاده، سطح فروریزش برای قاب‌های فولادی در بازه $0.15g$ تا $0.3g$ ، برای قاب‌های RCS بین $0.35g$ تا $0.2g$ و برای قاب‌های بتن‌آرمه در بازه $0.25g$ تا $0.15g$ قرار دارد. با افزایش تعداد طبقات، فروریزش قاب‌ها در شدت‌های کمتری از زلزله اتفاق می‌افتد و همچنین قاب‌های فولادی عملکرد لرزه‌ای بهتری در مقایسه با دو قاب دیگر دارند. همچنین، قاب RCS در مقایسه با قاب بتن‌آرمه عملکرد مطلوب‌تری دارد. مانند قاب‌های ۵ طبقه، در قاب‌های ۱۰ طبقه نیز فروریزش سازه بتن‌آرمه در مقادیر کمتری از شاخص آسیب رخ می‌دهد.



شکل ۱۳: منحنی‌های IDA قاب‌های ۱۰ طبقه (الف) فولادی، (ب) RCS و (ج) بتن‌آرمه.

منحنی‌های IDA قاب‌های ۲۰ طبقه در شکل ۱۴ ارائه شده‌اند. نتایج حاصل مشابه نتایج گزارش شده برای قاب‌های ۱۰ طبقه است. به منظور بررسی دقیق‌تر مسئله، در بخش بعد با رسم منحنی‌های شکنندگی به توسعه نتایج ارائه شده پرداخته شده است.



شکل ۱۴: منحنی‌های IDA قاب‌های ۲۰ طبقه (الف) فولادی، (ب) RCS و (ج) بتن‌آرمه.

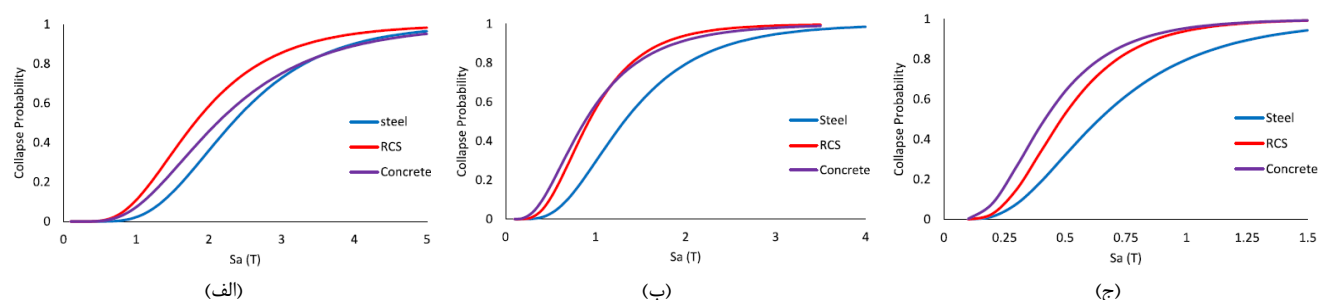
۳-۲-۳- منحنی‌های شکنندگی

منحنی‌های شکنندگی را می‌توان برای سطوح عملکردی مختلف مانند ایمنی جانی، آستانه فروریزش و غیره رسم کرد. در این‌جا به بررسی منحنی‌های شکنندگی متناظر با فروریزش پرداخته می‌شود که احتمال فروریزش سازه را برای مقادیر مختلف شدت زلزله نشان می‌دهند. بدین منظور از توزیع احتمالاتی دو متغیره لاگ نرمال برای مقادیر شتاب طیفی متناظر با فروریزش در هر قاب استفاده می‌شود.

منحنی‌های حاصل برای قاب‌های ۵ طبقه در شکل ۱۵-الف آمده است. می‌توان دید که تقریباً در تمامی مقادیر شاخص شدت قاب‌های فولادی پایین‌ترین و قاب‌های RCS بالاترین احتمال فروریزش را دارند. علت اصلی این است که با توجه به یافته‌های بخش منحنی‌های پوش آور در سازه‌های ۵ طبقه، ظرفیت قاب RCS در اغلب نقاط منحنی پوش آور کمتر از ظرفیت دو قاب دیگر است (شکل ۱۴).

شکل ۱۵-ب منحنی‌های شکنندگی متناظر با فروریزش در قاب‌های ۱۰ طبقه را نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که قاب فولادی همچنان عملکرد بهتری دارد. همچنین، قاب‌های بتن‌آرمه و مختلط از این لحاظ وضعیت مشابهی دارند؛ با افزایش تعداد طبقات، اثرات پی-دلتا که در قاب بتن‌آرمه نمود بیشتری پیدا می‌کند، سبب افزایش پتانسیل فروریزش در سازه می‌شوند؛ بنابراین، برخلاف آنچه در مورد قاب‌های ۵ طبقه دیده شد، در این جا قاب‌های بتن‌آرمه عملکرد بهتری از قاب RCS ندارند.

در نهایت منحنی‌های شکنندگی قاب‌های ۲۰ طبقه در شکل ۱۵-ج نشان داده شده‌اند. مشابه حالات قبل، احتمال فروریزش قاب فولادی در تمام نقاط کمتر از دو سازه دیگر است. در تمام شدت‌های زلزله، قاب RCS وضعیت مطلوب‌تری نسبت به قاب بتن‌آرمه دارد.



شکل ۱۵: منحنی‌های شکنندگی قاب‌های (الف) ۵ طبقه، (ب) ۱۰ طبقه و (ج) ۲۰ طبقه فولادی، RCS و بتن‌آرمه.

به طور کلی، می‌توان نتیجه گرفت که قاب‌های فولادی در مقایسه با قاب‌های RCS و بتن‌آرمه عملکرد دینامیکی و رفتار متناظر با فروریزش مطلوب‌تری دارند. قاب‌های RCS از لحاظ فنی و رفتار سازه‌ای مزیت خاصی نسبت به قاب‌های فولادی ندارند؛ اما در سازه‌های بلندتر در مقایسه با قاب‌های بتن‌آرمه رفتار لرزه‌ای بهتری داشته و در مقابل یک زلزله مشخص احتمال فروریزش کمتری خواهند داشت.

۳-۳-۳- ارزیابی کمی رفتار لرزه‌ای

در این بخش به ارزیابی ضریب رفتار براساس FEMA-P۶۹۵ [۲۹] پرداخته می‌شود. بدین منظور لازم است سطحی برای طراحی و سطحی برای اطلاعات عنوان شده انتخاب گردد. با توجه به رعایت کلیه الزامات آیین‌نامه‌ای در طراحی قاب‌های مدل شده، سطح طراحی عالی برای سازه‌ها انتخاب می‌شود. همچنین، با توجه به این که انجام آزمایش روی مصالح برای فراهم کردن اطلاعات کامل خارج از حیطه مطالعاتی این تحقیق است، سطح اطلاعات خوب در نظر گرفته می‌شود. یکی از پارامترهای مورد نیاز نسبت حاشیه فروریزش است که از رابطه ۱۴ محاسبه می‌شود.

$$CMR = \frac{\widehat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (۱۴)$$

در رابطه ۱۴، \widehat{S}_{CT} شدت میانه فروریزش (شتابی که به ازای آن سازه تحت حداقل ۲۲ رکورد زلزله فرو بریزد) و S_{MT} شتاب طیفی وارد بر سازه متناظر با پیوند پایه سازه تحت زلزله حداکثر با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال می‌باشد. برای در نظر گرفتن اثر شکل طیفی روی نسبت حاشیه فروریزش، این نسبت با پارامتر SSF اصلاح می‌شود. معادلات لازم برای این منظور شامل روابط ۱۵ تا ۱۸ است. در این روابط، $ACMR$ نسبت حاشیه فروریزش اصلاح شده، β_1 پارامتری وابسته به ظرفیت تغییر شکل الاستیک سازه و $\bar{\epsilon}_0$ پارامتری وابسته به منطقه لرزه‌خیزی سازه است که برای سطح خطر D مساوی ۱/۵ می‌باشد [۱۳]. رابطه ارائه شده برای $\bar{\epsilon}(T).records$ مختص رکوردهای زلزله حوزه دور است و T پیوند اصلی سازه محاسبه شده براساس روابط تجربی ۲۲-ASCEY [۱۳] می‌باشد.

$$ACMR = CMR \times SSF \quad (15)$$

$$SSF = \exp[\beta_1(\bar{\varepsilon}_0(T) - \bar{\varepsilon}(T)_{records})] \quad (16)$$

$$\beta_1 = (0,14)(\mu_T - 1)^{0,42} \quad (17)$$

$$\bar{\varepsilon}(T)_{records} = (0,6)(1,50 - T) \cdot 0 \cdot 0 \leq \bar{\varepsilon}(T)_{records} \leq 0,6 \quad (18)$$

دیگر پارامتر لازم برای ارزیابی ضریب رفتار، ضریب عدم قطعیت کلی سازه (β_{TOT}) است که برای در نظر گرفتن انواع عدم قطعیت موجود در مدل سازی، اعم از عدم قطعیت های ذاتی و شناختی، لحاظ می شود. جهت رعایت اختصار، از ارائه جداول و روابط مربوط به محاسبه این پارامتر در این مقاله خودداری می شود. برای توضیحات بیشتر در این زمینه به FEMA-P695 [29] رجوع شود.

مقادیر مجاز نسبت حاشیه فروریزش اصلاح شده با توجه به احتمال فروریزش تعیین شده در دستورالعمل FEMA-P695 [29] و ضریب عدم قطعیت کلی سازه تعیین می شود. پارامتر $ACMR$ حاصل برای ۹ قاب مورد بررسی و مقادیر مجاز در جدول ۱۴ با یکدیگر مقایسه شده اند. حاشیه اطمینان فروریزش در سازه های فولادی بیشتری مقدار و در سازه های بتن آرمه کمترین مقدار را دارد. همچنین، در تمامی موارد پارامتر $ACMR$ بیشتر از مقدار مجاز است، لذا ضریب رفتار انتخاب شده در طراحی لرزه ای سازه ها ($R=8$) مناسب می باشد.

جدول ۴: پارامترهای نهایی کمی براساس تحلیل های دینامیکی افزاینده.

Model	\widehat{S}_{CT}	S_{MT}	CMR	SSF	ACMR	β_{TOT}	ACMR All	State
5 - Steel	۲,۳۰	۱,۲۵۹	۱,۸۲۶	۱,۳۸	۲,۵۲	۰,۵۳۹	۱,۴۳	OK
5 - RCS	۲,۱۰	۱,۲۵۹	۱,۶۶۷	۱,۳۸	۲,۳۰	۰,۵۹۱	۱,۴۹	OK
5 - Concrete	۱,۸۰	۱,۲۸۵	۱,۳۹۹	۱,۳۴۵	۱,۸۸	۰,۶۱۷	۱,۵۱	OK
۱۰ - Steel	۱,۳۰	۰,۷۲۳	۱,۷۹۷	۱,۵۳۵	۲,۷۵۹	۰,۶۱۵۳	۱,۵۱	OK
۱۰ - RCS	۰,۹۰	۰,۷۲۳	۱,۲۴۴	۱,۵۳۵	۱,۹۱	۰,۶۰۳۷	۱,۵۰	OK
۱۰ - Concrete	۰,۸۰	۰,۶۸۹	۱,۱۶۱	۱,۵۰۰	۱,۷۴۱	۰,۶۸۸	۱,۵۹	OK
۲۰ - Steel	۰,۷۰	۰,۳۷۲	۱,۸۸۸	۱,۶۱۰	۳,۰۲۷	۰,۶۳۶	۱,۵۴	OK
۲۰ - RCS	۰,۵۰	۰,۳۷۲	۱,۳۴۳	۱,۵۶۰	۲,۱۶	۰,۵۷۷	۱,۴۷	OK
۲۰ - Concrete	۰,۴۰	۰,۳۷۴	۱,۰۶۹	۱,۶۱۰	۱,۷۲۱	۰,۶۲۳	۱,۵۲	OK

۴- جمع بندی و نتیجه گیری

در این پژوهش به مطالعه رفتار لرزه ای قاب های خمشی تیر فولادی - ستون بتن آرمه (RCS) و مقایسه آن با قاب های خمشی فولادی و بتن آرمه پرداخته شده است. بدین منظور، ابتدا سازه های سبده ای ۵، ۱۰ و ۲۰ طبقه با قاب های خمشی ویژه RCS، فولادی و بتن آرمه (در مجموع ۹ سازه) با استفاده از سیستم قاب لرزه بر پیرامونی و با فرض قرارگیری سازه ها در منطقه با خطر لرزه ای خیلی زیاد طراحی و تناسب بندی شدند. سپس از سازه های طراحی شده قاب های دوبعدی استخراج گردیده و در نرم افزار OpenSees به صورت غیرخطی مدل سازی و تحلیل شدند. از تحلیل استاتیکی غیرخطی برای ارزیابی اولیه رفتار لرزه ای قاب ها و از تحلیل دینامیکی افزاینده جهت بررسی و مقایسه دقیق تر عملکرد قاب ها و ارزیابی ضریب رفتار آن ها استفاده شد. نتایج حاصل را می توان به صورت زیر خلاصه کرد:

- در سازه های کوتاه مرتبه به دلیل بعد بزرگتر ستون های بتن آرمه در قاب RCS در مقایسه با ستون های قاب فولادی و در نتیجه طول مؤثر کوتاه تر تیرهای سازه RCS، این تیرها از تیرهای طراحی شده برای قاب فولادی در شرایط مشابه ظریف ترند. با افزایش تعداد طبقات، به دلیل وزن سنگین تر ستون های بتن آرمه، اختلاف میزان برش پایه در سازه های RCS و فولادی بیشتر شده که سبب

افزایش ابعاد تیرهای سازه RCS برای پاسخگویی به تقاضای ایجاد شده می‌گردد. همچنین، استفاده از تیرهای فولادی در قاب RCS سبب کاهش وزن سیستم باربر ثقلی، کاهش تقاضای لرزه‌ای و در نتیجه کاهش ابعاد ستون‌ها در مقایسه با قاب بتن‌آرمه می‌شود.

- نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی نشان می‌دهد که قاب‌های RCS ورودی پایدار به ناحیه غیرخطی داشته و ظرفیت خود را تا مقادیر بالای تغییرمکان حفظ می‌کنند، بنابراین رفتار لرزه‌ای مطلوبی دارند. قاب‌های فولادی هم از لحاظ مقاومت و هم از حیث شکل‌پذیری عملکرد مطلوب‌تری نسبت به قاب‌های RCS و بتن‌آرمه دارند. هرچند سختی الاستیک قاب‌های بتن‌آرمه به جهت نیاز به تأمین سختی بیشتر برای مقابله با نیروی جانبی، بیش از سختی قاب‌های RCS است، اما در قاب‌های بتن‌آرمه، افت مقاومت تقریباً بلافاصله پس از ورود به ناحیه غیرخطی رخ می‌دهد، درحالی‌که قاب‌های مختلط پس از تسلیم ظرفیت خود را به خوبی حفظ می‌کنند. با افزایش تعداد طبقات و بیشتر شدن اثرات پی-دلتا در قاب‌های بتن‌آرمه، برتری قاب‌های RCS نسبت به آن‌ها مشهودتر می‌گردد.
 - با توجه به نتایج تحلیل‌های IDA، ظرفیت فروریزش قاب‌های RCS تحت رکوردهای زلزله انتخابی در وضعیت مطلوبی قرار دارد. در هر رده ارتفاعی، قاب‌های فولادی نسبت به دو قاب دیگر عمدتاً در سطوح بالاتری از شاخص شدت فرو می‌ریزند و لذا عملکرد بهتری دارند. همچنین، قاب‌های RCS بهتر از قاب‌های بتن‌آرمه عمل کرده و عمدتاً در سطوح بالاتر از شدت زلزله یا شدت آسیب دچار فروریزش می‌شوند.
 - بررسی منحنی‌های شکنندگی متناظر با فروریزش نشان می‌دهد که در هر رده ارتفاعی و در یک شدت زلزله مشخص، احتمال فروریزش سازه فولادی کمتر از دو سازه دیگر است. در مقایسه قاب‌های RCS و بتن‌آرمه می‌توان گفت که در قاب‌های کوتاه ۵ طبقه، احتمال فروریزش قاب بتن‌آرمه در هر شدتی کمتر از احتمال فروریزش قاب RCS است، در سازه‌های ۱۰ طبقه این دو قاب عملکرد مشابهی دارند و با افزایش تعداد طبقات به ۲۰، عملکرد قاب RCS از قاب بتن‌آرمه پیشی می‌گیرد.
 - هرچند در سازه‌های مورد بررسی در این پژوهش از سیستم قاب خمشی پیرامونی استفاده شده که نسبت به سازه با قاب‌های خمشی داخلی و پیرامونی بیشتر مستعد ناپایداری است، نتایج بررسی نسبت حاشیه فروریزش حاکی از آن است که ضریب رفتار فرض شده در طراحی قابها ($R=8$) به میزان کافی محافظه‌کارانه است. همچنین، حاشیه اطمینان فروریزش در سازه‌های فولادی بررسی شده، بیشترین مقدار و در سازه‌های بتن‌آرمه کمترین مقدار را دارد.
 - به طور کلی می‌توان گفت که در شرایط مشابه، سیستم قاب خمشی RCS در مقایسه با سیستم قاب خمشی بتن‌آرمه رفتار لرزه‌ای مطلوب‌تری دارد و با افزایش ارتفاع سازه این مزیت مشهودتر می‌گردد؛ اما این سیستم نسبت به سیستم قاب خمشی فولادی از لحاظ فنی و رفتاری برتری خاصی ندارد. ممکن است بتوان بسته به شرایط مزایای اقتصادی یا اجرایی به این سیستم نسبت داد.
- در این پژوهش، اثرات غیرخطی اتصالات روی رفتار لرزه‌ای سیستم‌های RCS در نظر گرفته نشده است. لذا پیشنهاد می‌شود که این اثرات در مطالعه‌ای جداگانه مورد بررسی قرار گیرند. همچنین، بررسی رفتار سیستم قاب خمشی RCS در ترکیب با سایر سیستم‌های باربر لرزه‌ای، مانند سیستم‌های مهاربندی، می‌تواند موضوع تحقیقات آتی باشد. از آن‌جا که اطلاعات آزمایشگاهی درباره رفتار این سیستم‌ها کامل نیست، توصیه می‌شود با انجام آزمایش‌های بارگذاری چرخه‌ای یا استفاده از میز لرزه، واکنش لرزه‌ای این سیستم به صورت عملی بررسی گردد. از دیگر موضوعاتی که می‌تواند در مطالعات آتی مورد توجه قرار گیرد، مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی سازه‌ها به صورت سه‌بعدی برای رسیدن به نتایجی دقیق‌تر و قابل‌تعمیم‌تر در خصوص رفتار سازه‌های RCS یا بررسی اثرات نامنظمی سازه روی پاسخ لرزه‌ای این سیستم است.

مراجع

[۱] Chen, C. H., Lai, W. C., Cordova, P., Deierlein, G. G., & Tsai, K. C. (۲۰۰۴). Pseudo-dynamic test of full-scale RCS frame: part I-design, construction, testing. In *Structures 2004: Building on the Past, Securing the Future* (pp. ۱-۱۵).

- [۲] Noguchi, H., & Uchida, K. (۲۰۰۴). Finite element method analysis of hybrid structural frames with reinforced concrete columns and steel beams. *Journal of Structural Engineering*, ۱۳۰ (۲), ۳۲۸-۳۳۵.
- [۳] Liang, X., & Parra-Montesinos, G. J. (۲۰۰۴). Seismic behavior of reinforced concrete column-steel beam subassemblies and frame systems. *Journal of Structural Engineering*, ۱۳۰ (۲), ۳۱۰-۳۱۹.
- [۴] Li, W., Li, Q. N., Jiang, W. S., & Jiang, L. (۲۰۱۱). Seismic performance of composite reinforced concrete and steel moment frame structures—state-of-the-art. *Composites Part B: Engineering*, ۴۲ (۲), ۱۹۰-۲۰۶.
- [۵] Li, W., Li, Q. N., & Jiang, W. S. (۲۰۱۲). Parameter study on composite frames consisting of steel beams and reinforced concrete columns. *Journal of Constructional Steel Research*, ۷۷, ۱۴۵-۱۶۲.
- [۶] Deierlein, G. G., Sheikh, T. M., Yura, J. A., & Jirsa, J. O. (۱۹۸۹). Beam-column moment connections for composite frames: Part 2. *Journal of Structural Engineering*, ۱۱۵ (۱۱), ۲۸۷۷-۲۸۹۶.
- [۷] Parra-Montesinos, G., & Wight, J. K. (۲۰۰۰). Seismic response of exterior RC column-to-steel beam connections. *Journal of structural engineering*, ۱۲۶ (۱۰), ۱۱۱۳-۱۱۲۱.
- [۸] Alizadeh, S., Attari, N. K., & Kazemi, M. T. (۲۰۱۳). The seismic performance of new detailing for RCS connections. *Journal of constructional steel research*, ۹۱, ۷۶-۸۸.
- [۹] D. Kathuria, H. Yoshikawa, S. Nishimoto, G.G. Deierlein, S. Kawamoto. (۲۰۱۵). *Design of Composite RCS Special Moment Frames*. John A. Blume earthquake engineering center department of civil & environmental engineering Stanford university.
- [۱۰] Mirghaderi, S. R., Eghbali, N. B., & Ahmadi, M. M. (۲۰۱۶). Moment-connection between continuous steel beams and reinforced concrete column under cyclic loading. *Journal of constructional steel research*, ۱۱۸, ۱۰۵-۱۱۹.
- [۱۱] Eghbali, N. B., & Mirghaderi, S. R. (۲۰۱۷). Experimental investigation of steel beam to RC column connection via a through-plate. *Journal of constructional steel research*, ۱۳۳, ۱۲۵-۱۴۰.
- [۱۲] American Institute of Steel Construction. (۲۰۰۲). *Seismic provisions for structural steel buildings* (No. ۲). American Institute of Steel Construction.
- [۱۳] American Society of Civil Engineers (ASCE). (۲۰۲۲). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures* (ASCE ۷-۲۲). American Society of Civil Engineers, Reston, VA, USA.
- [۱۴] American Institute of Steel Construction (AISC). (۲۰۲۲). *Specification for Structural Steel Buildings* (ANSI/AISC ۳۶۰-۲۲), American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, USA.
- [۱۵] American Concrete Institute (ACI). (۲۰۱۹). *Building code requirements for reinforced concrete* (ACI ۳۱۸-۱۹). American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA.
- [۱۶] Giberson, M. F. (۱۹۶۷). *The response of nonlinear multi-story structures subjected to earthquake excitation* (Doctoral dissertation, California Institute of technology).
- [۱۷] Ibarra, L. F., Medina, R. A., & Krawinkler, H. (۲۰۰۵). *Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration*. *Earthquake engineering & structural dynamics*, ۳۴ (۱۲), ۱۴۸۹-۱۵۱۱.

- [۱۸] Altoontash, A. (۲۰۰۴). *Simulation and damage models for performance assessment of reinforced concrete beam-column joints*. Stanford university.
- [۱۹] Giuffrè, A. (۱۹۷۰). *Il comportamento del cemento armato per sollecitazioni cicliche di forte intensità*. Giornale del Genio Civile.
- [۲۰] Menegotto, M. (۱۹۷۳). *Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending*. In Proc. of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, ۱۹۷۳.
- [۲۱] Filippou, F. C., Popov, E. P., & Bertero, V. V. (۱۹۸۳). *Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints*.
- [۲۲] Scott, B. D., Park, R., & Priestley, M. J. (۱۹۸۲). *Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates*. In Journal Proceedings (Vol. ۷۹, No. ۱, pp. ۱۳-۲۷).
- [۲۳] Paulay, T., & Priestley, M. N. (۱۹۹۲). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings* (Vol. ۷۶۸). New York: Wiley.
- [۲۴] Malley, J. O., Dierlein, G., Krawinkler, H., Maffei, J., Pourzanjani, M., Wallace, J., & Heintz, J. (۲۰۱۰). *Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings*. Applied Technology Council.
- [۲۵] Haselton, C. B., & Pacific Earthquake Engineering Research Center. (۲۰۰۸). *Beam-column element model calibrated for predicting flexural response leading to global collapse of RC frame buildings*. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [۲۶] Lignos, D. G., & Krawinkler, H. (۲۰۱۱). *Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading*. Journal of Structural Engineering, ۱۳۷(۱۱), ۱۲۹۱-۱۳۰۲.
- [۲۷] Haselton, C. B., Goulet, C. A., Mitrani-Reiser, J., Beck, J. L., Deierlein, G. G., Porter, K. A., ... & Taciroglu, E. (۲۰۰۸). *An assessment to benchmark the seismic performance of a code-conforming reinforced-concrete moment-frame building*. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [۲۸] Ibarra, L. F., & Krawinkler, H. (۲۰۰۵). *Global collapse of frame structures under seismic excitations*. Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [۲۹] FEMA-P۶۹۵ (۲۰۰۹). *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL ۲۰۱ Redwood Shores Parkway, Suite ۲۴۰ Redwood City, California. ۹۴, ۱۰۳, ۱۴۰, ۱۴۷.
- [۳۰] Vamvatsikos, D. (۲۰۰۲). *Seismic performance, capacity and reliability of structures as seen through incremental dynamic analysis*. Stanford University.