

پیشنهاد ضرایب طراحی لرزه‌ای برای قاب فولادی مهاربندی دارای حرکت گهواره‌ای

نوید رهگذر^۱، عبدالرضا سروقدمقدم^{۲*}

۱- دانشجوی دکتری مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم و تحقیقات، گروه عمران، تهران، ایران

۲- دانشیار، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

چکیده

سیستم قاب فولادی مهاربندی مرکزگرا با قابلیت برکنش کنترل شده توانایی کاهش خسارت لرزه‌ای از طریق هدایت آسیب به المان‌های میراگر قابل تعویض دارد. این مقاله به پیشنهاد ضرایب طراحی لرزه‌ای شامل ضرایب کاهش پاسخ، اضافه مقاومت و شکل‌پذیری برای قاب‌های فولادی مرکزگرا دارای حرکت گهواره‌ای کنترل شده می‌پردازد. بدین منظور، ابتدا دوازده نمونه سیستم مرکزگرا متفاوت از نظر تعداد طبقات، محل قرارگیری قاب مهاربندی در پلان سازه و نوع خطر لرزه‌ای ساختگاه طراحی می‌گردد. مدل غیرخطی قاب دارای برکنش در نرم‌افزار اپنسیز به منظور شبیه‌سازی ایجاد مکانیزم در قاب و توالی خسارت در اجزای آن (کابل پس کشیده و میراگرهای جاری شونده قابل تعویض) توسعه داده شده است. ضرایب اضافه مقاومت و شکل‌پذیری سیستم قاب مرکزگرا با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی تعیین می‌گردد. همچنین تحلیل‌های دینامیکی فراینده غیرخطی برای دستیابی به منحنی‌های شکنندگی حالت حدی فروریزش قاب‌های مورد مطالعه انجام می‌گیرد. با در نظرگیری عدم قطعیت موجود و اثر شکل طیفی، منحنی‌های شکنندگی اصلاح می‌گردد. با استفاده از منحنی‌های شکنندگی اصلاح شده بدست آمده، ضریب کاهش پاسخ پیشنهادی برای سیستم فولادی مرکزگرا با مقایسه نسبت حاشیه فروریزش تنظیم شده با معیارهای پذیرش ارزیابی می‌گردد. در انتها تأثیر پارمترهای مدل‌سازی و لرزه‌ای بر احتمال فروریزش سیستم بررسی می‌گردد. نتایج حاکی از آن است که قاب‌های کنترل شده مرکزگرا معیارهای پذیرش را تأمین می‌نماید و طراحی این سیستم با ضرایب پیشنهادی حاشیه ایمنی کافی را در برابر فروریزش فراهم می‌آورد.

کلمات کلیدی: قاب فولادی مهاربندی دارای حرکت گهواره‌ای، ضرایب طراحی لرزه‌ای، ارزیابی فروریزش، نسبت حاشیه

فروریزش، منحنی شکنندگی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
10.22065/jsce.2017.75463.1067	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
doi: 10.22065/jsce.2017.75463.1067	۱۳۹۷/۱۰/۳۰	۱۳۹۶/۰۴/۱۷	۱۳۹۶/۰۴/۱۷	۱۳۹۶/۰۲/۲۵	۱۳۹۵/۱۱/۱۴
عبدالرضا سروقدمقدم			*نویسنده مسئول:		
moghadam@iiees.ac.ir			پست الکترونیکی:		

Proposal for seismic design coefficients for rocking steel braced frame

Rahgozar Navid¹, S Moghadam Abdolreza^{2*}

1- PhD, Department of Structural Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

2- PhD, Department of Structural Engineering, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, Tehran, Iran

ABSTRACT

Rocking steel braced frames are capable of reducing seismic damage through directing damage in energy dissipation elements. This paper quantifies seismic design factors for the controlled rocking self-centering braced frame including response modification, over-strength, and ductility parameters through probabilistic safety assessment methodology. For this purpose, twelve self-centering braced frames differ from the number of stories, plan location, and site class is designed. A nonlinear model is developed for the rocking braced steel frame in Opensees software to simulate the degrading and collapse of the frame and its components (post-tensioning strands and yielding replaceable damper). Over-strength and ductility factors of self-centering systems are determined using nonlinear static analysis. The incremental dynamic analysis is conducted to obtain collapse limit state fragility curves of self-centering frames. Considering total uncertainty and effects of spectral shape, the fragility curves are modified. Through modified fragility curves, proposed response modification factor is verified by comparing the adjusted collapse margin ratio with its acceptance criteria. Finally, the effects of modeling and seismic parameters on the collapse probability of the system are examined. Results indicate that controlled rocking systems are satisfied acceptance criteria and the design of the system with the proposed coefficients provide sufficient safety margin against collapse..

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

ARTICLE INFO

Received: 02/02/2017

Revised: 15/06/2017

Accepted: 08/07/2017

Keywords:

Rocking braced steel frame, seismic design parameters, collapse assessment, collapse margin ratio, fragility curve

doi: 10.22065/jsce.2017.75463.1067

*Corresponding author: Abdollah Sarv GHad Moghadam

Email address: moghadam@iiees.ac.ir

۱- مقدمه

هدف اصلی آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای (مانند [۲،۱]) ارائه حداقل ضوابط طراحی برای به حداقل رساندن تلفات جانی و جلوگیری از فروریزش سازه‌ها در زمان وقوع زلزله است. برای دستیابی به این هدف، سازه‌های متداول به‌گونه‌ای طراحی می‌شوند که قابلیت اتلاف انرژی لرزه‌ای را از طریق شکل‌پذیری المان‌ها اصلی سازه در سطوح خطر طراحی لرزه‌ای داشته باشد. اگرچه این راهکار به‌طور ضمنی از فروریزش سازه جلوگیری می‌کند و منجر به ساخت مقرون‌به‌صرفه سازه‌ها می‌گردد، اما گاهی منجر به ایجاد آسیب غیرقابل تعمیر و زیان‌های مالی قابل توجهی پس از زلزله‌های شدید می‌گردد [۴،۳].

با توسعه دستورالعمل‌های طراحی لرزه‌ای (مانند [۶،۵]) و تأکید آن‌ها بر کاهش پیامدهای ناشی از زلزله، تحقیق بر سازه‌های مرکزگرا دارای حرکت گهواره‌ای مورد توجه محققان قرار گرفته است. این نوع از سیستم‌ها قابلیت کاهش تغییر مکان ماندگار و تمرکز آسیب در المان‌های فدا شونده قابل تعویض را دارند. در سال‌های اخیر سیستم‌های مرکزگرای مختلفی مانند سازه‌های فولادی با خسارت کم [۸،۷] و قاب‌های فولادی کنترل‌شده با کابل‌های پس کشیده [۱۰،۹]، دیوارهای بتنی مرکزگرا [۱۲،۱۱]، سیستم‌های دارای چندین محل برکنش در ارتفاع [۱۳]، دیوار چوبی دارای برکنش [۱۴] و دیوار مصالح بنایی خسارت محدود [۱۵] معرفی شده و در حال توسعه است. نتایج این مطالعات حاکی از توانایی این نوع از سیستم‌ها در کاهش خسارت پس از رویدادهای شدید نسبت به سیستم‌های متداول می‌باشد.

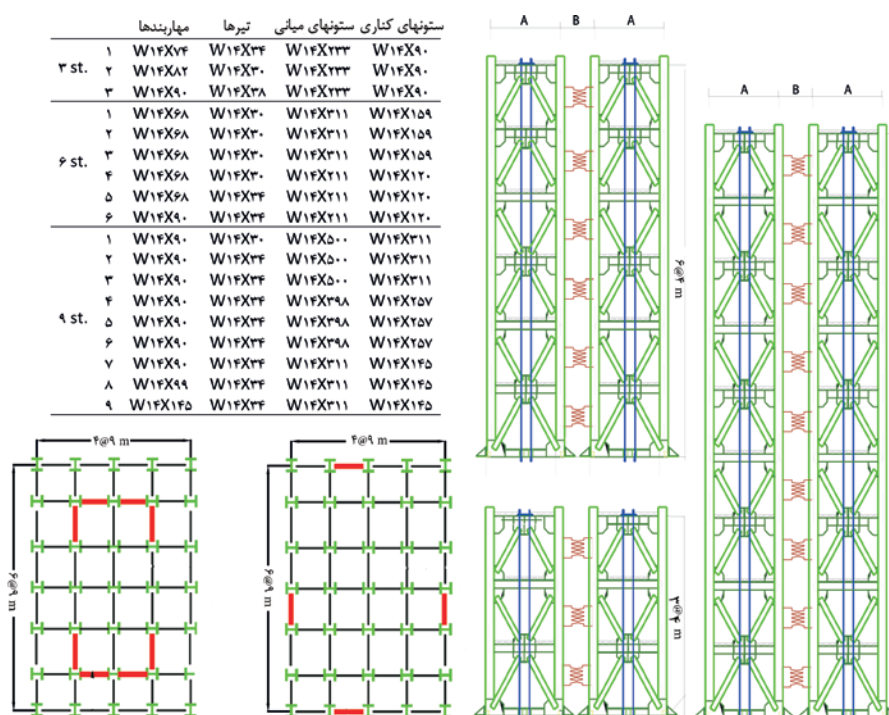
مطالعه حاضر به کمی‌سازی پارامترهای طراحی قاب لرزه‌ای فولادی مهاربندی مرکزگرا می‌پردازد. سیستم لرزه‌ای مورد مطالعه شامل دو قاب فولادی مهاربندی، کابل‌های فولادی پس کشیده و میراگرهای جاری شونده پروانه‌ای شکل است [۱۶]. برخلاف سیستم‌های متعارف فولادی، پایه‌ی ستون‌های این سیستم در راستای عمودی آزاد است، به‌گونه‌ای که قاب امکان برکنش از فونداسیون و انجام حرکت گهواره‌ای را در زمان وقوع زلزله دارد. کابل‌های فولادی پس کشیده به‌طور قائم از بالا به قاب و از پایین در فونداسیون مهار می‌گردد. المان‌های میراگر نیز در دهانه بین دو قاب قرار می‌گیرند. در این مطالعه اتصال قاب‌های غیر لرزه‌ای از نوع ساده است و مشارکتی در باربری لرزه‌ای ندارد و از طریق تیرهای رابط دو سر مفصل بدون جلوگیری از حرکت گهواره‌ای قاب لرزه‌ای نیروهای جانبی را به آن انتقال می‌دهد. در سال‌های اخیر، تعدادی از محققان به مطالعه نمونه‌های آزمایشگاهی [۱۷] و انجام تحلیل [۲۱،۲۰] قاب فولادی دارای برکنش پرداخته‌اند. باین‌حال، به‌رغم تلاش‌های تحقیقاتی، مطالعات جامعی مبتنی بر توسعه روال‌های طراحی [۱۹،۱۸]، تعیین ضرایب طراحی، ارزیابی فروریزش و تعیین توالی خسارت برای آن انجام نشده است.

این مقاله باهدف انجام مطالعه ارزیابی فروریزش سیستم مهاربندی فولادی به تعیین ضرایب طراحی لرزه‌ای آن با متدولوژی معرفی شده در دستورالعمل FEMA p695 [۲۲] می‌پردازد. این راهنما روالی مدون برای تعیین ضرایب طراحی شامل اضافه مقاومت Ω ، شکل‌پذیری μ و ضریب کاهش پاسخ R برای سیستم‌های لرزه‌ای جدید فراهم آورده است. در بخش‌های بعدی این مقاله، ابتدا مجموعه نمونه‌های در نظر گرفته شده برای این مطالعه معرفی و مراحل طراحی این سیستم مرور می‌گردد. سپس، با معرفی نحوه شبیه‌سازی قاب‌های دارای برکنش در نرم‌افزار اپنسیز، تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی فزاینده غیرخطی برای تعیین ضرایب طراحی انجام می‌شود. در انتها، بر اساس تحلیل آماری نتایج، ضرایب طراحی پیشنهادی از جنبه‌های مختلف مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

۲- گروه‌بندی قاب‌های مرکزگرای مورد مطالعه

ساختمان مورد مطالعه، سازه فولادی اداری معرفی شده در پروژه سرمایه‌گذاری مشترک SAC [۲۳] می‌باشد. بار مرده وزنده و جرم لرزه‌ای سقف طبقات به ترتیب برابر ۹۴۵۹ و ۱۹۷۴ کیلونیوتن و $1033 \frac{kN \cdot S^2}{m}$ است. در این مقاله، چهار گروه PG شامل دوازده قاب مرکزگرا مورد مطالعه قرار است. همان‌طور که در جدول ۲ نشان داده شده است، قاب‌های لرزه‌ای مورد مطالعه از نظر تعداد طبقات، سه طبقه و شش/نه طبقه مورد مطالعه به ترتیب از ۲ و ۴ عدد قاب لرزه‌ای در هر جهت سازه استفاده شده است. نسبت دهانه‌های (A/B) قاب‌ها برابر ۲.۵ است. A عرض دهانه و B فاصله دو قاب از یکدیگر است. فرض شده است که قاب‌ها در تهران واقع شده است. بدین منظور قاب‌های واقع بر خاک

منطقه D برای بیشینه و کمینه پارامترهای طراحی لرزه‌ای این منطقه به شرح زیر طراحی شده است: برای گروه طراحی لرزه‌ای حداکثر: $S_{D1} = 0.6g$ و $S_{Ds} = 1g$. برای گروه طراحی لرزه‌ای حداقل: $S_{D1} = 0.19g$ و $S_{Ds} = 0.49g$.



شکل ۱: پلان، ارتفاع و مقاطع قاب‌ها.

۳- طراحی لرزه‌ای سیستم

۳-۱- مرور روال طراحی لرزه‌ای سیستم و جزئیات آن

خلاصه روال طراحی عملکردی قاب مرکزگرا ارائه شده توسط اترتون و همکاران [۱۹] در جدول ۱ ارائه شده است. دستیابی به سازه‌ای الاستیک در سطح زلزله طراحی و ایجاد توالی حالت‌های حدی برکنش تسلیم فیوز و کابل، شکست فیوز و کابل و یا فروریزش در سطوح شدت لرزه‌ای بالاتر از اهداف طراحی قاب با این روش طراحی است.

با توجه به مراحل معرفی شده در جدول ۱، ابتدا مشخصات قاب‌های لرزه‌ای مرکزگرا مانند مشخصات ساختگاه، میزان لنگر واژگونی اعمالی (M_{li}) و سطح خطر طراحی توسط طراح تعیین می‌گردد. سپس سهم نیروی پس کشیدگی اولیه کابل (F_{PTi}) و ظرفیت برشی موردنیاز میراگر (V_{FP}) در سطح طراحی هدف با روابط زیر محاسبه می‌گردد.

$$F_{PTi} \geq \frac{M_u}{A} \frac{SC}{1+SC} - 0.9P_D \quad (1)$$

$$V_{FP} \geq \frac{M_u}{A+B} \frac{1}{1+SC} \quad (2)$$

که در آن SC (نسبت خود بازگشتی) نشان‌دهنده نسبت لنگر موردنیاز برکنش (M_{up}) به لنگر تسلیم فیوز (M_{fsy}) است. P_D بار ثقیلی کل اعمال شده به قاب است.

در طراحی کابل پس کشیده، سطح مقطع کابل موردنیاز (A_{PT}) توسط معادله زیر محاسبه می‌شود:

$$A_{PT} = \frac{F_{pti}}{\left(\varepsilon_{target} - \frac{A \times RDR_{target}}{2L_{PT}} \right) E_{PT}} \quad (3)$$

که در آن E_{PT} و L_{PT} به ترتیب نشان دهنده مدول الاستیسیته و طول کابل است. ε_{target} برابر با مجموع کرنش اولیه ناشی از نیروی پس کشیدگی اولیه و کرنش پس کشیدگی اعمالی در نسبت حد دریفت هدف بام (RDR_{target}) است. در این مطالعه مقادیر ۲ و ۳ درصد دریفت هدف بام به عنوان معیارهای پذیرش کنترلی دریفت در سطوح خطر طراحی DBE و حداکثر زلزله MCE در نظر گرفته شده است.

جدول ۱: خلاصه مراحل طراحی.

پارامترهای طراحی	
مشخصات قاب لرزه‌ای	
تعیین مشخصات ساختگاه	
تنظیم به نسبت سیستم	
انتخاب:	تعیین:
انتخاب سطح خطر طراحی	برش پایه استاتیکی
	لنگر واژگونی
مقاوم نیاز	
انتخاب:	تعیین:
نسبت دریفت هدف	نیروی پس کشیدگی اولیه
نسبت خود بازگشتی	مقاومت برشی فیوز
مقاومت اعضا و جزییات	
انتخاب:	تعیین و کنترل:
دریفت بام هدف	کرنش هدف کابل
معیار حدی کرنش کابل	طراحی سطح مقطع و تعداد رشته‌های کابل
معیار حدی کرنش فیوز	تعداد لینک‌ها و فیوزها
	کنترل کرنش برشی فیوزها
کنترل معیار پذیرش	
نسبت خود بازگشتی	
نسبت بلند شدگی کلی	
انرژی اتلاف شده نسبت	
طراحی اعضای اصلی قاب	

شایان ذکر است، برای اجتناب از وقوع حالت حدی گسیختگی کابل، سطح مقطع کابل به گونه‌ای طراحی می‌شود که در نسبت دریفت هدف، کرنش پس کشیدگی هدف از حد کرنش گسیختگی کابل کمتر شود. کرنش گسیختگی بسته به نوع مصالح و سیستم لنگرگاه کابل تعیین می‌شود [۲۴].

برای تأمین مقاومت برشی موردنیاز برای میراگر، تعداد فیوز (N_{fs}) و لینک‌های آن (NI_{fs}) با رابطه ۴ طراحی می‌شود:

$$N_{fs} NI_{fs} = \frac{9 V_{fp} L_{fs}}{4 f_y b_{fs}^2 t_{fs}} \quad (4)$$

که در آن b_{fs} ، t_{fs} و L_{fs} مشخصات هندسی فیوز هستند. شایان ذکر است برای کاهش احتمال بروز نابهنگام حالت حدی شکست فیوز، کرنش برشی فیوز طراحی شده (γ_{target}) در نسبت دریفت هدف بایستی کمتر از معیار حدی کرنش گسیختگی فیوز (γ_{limit}) باشد. در تضمین خود مرکزگرایی کامل و ایجاد ظرفیت اتلاف انرژی مناسب در قاب‌ها، نسبت‌های برگشت‌پذیری تنظیم شده (SC^*)، بلند شدگی کلی (UL) (برای جلوگیری از بلند شدن همزمان ستون‌های یک قاب)، میزان اتلاف انرژی (ED) با روابط زیر کنترل می‌گردد:

$$SC^* = \frac{M_{up}}{M_{fsy}} = \frac{\sum A \left(\frac{F_{pti}}{2} + P_D \right) + K_{fs} \times \delta_t}{\sum V_{fp} (A + B)} \geq 1 \quad (5)$$

$$UL = \frac{\sum F_{pti} + \sum P_{De}}{\sum V_{fp}} \geq 1 \quad (6)$$

$$ED \cong \frac{M_{fsy}}{M_y} = \frac{\sum V_{fp} (A + B)}{M_y} \geq 0.25 \quad (7)$$

در معادله ۵، K_{FS} سختی اولیه فیوز و δ_t دریافت هدف است. در معادله ۷، M_y نشان‌دهنده لنگر تسلیم سیستم است. در مواردی که این روابط برقرار نباشد، لازم است مقادیر M_y و F_{PTi} مجدداً محاسبه و کابل و میراگرها طراحی شود.

۳-۲- نتایج طراحی لرزه‌ای اولیه قاب‌های مورد مطالعه

میراگر و کابل قاب‌های مرکزگرای مورد مطالعه با روش معرفی شده در بند پیش طراحی شده است. تعدادی از پارامترها و نتایج طراحی در جدول ۲ آمده است. نیروی پس کشیدگی اولیه مورد نیاز برای کابل و مقاومت برشی مورد نیاز برای میراگرها با استفاده از روابط ۱ و ۲ برای هر یک از قاب‌ها تعیین گردید. برای این منظور، ابتدا قاب‌ها با روش نیروی جانبی معادل با فرض مقدار ضریب کاهش پاسخ R برابر ۸ تحلیل شد. همچنین نسبت خود بازگشتی برابر ۱،۱ در نظر گرفته شد. نتایج طراحی نشان می‌دهد که، مقادیر F_{PTi} در بازه ۲۴۹-۷۲۵۶ کیلونیوتن و V_{FP} در بازه ۳۱۸-۹۶ کیلونیوتن قرار دارد. A_{PT} مورد نیاز و تعداد کابل معادل از رشته‌های ۱۵ میلی‌متر برای هر نمونه در نسبت بام هدف ۲ درصد توسط معادله ۳ محاسبه شد. هر یک از کابل‌ها شامل ۷ رشته ویژه استاندارد با شماره ۲۷۰ به قطر ۱۵،۲۴ میلی‌متر است که مشخصات آن از استاندارد $ASTM A416$ [۲۵] برگرفته شده است. بر این اساس، برای طراحی کابل‌ها، مدول الاستیسیته E_{PT} برابر ۱۹۳ $\frac{kN}{mm^2}$ و تنش نهایی برابر ۱،۸۶ $\frac{kN}{mm^2}$ و تنش تسلیم f_y برابر $0,9f_{uPT}$ انجام شده است. در نظر گرفته شد. شایان ذکر است که کرنش حدی کابل (ϵ_{limit}) برابر ۰،۸ درصد در نسبت دریافت هدف و سطح خطر DBE همانند مقادیر مشاهده شده در آزمایش‌های اترتون و مقادیر توصیه شده در آیین‌نامه $ACI ITG$ [۲۶] انتخاب شد. سطح کرنش اولیه کابل برابر با نسبت کرنش اولیه به کرنش حدی برای کنترل کرنش اولیه طراحی کابل برای هر یک از قاب‌ها محاسبه شده است. همان‌طور که در جدول ۲ آمده است، سطح کرنش اولیه همه قاب دارای مقادیر کمتر از ۱ بوده و قابل قبول می‌باشند.

در این مطالعه بر مبنای نتایج مطالعات تحلیلی و آزمایشگاهی ما و همکاران [۲۷] بر انواع مختلف فیوزهای فولادی، فیوز پروانه‌ای شکل بدون زوال با رفتار هیسترتیک پایدار استفاده شده است. ضخامت و نسبت لاغری (طول به ضخامت) ورق‌های فیوز به ترتیب برابر ۳۱،۷ میلی‌متر و ۲۲،۴ در نظر گرفته شد. تعداد فیوز و لینک‌های مورد نیاز بر اساس هندسه فیوز و مشخصات مصالح در نسبت دریافت هدف ۲ درصد با در نظرگیری حد کرنش برشی فیوز ۳۰ درصد با رابطه‌های ۶ و ۷ طراحی گردید.

خود می‌رسد در انتها، نسبت‌های SC^* ، UL و ED برای قاب‌های طراحی شده با معادلات ۶ و ۷ محاسبه و با معیارهای پذیرش کنترل گردید. همان‌طور که در جدول ۲ آمده است، نسبت‌های SC^* و UL برای همه قاب‌ها از مقدار ۱ بیشتر و نسبت ED محدودیت ۰،۲۵ را تأمین می‌کند. اعضای قاب با روش اصلاح شده تحلیل استاتیکی خطی معرفی شده در مرجع [۱۶] طراحی شده است. در این روش، از نیروهای تشدید شده حاصل از بحرانی‌ترین ترکیب بارگذاری برای طراحی اعضا استفاده شده است. شکل ۱ نتایج طراحی اعضای قاب را نشان می‌دهد.

جدول ۲: پارامترها و مشخصات سازه‌های قاب‌های مرکز‌گرای مورد مطالعه.

PG _f			PG _r			PG _r			PG _l			
۹st.	۶st.	۳st.	۹st.	۶st.	۳st.	۹st.	۶st.	۳st.	۹st.	۶st.	۳st.	
A _{۱۲}	A _{۱۱}	A _۱	A _۹	A _۸	A _۷	A _۶	A _۵	A _۴	A _۳	A _۲	A _۱	
۴۹۰٫۱	۴۴۲٫۴	۷۶۶٫۵	۴۹۰٫۱	۴۴۲٫۴	۷۶۶٫۵	۱۴۹۲	۱۳۵۶	۱۸۰۸	۱۴۹۲	۱۳۵۶	۱۸۰۸	V _u (kN)
۱۲۳۷۵	۷۶۵۸	۷۱۶۱	۱۲۳۷۵	۷۶۵۸	۷۱۶۱	۳۷۶۶۴	۲۳۴۶۷	۱۶۸۹۰	۳۷۶۶۴	۲۳۴۶۷	۱۶۸۹۰	M _u (kN.m)
۰٫۰۲۳	۰٫۰۳۱	۰٫۰۵۳	۰٫۰۲۳	۰٫۰۳۱	۰٫۰۵۳	۰٫۰۷	۰٫۰۹۵	۰٫۱۲۵	۰٫۰۷	۰٫۰۹۵	۰٫۱۲۵	C=V _u /w
۴۲۵	۳۰۰	۲۴۹	۳۳۰٫۵	۲۶۵۲	۱۵۴۳	۱۳۴۵	۷۴۳	۷۶۸	۷۲۵۶	۳۶۸۹	۲۰۶۲	F _{PTI} (kN)
۳۰۱	۲٫۶	۲٫۷	۴۱	۲۰	۱۷	۱۰	۶	۸٫۳	۲۶	۲۸	۲۲	A _{PT} (cm ²)
۲	۲	۲	۳۰	۱۵	۱۲	۷	۴	۶	۳۰	۲۰	۱۶	N _{PT}
۰٫۷۱	۰٫۵۸	۰٫۴۷	۰٫۷۱	۰٫۶۷	۰٫۴۷	۰٫۷۲	۰٫۶۷	۰٫۴۳	۰٫۷۲	۰٫۶۷	۰٫۴۷	L _{ei}
۱۰٫۵	۹۶	۱۳۹	۳۱۸	۲۵۶	۲۸۰	۱۰۵	۹۶	۱۳۹	۳۱۸	۲۵۶	۲۸۰	V _{fp} (kN)
۹-۲	۶-۲	۶-۲	۱۸-۵	۱۲-۴	۶-۴	۹-۲	۶-۲	۶-۲	۱۸-۵	۱۲-۴	۱۲-۴	N _{fs} -N _{lfs}
۱٫۳۷	۱٫۶۲	۱٫۶۵	۱٫۵۲	۱٫۸۷	۲٫۰۱	۱٫۹۳	۲٫۳۱	۲٫۱۰	۱٫۱۳	۱٫۲۹	۱٫۵۰	SC*
۱٫۱۵	۱٫۱۸	۱٫۲۲	۱٫۷۸	۱٫۵۴	۱٫۵۴	۱٫۵۴	۱٫۵۷	۱٫۵۴	۱٫۵۴	۱٫۵۴	۱٫۵۴	UL
۰٫۲۶	۰٫۲۵	۰٫۲۷	۰٫۳۱	۰٫۲۸	۰٫۲۹	۰٫۲۶	۰٫۲۷	۰٫۳۰	۰٫۳۷	۰٫۳۵	۰٫۳۶	ED

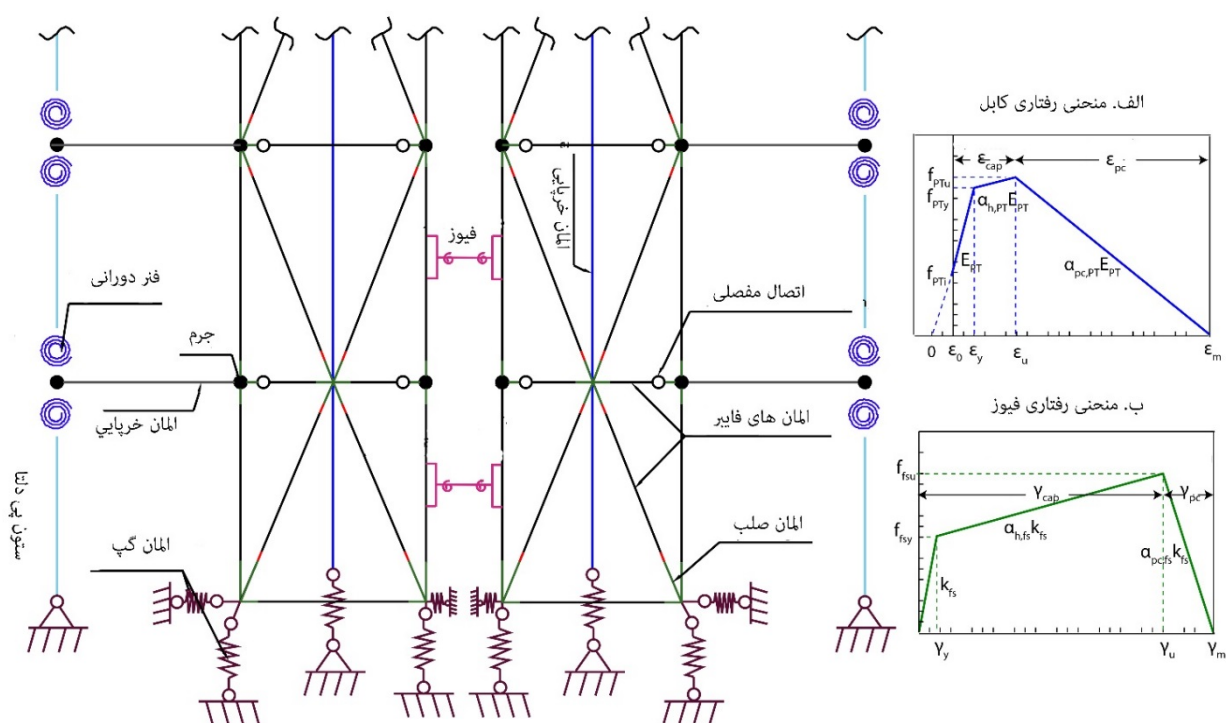
۴- مدل‌سازی قاب‌ها

شبهه‌سازی عددی و تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی فزاینده قاب‌ها با نرم‌افزار اپنسیز [۲۸] انجام شده است. شکل ۲ جزئیات مدل‌سازی قاب‌ها را نشان می‌دهد. قاب مهاربندی با استفاده از مصالح 'Steel02' و المان‌های فایبر 'Displacement Beam-Column' مدل شده است. برای شبهه‌سازی اثر غیرخطی هندسی در تحلیل‌های P-Δ، در دو طرف قاب‌ها ستون‌هایی مدل می‌شود. این ستون‌ها با استفاده از المان‌های 'elasticBeamColum' و 'Zero-length' مدل شده است و با استفاده از المان‌های صلب به قاب لرزه‌ای متصل می‌شود. در تراز طبقات بارهای متمرکز ثقیلی به ستون‌های تکیه اعمال می‌شود. برای مدل‌سازی شرایط مرزی قاب از مصالح 'Elastic-No Tension' و المان 'Zero-length' برای مدل‌سازی گپ استفاده می‌شود.

برای شبهه‌سازی کمانش داخل صفحه مهاربندها از ۱۰ المان فایبر به شکل سهمی با خطای هندسی اولیه برابر ۰٫۰۰۱ طول مؤثر مهاربند، مطابق تیرانس مجاز معرفی شده در استاندارد AISC [۲۹]، استفاده شده است. به منظور شبهه‌سازی دقیق رفتار کلی و موضعی مهاربندها، بر اساس مطالعات یوریز و مهین [۳۰]، گاست‌ها با المان‌های 'Force-based Beam-Column' و 'elasticBeamColum' مدل شدند.

کابل پس کشیده با ترکیبی از مصالح 'ElasticPP' و 'Hysteretic' و المان‌های خرپایی corotTruss مدل‌سازی شده است. شکل ۲-الف مصالح کابل‌ها با منحنی رفتاری سه خطی را نشان می‌دهد که قابلیت شبهه‌سازی تنش پس کشیدگی اولیه (تنش اولیه در کرنش صفر) و زوال تدریجی مقاومت در کابل را دارد. رفتار الاستیک خطی کابل با تنش اولیه آغاز می‌گردد و در تنش تسلیم به انتهای. سپس سیستم با سختی کینماتیک تا تنش نهایی ادامه می‌یابد. تنش نهایی شروع شاخه کاهنده می‌باشد. کرنش نهایی و کرنش شکستگی به‌عنوان تنش نهایی و تنش صفر به ترتیب برابر ۱ و ۵ درصد در نظر گرفته شده است [۱۷].

میراگرها به‌طور صریح با استفاده از المان‌های 'elasticBeamColum'، 'dispBeamColum' و 'rotational spring' برای شبهه‌سازی دقیق رفتار خمشی، محوری، و کمانش پیچشی جانبی مدل شده است. شکل ۲-ب منحنی پوش ایده آل مصالح فیوز را نشان می‌دهد که ترکیبی سری از مصالح 'Steel02' و 'Hysteretic' است. همان‌طور که شکل نشان می‌دهد، رابطه رفتاری سه خطی فیوز ابتدا به تنش تسلیم می‌رسد و سپس با سختی ثانویه تا تنش شکست ادامه می‌یابد. بر اساس نتایج آزمایش این نوع میراگرها [۲۷]، تغییر شکل برشی متناظر با شکست کامل فیوزها در کرنش برشی ۳۷ درصد ایجاد می‌گردد. شایان‌ذکر است، در شاخه کاهنده پس از تجربه حداکثرین مقدار، با شکست فیوز مقاومت فیوز با سختی کاهنده افت می‌کند.



شکل ۲: مدل سازی قاب مرکزگرا در اپنسیز.

۵- تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب‌های مرکزگرا

۵-۱- استخراج اضافه مقاومت و ظرفیت شکل‌پذیری قاب‌های مرکزگرا

اضافه مقاومت و شکل‌پذیری نقش مهمی در ایجاد یک حاشیه کافی در برابر فروریزش برای ساختمان در هنگام وقوع زلزله دارد [۳۱]. ضرایب اضافه مقاومت و ظرفیت شکل‌پذیری در آیین‌نامه‌های طراحی برای سازه‌های متعارف معرفی شده است. در این مقاله، با روال معرفی شده در فیما به کمی سازی این ضرایب برای سیستم لرزه‌ای قاب فولادی دارای برکنش پرداخته می‌شود. در این روال مقاومت و ظرفیت شکل‌پذیری مبتنی بر دوره تناوب با استفاده از نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی محاسبه می‌شود. شکل ۳-الف منحنی پوش آور سیستم مرکزگرا و نحوه محاسبه این ضرایب را که با معادله‌های ۸ و ۹ محاسبه می‌شود را نشان می‌دهد.

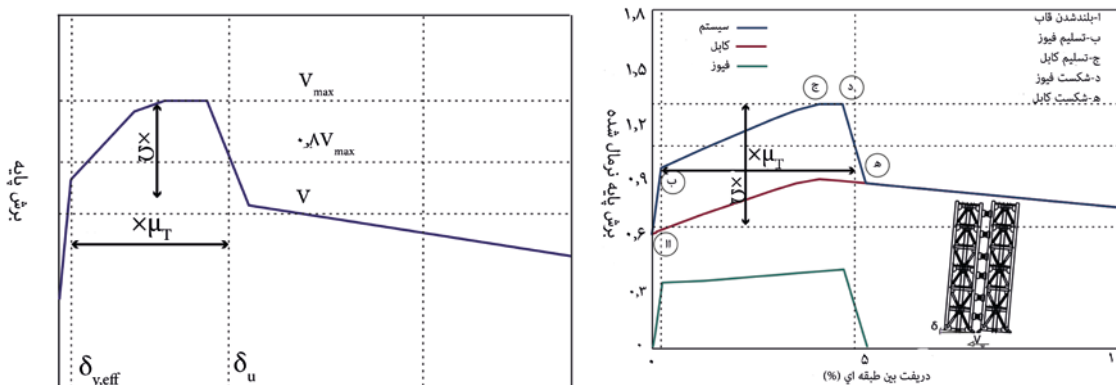
$$\Omega = \frac{V_{max}}{V} \quad (8)$$

$$\mu = \frac{\delta u}{\delta_{y,eff}} \quad (9)$$

که در آن V_{max} حداکثر برش پایه طراحی، V برش پایه طراحی سیستم $\delta_{y,eff}$ دریفت مؤثر تسلیم و δ_u جابجایی هدف بام متناظر با $0.8V_{max}$ است.

شکل ۳-ب مثالی از نحوه تعیین ضرایب برای سیستم مرکزگرا را با استفاده از منحنی پوش آور برای قاب ۳ طبقه گروه ۱ را نشان می‌دهد. این منحنی ترکیبی از رفتار کابل و فیوز است. همان‌طور که انتظار می‌رود، با افزایش بار جانبی، سیستم از روی فونداسیون بلند شده (نقطه A) و سپس فیوز و کابل‌ها تسلیم می‌شود (نقاط B و C). فیوز و کابل به ترتیب در نقاط D و E گسیخته می‌شوند. با توجه به شکل ۳، فیوزها در حدود نسبت دریفت بام ۰.۵ درصد تسلیم می‌شود و در حدود نسبت ۴ درصد کابل تسلیم و فیوز گسیخته می‌شود. در قاب‌های مورد مطالعه، شکست فیوزها در حدود ۳۰ برابر مقدار تسلیم فیوزها در تنش برشی حدود ۳۷ درصد رخ می‌دهد. شکست فیوز منبع اصلی زوال مقاومت سیستم است که سیستم پس از آن از رفتار کابل و قاب پیروی می‌کند. نسبت حداکثر ظرفیت جانبی به برش پایه طراحی،

یعنی ضریب اضافه مقاومت برابر 2.04 برای این نمونه به دست می‌آید. همچنین، ضریب μ با محاسبه مقادیر 0.36 و 4.6 درصد برای δ_y و δ_u برابر 12.9 می‌گردد. مقادیر ضرایب Ω و μ برای دیگر قاب‌ها نیز در جدول ۴ محاسبه شده است. نتایج نشان می‌دهد، مقدارهای Ω در محدوده $1.39-2.29$ با مقدار میانگین 1.95 است که این مقدار کمتر از مقادیر تعریف شده برای قاب‌های فولادی است. مقدارهای μ نیز بین $12.25-29.01$ با مقدار میانگین 17.21 اندازه‌گیری شد.

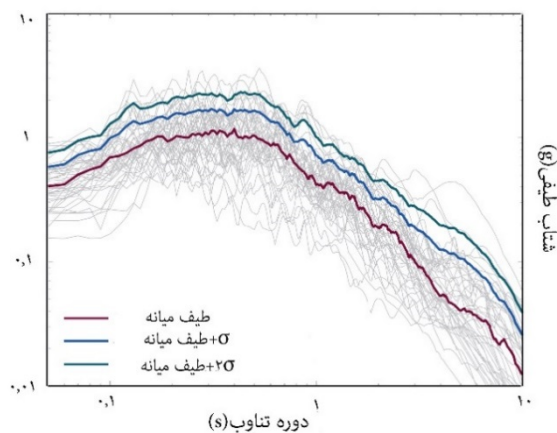


شکل ۳: الف) منحنی پوش ایده آل و تعریف پارامترهای طراحی اضافه مقاومت و ظرفیت شکل‌پذیری سیستم مرکزگرا (ب) نمونه‌ای از منحنی پوش آور ایده آل و کمی سازی ضرایب برای قاب سه طبقه گروه ۱.

۶- تحلیل دینامیکی غیرخطی قاب‌های مرکزگرا

۶-۱- مجموعه شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل

تحلیل دینامیکی غیرخطی با استفاده از ۲۲ زوج حرکات تکان قوی دور از گسل (جدول ۳) معرفی شده در FEMA P695 انجام می‌شود. مجموعه رکوردهای این دستورالعمل بر اساس ویژگی‌هایی همانند بزرگای زلزله، نوع منبع، شرایط سایت، فاصله منبع تا سایت تعداد رکوردها از هر رویداد و قوی‌ترین حرکت زمین رکورد شده شناسایی شده است [۲۲]. شکل ۴ شتاب طیفی رکوردهای مقیاس نشده دور از گسل را نشان می‌دهد. رکوردها از ۱۴ رویداد زلزله برگرفته شده است که دارای PGA ، M_w و PGV بزرگ‌تر از $0.2g$ ، 6.5 و 15 سانتی‌متر بر ثانیه است.



شکل ۴: شتاب طیفی مجموعه رکوردهای دور از گسل همراه با طیف‌های متوسط و یک و دو برابر انحراف استاندارد.

۲-۶- نتایج تحلیل‌های تاریخچه زمانی

در ارزیابی فروپاشی نیاز به بررسی دقیق رفتار قاب‌ها در سطوح مختلف شدت حرکت زمین است. شکل ۵ تاریخچه پاسخ نسبت دریافت بام و نیروی محوری کابل را برای قاب ۹ طبقه در معرض زلزله هکتور ماین و رکورد مقیاس شده به PGA برابر با ۱,۱۹g را نشان می‌دهد. شایان‌ذکر است از روش پیشنهادی در FEMA P695 برای مقیاس نمودن رکوردها استفاده شده است. مقایسه نتایج نشان می‌دهد، حداکثر نسبت دریافت بام و نیروی محوری کابل این قاب در معرض رکورد مقیاس نشده به ترتیب دارای مقادیر ۳ و ۱,۴۳ برابر رکود مقیاس شده است. نسبت دریافت بام باقیمانده پس از زلزله به مقادیر نزدیک به صفر می‌رسد. شکل ۵-الف نشان می‌دهد، رشته‌های کابل تحت رکورد مقیاس شده در حدود زمان ۶ ثانیه و ۳ درصد شروع به تسلیم می‌کند، که در آن زمان بلافاصله نیروی اولیه محوری کابل ۱۵ درصد کاهش یافته است.

۳-۶- ارزیابی ضریب کاهش پاسخ پیشنهادی برای قاب‌های مرکزگرا

در تعدادی از مراجع [۱۶,۱۷]، ضریب کاهش پاسخ برابر ۸ برای طراحی سیستم مرکزگرا همانند سیستم‌های مهاربندی خارج از مرکز فرض شده است. در این بخش، کفایت این ضریب لرزه‌ای برای طراحی قاب‌ها با استفاده از روال FEMA P695 صحت سنجی می‌شود. برای این منظور ابتدا مقادیر ظرفیت فروریزش طیفی SCT و پراکندگی رکورد به رکورد (β_{RTR}) آن برای هر یک از قاب‌ها با استفاده از تحلیل دینامیکی فزاینده بدست می‌آید. در روش تحلیل دینامیکی فزاینده، تقاضا و ظرفیت قاب‌ها برای مجموعه‌ای از رکوردهای مقیاس شده به سطوح شدت کم تا فروریزش تعیین می‌شود. سپس منحنی شکنندگی فروریزش اولیه BCF برای قاب‌ها که بیانگر رابطه احتمال فروریزش با شدت لرزه‌ای است با استفاده از مقادیر متوسط ظرفیت فروریزش طیفی (\bar{S}_{CT}) و β_{RTR} استخراج می‌گردد. مطابق روال FEMA P695، با استفاده از منحنی شکنندگی فروریزش اولیه نسبت حاشیه فروپاشی CMR توسط معادله زیر محاسبه می‌گردد [۲۲]:

$$CMR = \frac{\bar{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (10)$$

که، \bar{S}_{CT} میانگین شدت ظرفیت فروریزش سازه است که بر اساس پردازش منحنی‌های تحلیل دینامیکی بدست می‌آید. S_{MT} شدت لرزه‌ای زلزله در سطح خطر MCE در دوره تناوب اصلی سازه است.

دو مورد اصلاح بر روی منحنی شکنندگی فروریزش اولیه قبل از انجام ارزیابی فروریزش انجام می‌گیرد [۳۴]. ابتدا برای در نظرگیری عدم قطعیت کل β_{TOT} منحنی شکنندگی اولیه اصلاح می‌گردد. عدم قطعیت کل ناشی از عدم قطعیت‌های ذاتی رکوردها و دانش بشری می‌باشد که با استفاده رابطه زیر محاسبه می‌شود [۲۲]:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (11)$$

که در آن، β_{TOT} جذر مجموع مربعات منابع عدم اطمینان شامل پراکندگی رکورد به رکورد، عدم قطعیت‌ها در الزامات طراحی β_{DR} ، داده‌ها آزمایش β_{TD} و مدل‌سازی β_{MDL} است. برای مجموعه رکوردهای دور از گسل در نظر گرفته شده برابر با ۰,۴ است. برای دیگر منابع عدم قطعیت نیز مقادیر ۰,۱، ۰,۲، ۰,۳۵ و ۰,۵ را به ترتیب برای کمی سازی معیارهای کیفی عدم قطعیت عالی، خوب، متوسط و ضعیف معرفی شده است [۲۲].

اصلاح دیگر شیفت منحنی فروریزش اصلاح شده برای در نظرگیری اثر شکل طیفی مجموعه رکوردهای خام در نظر گرفته شده است [۳۳]. بر اساس مطالعه هسلتون و همکاران [۳۴]، شکل طیفی اثر قابل توجهی بر نتایج ارزیابی فروریزش دارد. پس از اصلاح منحنی شکنندگی، نسبت حاشیه فرو ریزش تنظیم شده ($ACMR$) با رابطه ۱۲ محاسبه می‌شود:

$$ACMR = SSF \times CMR \quad (12)$$

که در آن SSF ضریب شکل طیفی است که تابعی از دوره تناوب سازه و ظرفیت شکل‌پذیری سازه است.

جدول ۳: مجموعه شتاب‌نگاشت‌ها دور از گسل [۲۰].

فاصله اختگاه تا چشمه	PGA _{max} (g)	نوع گسل	ایستگاه	نام	سال	بزرگا	
۱۳,۳۰	۰,۵۲	Blind thrust	Beverly Hills Mulhol	Northridge	۱۹۹۴	۶,۷	۱
۲۶,۵۰	۰,۴۸		Canyon W Lost Cany	Northridge	۱۹۹۴	۶,۷	۲
۴۱,۳۰	۰,۸۲		Bolu	Duzce, Turkey	۱۹۹۹	۷,۱	۳
۲۶,۵۰	۰,۳۴		Hector	Hector Mine	۱۹۹۹	۷,۱	۴
۳۳,۷۰	۰,۳۵		Delta	Imperial Valley	۱۹۷۹	۶,۵	۵
۲۹,۴۰	۰,۳۸		El Centro Array#11	Imperial Valley	۱۹۷۹	۶,۵	۶
۸,۷۰	۰,۵۱		Nishi-Akashi	Kobe, Japan	۱۹۹۵	۶,۹	۷
۴۶,۰۰	۰,۲۴		Shin-Osaka	Kobe, Japan	۱۹۹۵	۶,۹	۸
۹۸,۲۰	۰,۳۶		Duzce	Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	۷,۵	۹
۵۳,۷۰	۰,۲۲		Arcelik	Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	۷,۵	۱۰
۸۶,۰۰	۰,۲۴	Strike-slip	Yermo Fire Station	Landers	۱۹۹۲	۷,۳	۱
۸۲,۱۰	۰,۴۲		Coolwater	Landers	۱۹۹۲	۷,۳	۲
۹,۸۰	۰,۵۳		Capitola	Loma Prieta	۱۹۸۹	۶,۹	۳
۳۱,۴۰	۰,۵۶		Gilroy Array #3	Loma Prieta	۱۹۸۹	۶,۹	۴
۴۰,۴۰	۰,۵۱		Abbar	Manjil, Iran	۱۹۹۰	۷,۴	۵
۳۵,۸۰	۰,۳۶		El Centro Imp. Cent	Superstition Hills	۱۹۸۷	۶,۵	۶
۱۱,۲۰	۰,۴۵		Poe Road (temp)	Superstition Hills	۱۹۸۷	۶,۵	۷
۲۲,۷۰	۰,۵۵		Rio Dell Overpass FF	Cape Mendocino	۱۹۹۲	۷,۰	۸
۳۲,۰۰	۰,۴۴		CHY101	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹	۷,۶	۹
۷۷,۵۰	۰,۵۱		Thrust	TCU045	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹	۷,۶
۳۹,۵۰	۰,۲۱	LA - Hollywood Stor	San Fernando	۱۹۷۱	۶,۶	۱	
۲۰,۲۰	۰,۳۵	Tolmezzo	Friuli, Italy	۱۹۷۶	۶,۵	۲	

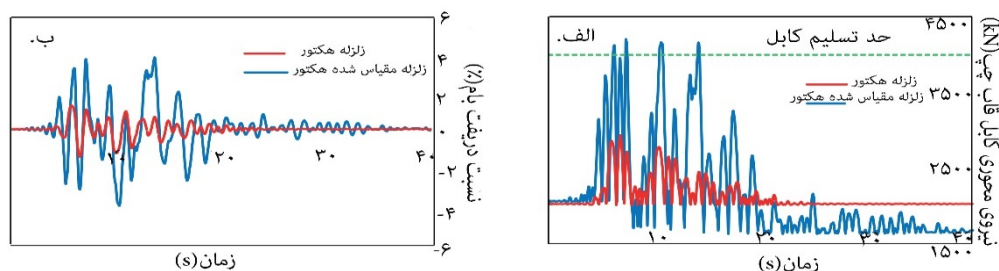
*مقدار بزرگ‌تر از دو مؤلفه عمودی گزارش شده است.

در انتها برای صحت سنجی مقدار فرض شده برای ضریب کاهش پاسخ فرض شده R، مقادیر ACMR با معیارهای پذیرش طراحی مقایسه می‌گردد. $ACMR_{1.0}$ و $ACMR_{2.0}$ معیارهای مجاز پیشنهاد شده توسط FEMA P695 می‌باشد که به ترتیب معیارهای کنترل کننده برای قاب‌ها و مجموعه قاب‌های در هر گروه است که با رابطه‌های ۱۳ و ۱۴ محاسبه می‌شود:

$$ACMR_i \geq ACMR_{1.0\%} \quad (13)$$

$$ACMR_i \geq ACMR_{2.0\%} \quad (14)$$

که: $ACMR_i$ و \overline{ACMR}_i ، $ACMR$ هر یک از قاب‌ها و میانه مقادیر $ACMR$ قاب‌های هر گروه عملکردی است که تابعی از β_{TOT} است. $ACMR_{/1.0}$ و $ACMR_{/2.0}$ نیز متناظر برابر احتمال فروریزش ۱۰ و ۲۰ درصد در سطح خطر MCE است.



شکل ۵: تاریخچه پاسخ الف) نیروی محوری کابل قاب و ب) نسبت دررفت بام برای قاب نه طبقه در معرض مؤلفه افقی زلزله هکتور و مقیاس شده آن به PGA برابر $1.91g$.

شکل ۶ نمونه‌هایی از منحنی‌های حاصل از تحلیل دینامیکی فزاینده و شکنندگی برای قاب‌های گروه ۱ را نشان می‌دهد. منحنی‌های شکنندگی پایه BCF (خطوط قرمز) با استفاده از توزیع لگ نرمال بر روی سطوح شدت فروریزش برای هر یک از قاب‌ها به دست آمده است. همان‌طور که در جدول ۴ آمده است، \hat{d}_{CT} برای تمامی قاب‌ها در محدوده 0.63 تا 2.01 با مقدار میانه 1.22 است.

شکل ۶-ب منحنی‌های شکنندگی اصلاح شده (با خطوط آبی) را نشان می‌دهد که با استفاده از \hat{d}_{CT} و β_{TOT} ترسیم شده است. عدم قطعیت کل با در نظرگیری کیفیت خوب الزامات طراحی و مدل‌سازی عددی ($\beta_{MDL} = 0.2$ و β_{DR}) و کیفیت عالی برای داده‌ها آزمایش ($\beta_{TDR} = 0.1$) برابر با 0.5 گردید. نتایج در جدول ۴ نشان می‌دهد که مقادیر محاسبه شده برای پارامتر حاشیه فروریزش CMR برای همه قاب‌ها در محدوده 1.19 – 4.71 است و دارای مقدار میانگین 2.74 است. به‌عنوان مثال، مقدار CMR برای ساختمان ۶ طبقه برابر 2.70 است که حاصل از نسبت \hat{d}_{CT} برابر با $1.86g$ به S_{MT} برابر با $0.69g$ می‌باشد. نتایج نشان می‌دهد که میانه احتمال فروریزش قاب‌های مورد مطالعه یک حاشیه مناسبی را نسبت به احتمال فروریزش در سطح شدت لرزه‌ای MCE فراهم می‌آورد.

در شکل ۶-ب منحنی SACF (خطوط سبز) قاب‌ها نشان داده شده است که با استفاده از ضرایب شکل طیفی و منحنی‌های شکنندگی تنظیم شده رسم می‌گردد. شایان ذکر است که مقادیر در منحنی‌های شکنندگی اولیه BCF و شیفت یافته SACF در سطح MCE با یکدیگر برابر هستند.

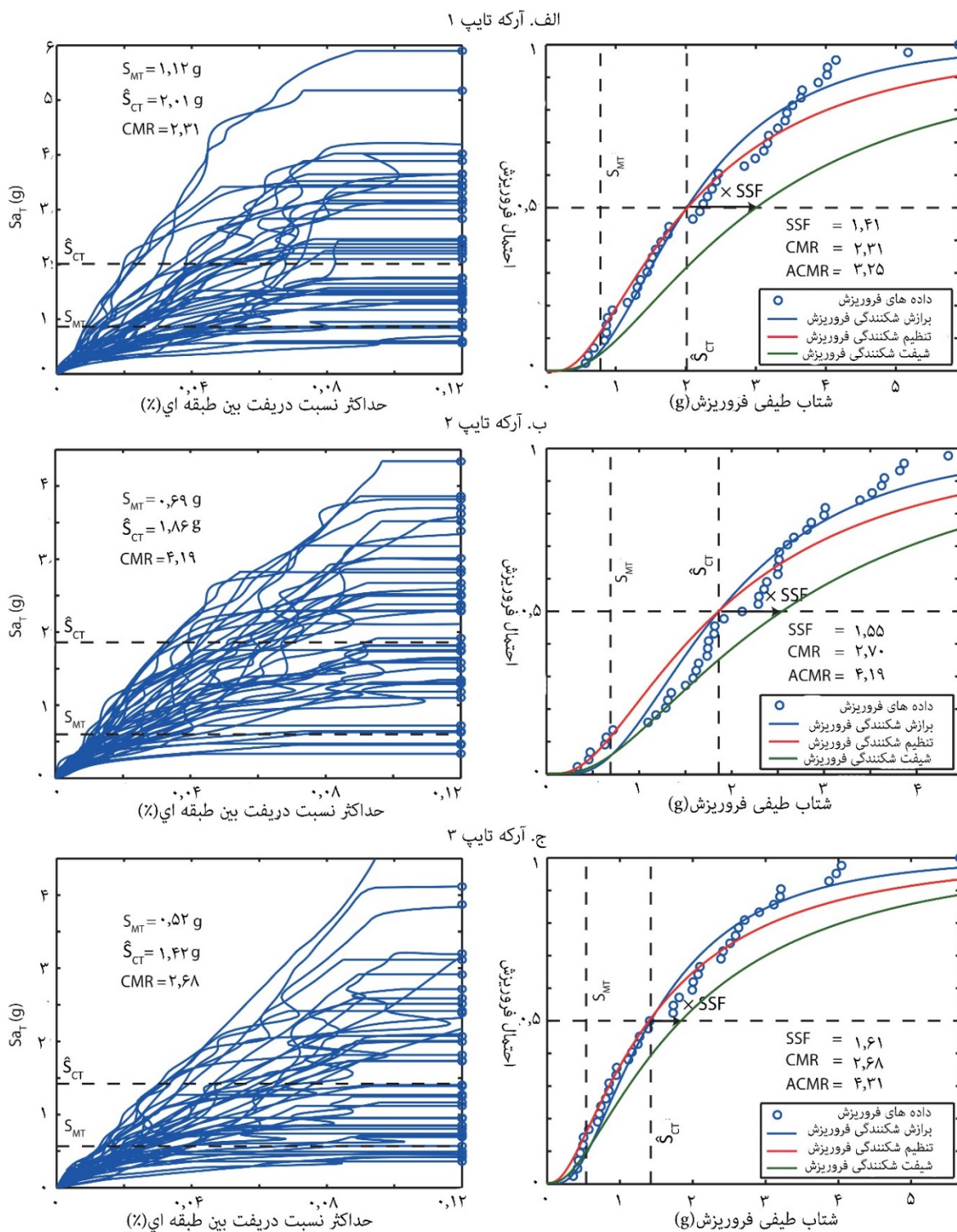
با استفاده دستورالعمل FEMA P695، مقادیر ضریب شکل طیفی SSF برای هر یک از قاب‌ها محاسبه و نتایج در جدول ۴ آمده است که برای سیستم‌ها با μ_T بزرگ‌تر از ۸ FEMA P695 محاسبه شده است. مقادیر $ACMR$ مستخرج از منحنی SACF آمده است. مقادیر متوسط برای هر یک از چهار گروه به ترتیب برابر با 3.67 ، 5.52 ، 2.49 و 4.64 است.

جدول ۴: ضرایب Ω و μ_T و ارزیابی فروریزش قاب‌های مرکزگرا

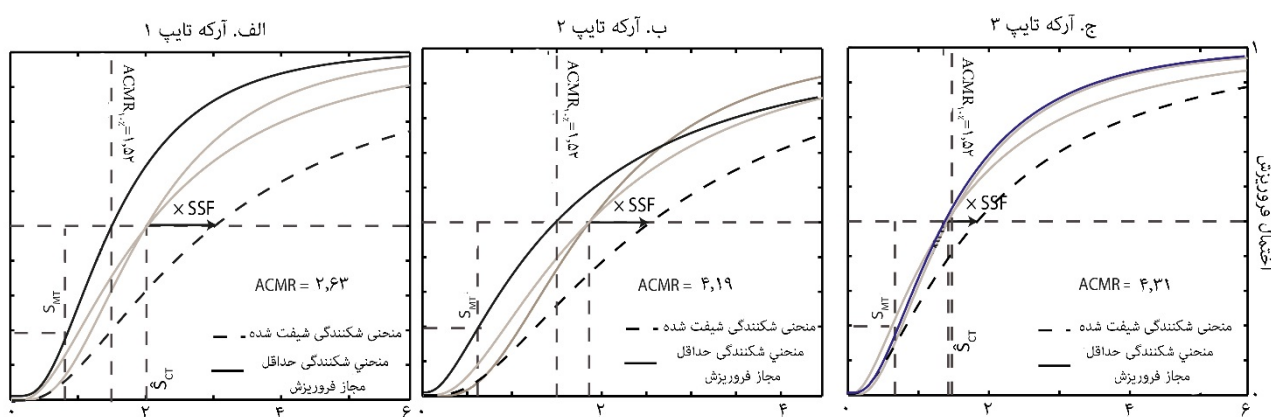
شماره آرکه تاپ	نتایج پوش آور		نتایج IDA			حاشیه فروریزش		کنترل عملکرد	
	μ	Ω	SCT (g)	SMT (g)	ACMR	SSF	CMR	ACMR مجاز	پذیرش / عدم پذیرش
گروه عملکردی ۱									
A ₁	۱۲.۹	۲.۰۴	۲.۰۱	۰.۸۷	۳.۲۵	۱.۴۱	۲.۳۱	۱.۵۲	پذیرش
A ₂	۱۴.۴۳	۱.۸۱	۱.۸۶	۰.۶۳	۴.۱۹	۱.۵۵	۲.۷۰	۱.۵۲	پذیرش
A ₃	۱۳.۲۵	۱.۶۸	۱.۴۲	۰.۵۳	۴.۳۱	۱.۶۱	۲.۶۷	۱.۵۲	پذیرش
میانه	۱۳.۱۹	۱.۸۴	۱.۷۶	۰.۷۸	۳.۶۷	۱.۵۲	۲.۳۹	۱.۹	پذیرش
گروه عملکردی ۲									
A ₄	۱۳.۱۴	۲.۲۹	۱.۲۵	۰.۳۷	۴.۰۲	۱.۲۰	۳.۳۵	۱.۵۲	پذیرش
A ₅	۱۶.۸۷	۲.۲۳	۱.۰۸	۰.۲۳	۶.۰۹	۱.۳۲	۴.۶۱	۱.۵۲	پذیرش
A ₆	۱۵.۶۶	۲.۲۷	۰.۸۱	۰.۱۸	۶.۴۵	۱.۳۸	۴.۷۱	۱.۵۲	پذیرش
میانه	۱۵.۲۲	۲.۲۸	۱.۰۲	۰.۲۶	۵.۵۲	۱.۳۲	۴.۲۲	۱.۹	پذیرش

گروه عملکردی ۳									
پذیرش	۱,۵۲	۲,۱۵	۱,۴۱	۱,۵۳	۱,۳۳	۰,۸۷	۱۶,۶۰	۱,۸۱	A _۷
پذیرش	۱,۵۲	۲,۸۵	۱,۵۵	۱,۸۵	۱,۲۷	۰,۶۷	۱۹,۲۲	۱,۶۳	A _۸
پذیرش	۱,۵۲	۲,۹۸	۱,۶۱	۱,۸۳	۰,۹۷	۰,۵۳	۲۹,۰۱	۱,۳۹	A _۹
پذیرش	۱,۹	۲,۴۹	۱,۵۲	۱,۶۲	۱,۱۹	۰,۷۸	۱۶,۲۱	۱,۶۱	میانه
گروه عملکردی ۴									
پذیرش	۱,۵۲	۳,۷۲	۱,۲۰	۳,۱۰	۱,۱۵	۰,۲۷	۲۳,۲۲	۲,۰۱	A _{۱۰}
پذیرش	۱,۵۲	۵,۳۲	۱,۲۳	۳,۹۶	۰,۹۱	۰,۲۳	۲۳,۲۹	۲,۰۷	A _{۱۱}
پذیرش	۱,۵۲	۴,۹۸	۱,۳۷	۳,۶۷	۰,۶۳	۰,۱۷	۲۴,۵۱	۲,۱۶	A _{۱۲}
پذیرش	۱,۹	۴,۶۴	۱,۳۰	۳,۵۶	۰,۹۱	۰,۲۶	۲۴,۲۲	۲,۰۸	میانه

شکل ۷ منحنی شکنندگی فروریزش حداقل مجاز (خطوط سیاه) را در مقایسه با منحنی شکنندگی اصلاح شده SACF (خطوط سیاه خطچین) قاب‌های گروه ۱ را نشان می‌دهد. میانگین مقادیر پذیرش $ACMR_{i/2}$ برای قاب‌ها برابر ۱,۵۲ می‌باشد. در نتیجه بر اساس معادله ۱۳، میانه احتمال فروریزش بدست آمده هر قاب ($ACMR_i$) بایستی از ۱,۹ برابر شدت لرزه‌ای MCE بیشتر باشد. همان‌طور که در جدول ۴ آمده است، همه قاب‌ها معیار پذیرش $ACMR_{i/2}$ را ارضا نموده و می‌توان طراحی آن‌ها را قابل پذیرش در نظر گرفت. با مراجعه به جدول ۴، $ACMR_i$ مقادیر چهار گروه نیز برابر ۳,۶۷، ۵,۵۲، ۲,۴۹ و ۴,۶۴ است که حداقل مقدار مجاز $ACMR_{i/2}$ را تأمین نموده است. در نتیجه، احتمال فروریزش قاب‌ها کمتر از ۵۰ درصد می‌باشد و طراحی سیستم مرکزگرا با ضریب کاهش پاسخ برابر ۸ یک حاشیه مناسبی در برابر فروریزش فراهم می‌نماید.



شکل ۶: نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده و منحنی‌های شکنندگی فروریزش برای قاب‌های گروه ۱.



شکل ۷: مقایسه حاشیه فروریزش تنظیم شده ACMR با حداقل مجاز $ACMR_{min}$.

۶-۴- سطح اعتماد به ضریب کاهش پاسخ پیشنهادی

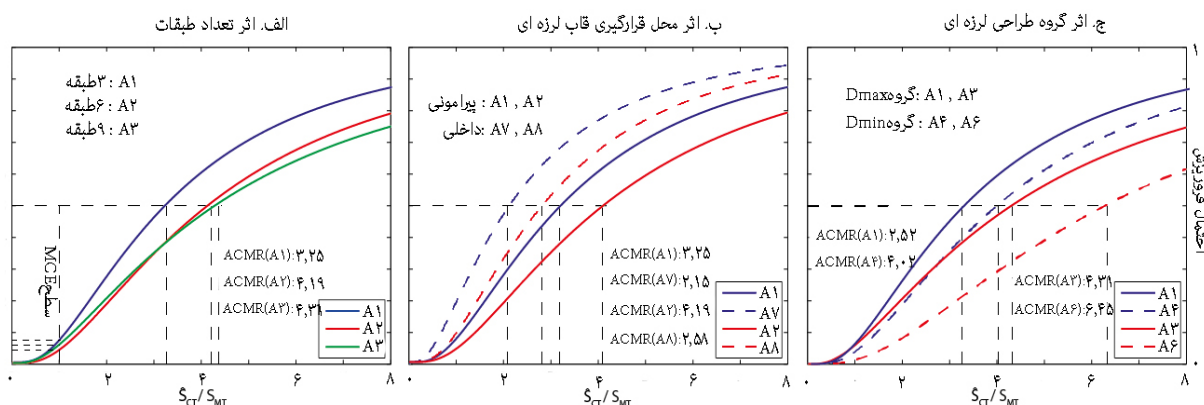
همان طور که اشاره شد، قاب‌ها بر اساس پارامترهای طراحی و مدل سازی به ۴ گروه مختلف تقسیم شده‌اند. در این بخش به اثر این پارامترها بر میزان حاشیه اعتماد به طراحی قاب‌ها می‌پردازد. بدین منظور، برای ایجاد قابلیت مقایسه قاب‌های مختلف با یکدیگر، منحنی‌های شکنندگی اصلاح شده نرمالایز می‌شوند. همان طور که شکل ۸ نشان می‌دهد، منحنی‌ها برحسب پارامتر نرمالایز شده $\frac{S_{CT}}{S_{MT}}$ ترسیم شده است. در این منحنی، احتمال وقوع ۵۰ درصد فروریزش نشان دهنده مقدار حاشیه فروریزش تنظیم شده ACMR می‌باشد.

تأثیر تعداد طبقات: شکل ۸-الف منحنی‌های شکنندگی نرمالایز شده برای قاب‌های گروه ۱ را نشان می‌دهد. در این مثال مقادیر ACMR برای قاب‌های مورد مطالعه به ترتیب برابر ۳،۲۵، ۴،۱۹ و ۴،۳۱ است. همان طور که مشهود است، مقادیر ACMR با افزایش تعداد طبقات افزایش می‌یابد. این موضوع نشان می‌دهد که حاشیه اطمینان به قاب‌های طراحی شده با مقدار R در احتمال وقوع فروریزش ۵۰ درصد با افزایش تعداد طبقات افزایش می‌یابد.

از طرفی شکل ۸-الف نشان می‌دهد که احتمال فروریزش در سطح MCE $(P_{col}[\frac{S_a}{S_{MT}}=1])$ برای این قاب به ترتیب تقریباً برابر ۴، ۵ و ۶ درصد است. در این مورد احتمال فروریزش در سطح MCE برای سازه ۹ طبقه از سازه ۶ طبقه بیشتر است، اما این روال برای سطوح شدت خطر بالاتر در حدود ۳،۲ برابر MCE معکوس می‌گردد.

تأثیر محل قرارگیری قاب‌های لرزه‌ای: مثال‌هایی از تأثیر محل قرارگیری قاب‌ها بر منحنی شکنندگی نرمالایز و مقادیر ACMR در شکل ۸-ب نشان داده شده است. در این مثال، قاب‌های A_1 و A_2 از نوع قاب محیطی و A_7 و A_8 از نوع داخلی می‌باشند. بر اساس شکل ۸-ب و جدول ۴، مقادیر ACMR قاب‌های داخلی برای همه مقادیر $\frac{S_{CT}}{S_{MT}}$ به طور یکنواخت از قاب محیطی بیشتر است. این مورد را می‌توان به مشارکت کمتر جرم در قاب‌های داخلی نسبت به قاب محیطی مرتبط ساخت که از احتمال فروریزش آن‌ها می‌کاهد. در نتیجه، حاشیه اطمینان طراحی به مقدار R برای قاب‌های محیطی بیشتر از نوع داخلی است.

تأثیر گروه طراحی لرزه‌ای: جهت دستیابی به اثر گروه طراحی لرزه‌ای بر مقادیر ACMR قاب‌های A_1 و A_3 با A_4 و A_6 مقایسه می‌شود که به ترتیب برای گروه‌های طراحی D_{min} و D_{max} طراحی شدند. با توجه به شکل ۸-ج مقادیر ACMR قاب‌های طراحی شده برای گروه SDC_{min} بیشتر از SDC_{max} است. این موضوع نشان می‌دهد که استفاده از ضریب R پیشنهادی برای قاب‌های گروه طراحی لرزه‌ای پایین‌تر قابل اعتمادتر است.



شکل ۸: تأثیر پارامترهای مدل سازی و زلزله بر روی منحنی های شکنندگی اصلاح شده و مقادیر ACMR.

۷ - خلاصه و نتیجه گیری

سیستم مهاربندی مرکزگرا دارای حرکت گهواره ای کنترل شده قابلیت محدود نمودن آسیب لرزه ای از طریق هدایت خسارت به المان های فیوزهای تعویض پذیر دارد؛ که در نتیجه آن می توان خسارت های اقتصادی و تلفات جانی را در زمان وقوع زلزله های شدید به مقدار قابل توجهی کاهش داد. این مقاله به تعیین ضرایب طراحی لرزه ای برای این سیستم نوین لرزه ای پرداخته است. این ضرایب با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی افزایشی برای قاب های کوتاه و متوسط مرتبه تعیین شده است. ضرایب شکل پذیری و اضافه مقاومت با تحلیل استاتیکی غیرخطی تعیین شد و کفایت ضریب کاهش پاسخ پیشنهادی با استفاده از مجموعه ای از تحلیل های دینامیکی افزایشی در معرض رکوردهای دور از گسل صحت سنجی شده است. با تحلیل آماری، منحنی شکنندگی و منحنی های تنظیم و اصلاح شده آن برای ارزیابی فروریزش هر یک از قاب ها استفاده شد. نسبت حاشیه فروریزش و نسبت حاشیه فروریزش تنظیم شده برای هر یک از قاب ها با استفاده از منحنی های شکنندگی فروریزش تنظیم شده محاسبه شده است. همچنین مطالعه ای برای بررسی تأثیر پارامترهای مدل سازی و لرزه ای از طریق مقایسه منحنی های شکنندگی فروریزش انجام شده است. نتایج کلی حاصل از این پژوهش به شرح زیر است:

۱- نتایج نشان می دهد که مقدار ضریب شکل پذیری قاب های در نظر گرفته شده در محدوده ۲٫۲۹-۱٫۳۹ است و دارای مقدار میانگین ۱٫۹۵ می باشد، که این مقادیر کمتر از مقدار ضریب شکل پذیری برای سیستم های قاب فولادی معمولی است. ضریب شکل پذیری قاب های مرکزگرا نیز در محدوده ۱۲٫۲۵-۲۹٫۰۱ قرار داشته و دارای میانگین ۱۷٫۲۱ است.

۲- مقدار متوسط ظرفیت فروریزش قاب ها در محدوده ۰٫۶۳-۲٫۰۱ است و مقدار میانگین آن ۱٫۲۲ می باشد. نتایج نشان می دهد که این مقادیر با افزایش تعداد طبقات کاهش می یابد. همچنین، ریسک خرابی قاب های طراحی شده محیطی به دلیل کاهش مقدار ظرفیت فروریزش نسبت به قاب داخلی مشابه کمتر است.

۳- نتایج نشان می دهد که مقادیر ACMR قاب های مورد مطالعه در محدوده ۱٫۶۸-۴٫۴۵ قرار گرفته است که از مقدار معیار مجاز $ACMR_{7/20}$ بیشتر است. علاوه بر این متوسط مقادیر ACMR قاب ها در محدوده ۲٫۴۹-۵٫۵۲ است که از حداقل مقدار قابل قبول $ACMR_{7/10}$ بیشتر می باشد. این نتیجه نشان می دهد که احتمال فروریزش قاب های طراحی شده با مقدار ضریب کاهش پاسخ پیشنهادی باعث ایجاد احتمال فروریزش کمتر از ۵۰ درصد می گردد، در نتیجه یک حاشیه ایمنی مناسبی را فراهم آورد.

۴- مقایسه مقادیر ACMR قاب های مرکزگرا حاصل از منحنی شکنندگی نرمالایز شده نشان داد که پارامترهای مدل سازی و لرزه ای به طور قابل توجهی بر میزان حاشیه اعتماد بر قاب های طراحی شده با ضریب کاهش پاسخ تأثیر دارد. چنانکه احتمال ۵۰ درصد فروریزش قاب ها با افزایش تعداد طبقات افزایش یافته است. علاوه بر این، مقادیر حاشیه ایمنی قاب ها طراحی شده برای گروه طراحی لرزه ای حداقل SDC_{min} از SDC_{max} بیشتر است.

مراجع

- [1] ASCE 7. (2005). Minimum design loads for buildings and other structures. ASCE 7- 05, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- [2] IBC, ICC. (2006). International Code Council, Inc(formerly BOCA, ICBO and SBCCI). International building code, 4051(1), pp.60478-65795.
- [3] Iwata, Y. Sugimoto, H. and Kuguamura, H (2006). Reparability limit of steel structural buildings based on the actual data of the Hyogoken-Nanbu earthquake. In; Proc. 38th Jt. Panel Wind Seism. Eff. NIST Spec. Publ., 1057, USA, pp.23-32.
- [4] Ramirez, C. M. Miranda, E. (2012). Significance of residual drifts in building earthquake loss estimation. Earthq. Eng. Struct. Dyn., 41(11), pp.1477-1493.
- [5] FEMA, Federal Emergency Management Agency. Next-Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines Program Plan for New and Existing Buildings. F. 445, Washington DC, USA (2006).
- [6] Group, T. G. W. (2010). Guidelines for performance-based seismic design of tall buildings. Berkeley: University of California (PEER Report No. 2010/05), California, USA.
- [7] Iwashita, K. Kimura, H. Kasuga, Y. and Suzuki, N. (2002). Shaking table test of a steel frame allowing uplift. J. of Struct. Constr. Eng., 13(6), pp. 47-54.
- [8] Midorikawa, M. Azuhata, T. Ishihara, T. and Wada, A. (2006). Shaking table tests on seismic response of steel braced frames with column uplift. Earthq. Eng. Struct. Dyn., 35(14), pp. 1767-85.
- [9] Wiebe, L. Christopoulos, C. (2014). Performance-based seismic design of controlled rocking steel braced frames. I: Methodological frame-work and design of base rocking joint. J. of Struct. Eng., 141(9): 04014226.
- [10] Tremblay R, Poirier LP, Bouaanani N, Leclerc M, Rene V, Fronteddu. (2008). Innovative viscously damped rocking braced steel frames. In: 14th World Conf. Earthq. Eng., Beijing, China.
- [11] Ajrab, J. J. Pekcan, G. and Mander, J. B. (2004). Rocking wall-frame structures with supplemental tendon systems. J. of Struct. Eng., 130(6), pp.895-903.
- [12] Grigorian, C. Grigorian, M. (2015). Performance control and efficient design of rocking-wall moment frames. J of Struct. Eng., 142(2): 04015139.
- [13] Wiebe, L. Christopoulos, C. Tremblay, R. Leclerc, M. (2013). Mechanisms to limit higher mode effects in a controlled rocking steel frame. 1: Concept, modelling, and low-amplitude shake table testing. Earth. Eng. Struct. Dyn., 42(7): 1053-1068.
- [14] Francesco, S. Palermo, A. Pampanin, S. (2015). Quasi-static cyclic testing of two-thirds scale unbonded posttensioned rocking dissipative timber walls. J of Struct. Eng., 142(4): E4015005.
- [15] Toranzo, L. Restrepo, J. Mander, J. and Carr, A. (2009). Shake-table tests of confined-masonry rocking walls with supplementary hysteretic damping. J. of Earthq. Eng., 13(6), pp.882-898.
- [16] Eatherton, M. R. and J. F. Hajjar. (2010). Large-scale cyclic and hybrid simulation testing and development of a controlled-rocking steel building system with replaceable fuses. Newmark Stru. Eng. Lab. University of Illinois at Urbana-Champaign, USA.
- [17] Ma, X. Krawinkler, H. and Deierlein, G. G. (2011). Seismic design and behavior of self-centering braced frame with controlled rocking and energy dissipating fuses. blume earthquake Eng (Vol. 174). Center TR.
- [18] Hall, K.S. Eatherton, M.R. and Hajjar, J.F. (2010). Nonlinear behavior of controlled rocking steel-framed building systems with replaceable energy dissipating fuses. Newmark Structural Engineering Laboratory. University of Illinois at Urbana-Champaign, USA.
- [19] Eatherton, M. R. Ma, X. Krawinkler, H. Mar, D. Billington, S. Hajjar, J. F. and Deierlein, G. G. (2014). Design Concepts for Controlled Rocking of Self-Centering Steel-Braced Frames. J. of Struct. Eng., 140(11).
- [20] Tahmasebi, E. Sause, R. Ricles J. M. Chancellor, N. B. and Akbas, T. (2014). Probabilistic Collapse Performance Assessment of Self-Centering Concentrically Braced Frames. In: Proc. 10th US National Conf. on Earthq. Eng., Anchorage, AK, USA pp. 5-21.
- [21] Ahmadi, O. Ricles, J. M. and Sause, R. (2014). Seismic collapse resistance of self-centering steel moment resisting frame systems. In: Proc. 10th US National Conf. on Earthq. Eng., Anchorage, AK, USA.
- [22] FEMA, Federal Emergency Management Agency. (2009). Quantification of Building Seismic Performance Factors. FEMA P695, Washington, D.C.
- [23] Gupta, A. and Krawinkler, H. (1999). Seismic demands for the performance evaluation of steel moment resisting frame structures. Doctoral dissertation, Stanford University.
- [24] Walsh, K. Q. and Kurama, Y. C. (2012). Effects of loading conditions on the behavior of unbonded post-tensioning strand-anchorage systems. PCI J., 57(1), pp.76-96.
- [25] ASTM. (2006). American Society for Testing and Materials International. Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete, ASTM Standard A416/A416M-06, West Conshohocken, PA.

- [26] ACI ITG. (2009). American Concrete Institute Innovation Task Group 5. Requirements for design of special unbonded posttensioned precast shear wall satisfying ACI ITG-5.1 (ACI ITG-5.2-09) and commentary, ACI ITG -5.2-09, Farmington Hills, MI.
- [27] Ma, X. Borchers, E. Pena, A., Krawinkler, H. and Deierlein, G. (2010). Design and behavior of steel shear plates with openings as energy-dissipating fuses. John A. Blume Earthquake Engineering Center Technical Report, (173).
- [28] OpenSees Website, <http://opensees.berkeley.edu>.
- [29] AISC. (2005). American Institute of Steel Construction. Code of standard practice for steel buildings and bridges, AISC 303-05, Chicago, Illinois, USA.
- [30] Uriz, P. and Mahin, S. (2004). Seismic vulnerability assessment of concentrically braced steel frames. Int. J. of Steel Struct., 4(4), pp.239-248.
- [31] Elnashai, A. and Mwafy, A. (2002). Overstrength and force reduction factors of multistorey reinforced-concrete buildings. Struct. Des. of Tall Build., 11(5), pp.329-351.
- [32] Vamvatsikos, D. and Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. Earthq. Eng. Struct. Dyn., 31(3), pp.491-514.
- [33] Deierlein, G. G. Liel, A. B. Haselton, C. B. Kircher, C. A. and Principal, K. (2008). ATC-63 methodology for evaluating seismic collapse safety of archetype buildings. In: ASCE-SEI Struct. Congr., Vancouver, Canada, pp.24-6.
- [34] Haselton, C. B. Baker, J. W. Liel, A. B. and Deierlein, G. (2009). Accounting for ground-motion spectral shape characteristics in structural collapse assessment through an adjustment for epsilon. J. of Struct. Eng., 137(3), pp.332-344.