

ارزیابی احتمالاتی فروریزش تدریجی قابهای خمشی فولادی (معمولی، متوسط و ویژه) تحت زلزله

کوروش مهدی زاده، عباس کرم الدین*

۱- دانشجوی دکتری مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران

چکیده

فروریزش ساختمان سطحی از عملکرد سازه است که در آن میزان صدمات جانی و مالی به حداکثر خود می رسد، لذا این رخداد می تواند ناگوارترین حادثه در صنعت ساخت و ساز باشد. با توجه به احتمال وقوع زلزله های مخرب در نقاط مختلف جهان، ارزیابی دقیق تر فروریزش سازه ها تحت زلزله و پیشگیری آن از چالش های مهم مهندسی سازه می باشد. در این راستا ارائه ی مدل‌هایی بر مبنای مطالعات آزمایشگاهی، لحاظ کردن پارامترهای موثر و در نظر گرفتن زلزله های مناسب می تواند گامی در جهت نیل به این هدف باشد. در این تحقیق یک سازه ی ۵ طبقه ی فولادی با سیستم های قاب خمشی معمولی، متوسط و ویژه (شکل پذیری های کم، متوسط و زیاد) مطابق ضوابط آئین نامه های داخلی طراحی شده اند. اثر کاهندگی مقاومت و سختی المانهای سازه بر اساس نتایج مدل های آزمایشگاهی لحاظ شده است و نقش شکل پذیری در ظرفیت فروریزش قابهای خمشی فولادی مورد نظر به صورت احتمالاتی بررسی شده است. به این منظور تحلیل های دینامیکی افزایشده تحت ۵۰ زوج شتابنگاشت پیشنهادی دستورالعمل FEMA P695 انجام شده است و منحنی های شکنندگی سطوح عملکرد مختلف توسعه یافته است. نتایج ظرفیت فروریزش بالاتر قاب خمشی فولادی ویژه را نسبت به قابهای خمشی متوسط و معمولی نشان داد. در سطح احتمال ۵۰ درصد، ظرفیت فروریزش قاب خمشی ویژه نسبت به قاب خمشی متوسط ۳۴ درصد و نسبت به قاب خمشی معمولی ۶۶ درصد افزایش نشان داد. همچنین نتایج نشان داد که به ازای شتابهای طیفی فروریزش مختلف، کاربرد قاب خمشی ویژه به جای قاب خمشی متوسط و معمولی می تواند به ترتیب تا ۳۰ و ۵۰ درصد احتمال فروریزش را کاهش دهد.

کلمات کلیدی: قاب خمشی فولادی، شکل پذیری، کاهندگی، ظرفیت فروریزش، تحلیل دینامیکی افزایشده، دستورالعمل FEMA P695، منحنی شکنندگی.

*نویسنده مسئول: عباس کرم الدین

پست الکترونیکی: a-karam@um.ac.ir

DOI: 10.22065/jsce.2017.75370.1066

شناسه دیجیتال

<http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.75370.1066>

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۹۵/۱۱/۱۳، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۳۹۶/۰۲/۲۳

۱- مقدمه

پیش بینی و جلوگیری از فروریزش ساختمانها یکی از چالش های مهم مهندسين در طرح لرزه ای سازه ها می باشد. اگر چه آسیب های سازه ای در سطوح مختلف قابل ارزیابی هستند، اما فروریزش ساختمانها از جمله رخدادهای ناگوار در صنعت ساخت و ساز محسوب می گردد که در آن صدمات جانی و مالی به بیشترین مقدار ممکن خود می رسد. فروریزش ساختمانها تحت زلزله به صورت فروریزش های موضعی (Local Collapse) و کلی (Global Collapse) نمایان می شود. در فروریزش موضعی معمولاً یک یا چند عضو باربر ثقلی سازه به دلیل آسیب از سیستم حذف و بخشی از سازه دچار فروریزش می شود. فروریزش موضعی می تواند به دلیل انتقال خسارت از المانی به المان دیگر (Progressive Collapse) تمام سازه را در برگیرد [۱،۲]. در فروریزش کلی تمام سازه قابلیت بهره برداری خود را از دست می دهد. فروریزش تدریجی (Incremental Collapse) نوعی از فروریزش کلی می باشد که جابجائی نسبی یک یا چند طبقه نسبت به سایر طبقات به اندازه ای بزرگ می شود که تحت اثر لنگر ثانویه ناشی از وزن ساختمان (اثر $P - \Delta$)، سازه عملاً قادر به بازگشت به حالت تعادل خود نخواهد بود و فروریزش کلی رخ خواهد داد. طی سالیان گذشته روشها و نگرش های مختلفی جهت مطالعه در زمینه ی فروریزش سازه ها ارائه شده است. در تحقیقات گذشته مدل های اتلاف انرژی دقیق و مبتنی بر کارهای آزمایشگاهی ارائه نشده بود و بیشتر تحقیقات مبتنی بر تحلیل های مدل های ساده ی یک یا چند درجه ی آزاد بوده است. آدام و همکاران در سال ۲۰۰۴ اثر $P - \Delta$ را بر فروریزش سازه های چند درجه آزاد از طریق تبدیل آنها به سازه ی یک درجه آزاد معادل بررسی کردند [۳]. در سال ۲۰۰۳ میراندا و آکار بدون در نظر گرفتن مدل های کاهندگی مقاومت المانهای سازه ای، ناپایداری دینامیکی سیستم های ساده ی سازه ای را بررسی کردند [۴]. ویلیامسون در سال ۲۰۰۳ با در نظر گرفتن اثر $P - \Delta$ ، آسیب وارد بر سیستمهای سازه ای را تحت زلزله بررسی کردند [۵]. برنال در سالهای ۱۹۹۲، ۱۹۹۸ و ۱۹۹۸ ناپایداری دینامیکی قابهای خمشی دو بعدی را تحت زلزله بررسی نمود [۶ و ۷]. تحقیق جدیدتر برنال و همکاران در سال ۲۰۰۶ مربوط به ناپایداری سیستم های سازه ای تحت زلزله های نزدیک گسل و با ارائه ی طیف های فروریزش بوده است [۹]. در یک و دو دهه ی اخیر به منظور در نظر گرفتن فاکتورهای موثر بر فروریزش لرزه ای سازه ها، تلاش برای در نظر گرفتن مدل های کاهندگی مقاومت و سختی المانها متمرکز بوده است. رهنما و کراوینکلر در سال ۱۹۹۳ اصول کاهندگی مقاومت المانها تحت بار سیکلی را توسعه دادند [۱۰]. در سال ۲۰۰۰ سانگ و پینچریا بدون در نظر گرفتن تبدیلات غیر خطی هندسی، اثر کاهندگی مقاومت و سختی را بر جابجائی غیر خطی بیشینه ی سیستمهای یک درجه آزاد بررسی کردند [۱۱]. ایبارا و همکاران در سال ۲۰۰۲ روشی جهت ارزیابی فروریزش سیستمهای سازه ای با در نظر گرفتن اثر توأم $P - \Delta$ و کاهندگی مقاومت و سختی المانها پیشنهاد کردند [۱۲]. ایبارا و کراوینکلر در سال ۲۰۰۵ منحنی های شکنندگی را برای سیستم های یک و چند درجه آزاد توسعه دادند و روشی برای محاسبه میانگین سالانه فروریزش ارائه دادند [۱۳]. در زمینه ی روشهای مبتنی بر تحلیل دینامیکی افزاینده (Incremental Dynamic Analysis) جهت ارزیابی ظرفیت فروریزش سازه ها می توان به مطالعات وامواستیکوس و کروئل در سال ۲۰۰۲، ایبارا و همکاران در سال ۲۰۰۵، و زارعیان و کراوینکلر در سال ۲۰۰۷ اشاره کرد [۱۴، ۱۵ و ۱۶]. تحقیقات آزمایشگاهی و ارائه مدل های مبتنی بر نتایج آزمایشگاهی همواره جایگاه مهمی در پیش بینی و ارزیابی دقیق تر خسارت سازه ها تحت زلزله داشته است. کاتو و همکاران در سال ۱۹۷۳ سعی نمودند به صورت تحلیلی فروریزش مدل های ساده ای را که توسط میز لرزه آزمایش شده بودند را پیش بینی نمایند [۱۷]. در این تحقیق فقط اثر پی دلتا در نظر گرفته شده است و از اثر کاهندگی مقاومت اعضا صرفنظر شده است. رادجرز و مهین در سال ۲۰۰۶ رفتار قاب خمشی فولادی با یک دهانه و دو طبقه با مقیاس یک سوم را توسط میز لرزه بررسی کردند و امکان شکست اتصالات تیر به ستون را بررسی و شبیه سازی های عددی را ارزیابی نمودند [۱۸]. از مهمترین آزمایشات لرزه ای انجام شده می توان به تحقیقات کاسای و همکاران در سال ۲۰۰۷، تادا و همکاران در سال ۲۰۰۷ و سوویتا و همکاران در سال ۲۰۰۷ با میز لرزه ای E-Defence ژاپن اشاره نمود [۱۹، ۲۰ و ۲۱]. این تحقیقات مربوط به فروریزش مدلی با مقیاس کامل یک ساختمان ۴ طبقه ی فولادی بود. هدف از این مطالعات توسعه ی توانائی های روشهای تحلیلی برای شبیه سازی مدل های سازه ای و گسترش اطلاعات جهت کنترل فروریزش سازه های فولادی بوده است. لیگنوس و کراوینکلر در سال ۲۰۰۹ و ۲۰۱۱ پایگاه داده ای برای مدل سازی المانهای فولادی بر اساس مدل سه خطی (IMK: Ibara Medina Krawinler) پیشنهادی ایبارا و همکاران ارائه کردند که قابل دسترسی و استفاده می باشد

[۱۵، ۲۲ و ۲۳]. لیگنوس و کراوینکلر در سال ۲۰۱۰ پارامترهای کاهندگی مربوط به مدل اصلاح شده ی IMK را برای ستونهای قوطی فولادی (HSS) و تحت نیروهای محوری مختلف ارائه کرده اند [۲۴].

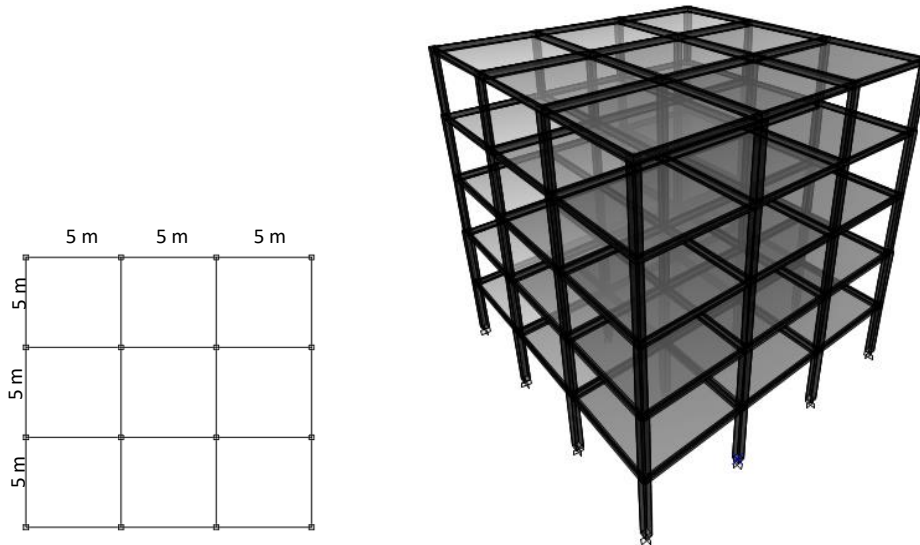
در این تحقیق تاثیر شکل پذیری بر ظرفیت فروریزش قابهای خمشی فولادی بررسی شده است. آئین نامه ی طراحی سازه های فولادی (مبحث دهم مقررات ملی ساختمان) سه نوع قاب خمشی فولادی را با شکل پذیری های کم، متوسط و زیاد معرفی نموده است [۲۵]. این قابها به ترتیب با عناوین قاب خمشی فولادی معمولی (OMF: Ordinary Moment Frame)، قاب خمشی فولادی متوسط (IMF: Intermediate Moment Frame) و قاب خمشی فولادی ویژه (SMF: Special Moment Frame) بیان شده اند. قابهای خمشی فولادی ویژه تغییر شکلهای غیر ارتجاعی بزرگتری تحت بارهای جانبی و زلزله تحمل می کنند و اتلاف انرژی بیشتری در مقایسه با دو سیستم دیگر دارند. قابهای خمشی معمولی نیز قابلیت تحمل تغییر شکلهای غیرارتجاعی کمتر و اتلاف انرژی ناچیز در اتصالات و المانها را دارا می باشند. با توجه به اینکه اجرای سازه های فولادی با انواع سیستم های قاب خمشی در کشورمان رایج می باشد، بررسی و مقایسه ی احتمالاتی رفتار آنها بر اساس روابط کاهندگی قابل اطمینان و با در نظر گرفتن زلزله های مناسب می تواند نگرشی نو نسبت به رفتار این سیستم ها ایجاد نماید. در این تحقیق مدل‌های سازه ای بر اساس روابط کاهندگی حاصل از نتایج آزمایشگاهی ایجاد شده است [۲۲، ۲۳ و ۲۴]. زلزله های مورد نظر شامل ۵۰ زوج شتابنگاشت دور از گسل، نزدیک گسل بدون پالس و با پالس مطابق دستورالعمل FEMA P 695 انتخاب شده است [۲۶]. با در نظر گرفتن سازه هایی با شکل پذیری های متفاوت، انتظار ارزیابی دقیق تری از نقش شکل پذیری در پتانسیل فروریزش سازه ها پیش بینی شده است. علاوه بر بررسی نقش شکل پذیری در ظرفیت فروریزش قابهای فولادی، ارزیابی و مقایسه ی احتمالاتی رفتار قابها در سطوح مختلف عملکرد دستورالعمل FEMA 356 شامل استفاده بلادرنگ (IO: Immediate Occupancy)، ایمنی جانی (LS: Life Safety)، آستانه فروریزش (CP: Collapse Prevention) نیز انجام شده است [۲۷].

۲- ارائه ی مدل ها و زلزله های مورد نظر

در این مطالعه یک سازه ی فولادی ۵ طبقه با سیستمهای قاب خمشی معمولی، متوسط و ویژه (معادل شکل پذیری های کم، متوسط و زیاد) بر اساس آئین نامه ی داخلی (مبحث ششم و دهم مقررات ملی) و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم طراحی گردید [۲۵، ۲۸ و ۲۹]. تعداد دهانه ها در هر طرف سه، عرض دهانه ها ۵ متر و ارتفاع طبقات نیز ۳ متر در نظر گرفته شد. بار مرده ی طبقات ۶۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار زنده ی طبقات و بام به ترتیب ۲۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع لحاظ گردید. تنش تسلیم فولاد ۲۷۵ مگاپاسکال و مدل الاستیسیته آن ۲۰۰۰۰۰ مگاپاسکال لحاظ شد. ضوابط مربوط به چشمه ی اتصال قاب های خمشی ویژه و متوسط کنترل شد و ضوابط مربوط به برقراری اصل ستون قوی-تیر ضعیف در قاب خمشی ویژه بررسی گردید. شکل ۱ نمای سه بعدی ساختمان و پلان آن را نشان می دهد. به منظور انجام تحلیل ها، ابتدا یک قاب میانی از سازه ی مورد نظر استخراج گردید. جدول ۱ مقاطع طراحی شده ی تیرها و ستونهای سه قاب را نشان می دهد.

نحوه ی در نظر گرفتن کاهش سختی و مقاومت المانهای تیر و ستون به هنگام اعمال بارهای رفت و برگشتی یکی از چالش های اساسی محققین در زمینه ی فروریزش سازه ها تحت زلزله بوده است. در این راستا مدل اصلاح شده ی IMK در بسیاری از تحقیقات مربوطه استفاده شده است. با توجه به آزمایش های مختلف برای تیرهای H و ستونهای HSS توسط لیگنوس و کراوینکلر، روابطی مبتنی بر نتایج آزمایشگاهی برای پارامترهای این مدل ارائه شده است [۲۳، ۲۴ و ۳۰]. شکل ۲ مدل سه خطی اصلاح شده ی IMK را نشان می دهد. بر اساس منابع مذکور، K_e سختی ارتجاعی، θ_y چرخش تسلیم، M_y ممان تسلیم، M_c ممان اوج، θ_c چرخش اوج، θ_p ظرفیت چرخش پلاستیک، θ_{pc} ظرفیت چرخش پلاستیک پس از نقطه ی اوج و θ_u چرخش نهائی می باشد. در این تحقیق مطابق شکل ۳، در دو انتهای المانهای تیر، ستون و یک گوشه ی چشمه ی اتصال از فنرهای پیچشی به منظور لحاظ کردن رفتار پلاستیسیته ی متمرکز استفاده گردید و خود المانها با رفتار ارتجاعی مدل شدند. مقدار چرخش نهائی نیز بر اساس مطالعات آزمایشگاهی منابع مذکور مقدار ۰,۰۶ پیشنهاد شده است [۲۳ و ۲۴]. به فنرهای پیچشی تیرها و ستون ها رفتار مدل اصلاح شده ی IMK با پارامترهای مراجع فوق اختصاص یافت. چشمه ی اتصال

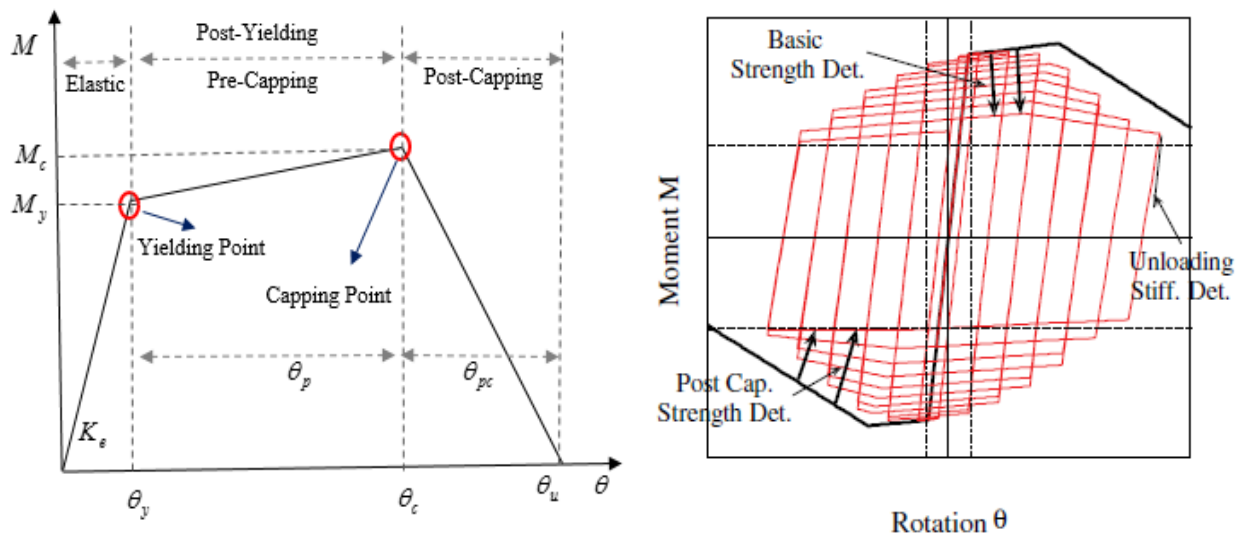
نیز بر اساس مطالعه ی گوپتا و کراوینکلر، مطابق روابط ۱ الی ۴ مدل سازی گردید [۳۱]. مدل مشابه سه خطی چشمه ی اتصال در دستورالعمل FEMA P 695 نیز پیشنهاد شده است [۲۶]. شکل ۴ رفتار سه خطی چشمه اتصال را بر اساس روابط پیشنهادی نشان می دهد.



شکل ۱: نمای سه بعدی و پلان سازه ی فولادی ۵ طبقه مورد نظر.

جدول ۱: مقاطع طراحی تیرها و ستونهای قاب میانی سازه های مورد نظر

موقعیت و نوع المانها	OMF	IMF	SMF
تیر	IPE450	IPE400	IPE360
ستون	HSS 320x320x20	HSS 300x300x12	HSS 330x330x15
تیر	IPE450	IPE400	IPE360
ستون	HSS 320x320x20	HSS 300x300x12	HSS 330x330x15
تیر	IPE450	IPE400	IPE330
ستون	HSS 260x260x10	HSS 280x280x12	HSS 290x290x12
تیر	IPE400	IPE360	IPE330
ستون	HSS 260x260x10	HSS 260x260x12	HSS 290x290x12
تیر	IPE360	IPE360	IPE300
ستون	HSS 240x240x10	HSS 260x260x12	HSS 270x270x10



شکل ۲: نمودار کاهندگی سه خطی و هیستریزیس بر اساس مدل اصلاح شده ی IMK [۲۵ و ۲۲].

$$V_y = 0.55 F_y d_c t_p \quad (1)$$

$$V_p = V_y \left(1 + \frac{3b_c t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right) \quad (2)$$

$$\gamma_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}G} \quad (3)$$

$$\gamma_p = 4\gamma_y \quad (4)$$

در روابط فوق تنش تسلیم فولاد، d_c عمق ستون، b_c پهناى بال ستون، t_p ضخامت جان، t_{cf} ضخامت بال ستون، G مدول برشى، V نیروى برشى و γ تغییر شکل برشى می باشد. سایر پارامترها در شکل ۴ مشخص شده اند. α پارامتر سخت شدگی کرنشى است که مقدار آن در این تحقیق ۳ درصد لحاظ گردید [۳۱]. مطابق منابع [۲۳ و ۳۰]، پارامترهای مدل کاهندگی تیر های H با ارتفاع کمتر از ۵۳۳ میلیمتر نیز مطابق روابط ۵ الی ۷ می باشد.

$$\theta_p = 0.0865 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.365} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.140} \left(\frac{L}{d} \right)^{0.340} \left(\frac{C_1 Unit d}{533} \right)^{-0.721} \left(\frac{C_2 Unit F_y}{355} \right)^{-0.230} \quad (5)$$

$$\theta_{pc} = 5.63 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.565} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.800} \left(\frac{C_1 Unit d}{533} \right)^{-0.280} \left(\frac{C_2 Unit \cdot F_y}{355} \right)^{-0.430} \quad (6)$$

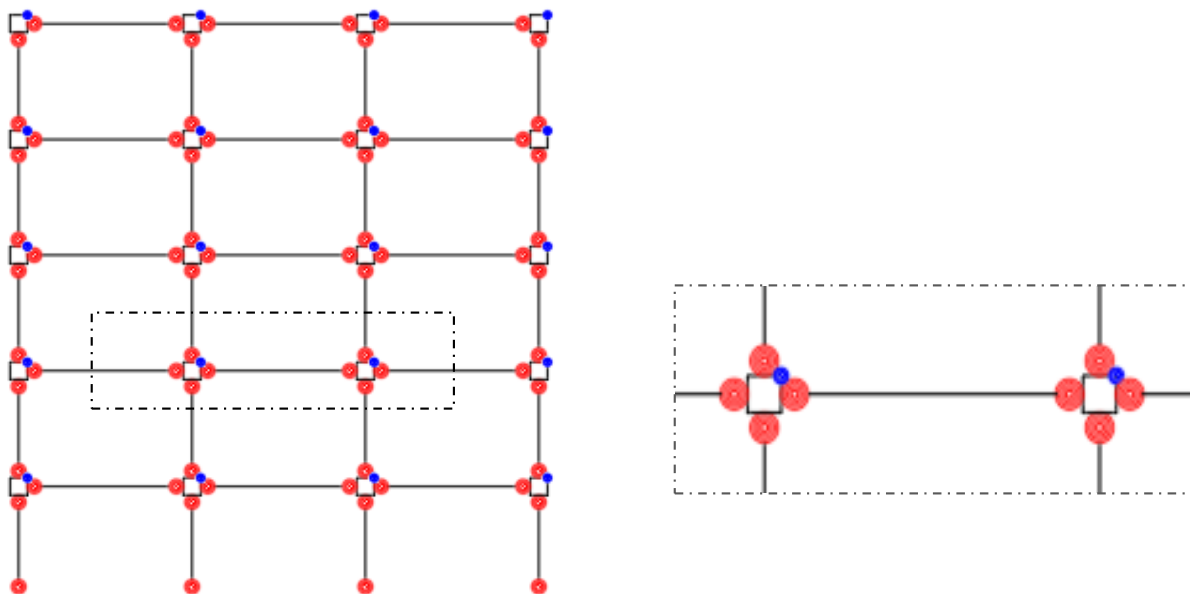
$$\Lambda = \frac{Et}{My} = 495 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-1.34} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.595} \left(\frac{C_2 Unit F_y}{355} \right)^{-0.360} \quad (7)$$

همچنین مطابق مرجع [۲۴]، برای ستون های HSS روابط ۸ الی ۱۰ ارائه شده است.

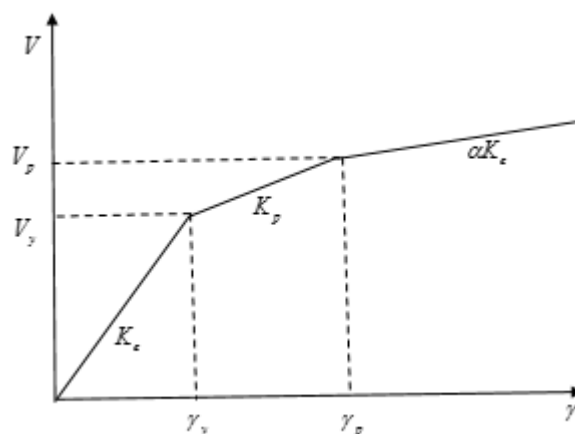
$$\theta_p = 0.614 \left(\frac{D}{t} \right)^{-1.05} \left(1 - \frac{N}{N_y} \right)^{1.18} \left(\frac{CF_y}{380} \right)^{-0.11} \quad (8)$$

$$\theta_{pc} = 13.82 \left(\frac{D}{t} \right)^{-1.22} \left(1 - \frac{N}{N_y} \right)^{3.04} \left(\frac{CF_y}{380} \right)^{-0.15} \quad (9)$$

$$\Lambda = \frac{E_t}{M_y} = 3012 \left(\frac{D}{t}\right)^{-2.49} \left(1 - \frac{N}{N_y}\right)^{3.51} \left(\frac{CF_y}{380}\right)^{-0.20} \quad (10)$$



شکل ۳: مدل قاب میانی سازه ی مورد نظر با فنرهای پلاستیک معرفی شده در المانهای تیر ، ستون و چشمه ی اتصال.



شکل ۴: رفتار سه خطی چشمه اتصال [۳۱].

در روابط فوق L طول المان، t_f ضخامت جان، d ارتفاع مقطع، h عمق جان، b_f پهنای جان، t_w ضخامت جان، N نیروی محوری ستون و N_y نیروی محوری تسلیم ستون می باشد. C و G_{1unit} و G_{2unit} پارامترهای تبدیل واحد هستند و در صورتی که ابعاد پارامترها بر حسب mm و MPa باشند مقادیر آنها برابر با یک خواهد بود. پارامتر D بعد ستون و t ضخامت ستون می باشد. E_t ظرفیت اتلاف انرژی هیسترتیک المان، M_y لنگر تسلیم المان و Λ ظرفیت دوران تجمعی المان می باشد. مطابق مطالعه ی لیگنوس و کراوینکلر در روابط پیشنهادی ستونهای HSS ، مقدار تنش تسلیم $275 \text{ Mpa} \leq F_y \leq 500 \text{ Mpas}$ و $18 \leq \frac{D}{t} \leq 100$ بوده است [۳۲].

به منظور انجام تحلیلهای دینامیکی افزاینده از زلزله های FEMA P 695 استفاده شد. این دستورالعمل ارزیابی احتمالاتی فروریزش سازه ها را در بر می گیرد. در این دستورالعمل مجموعه ای از ۲۲ زوج زلزله ی دور از گسل که بزرگی آنها بین ۶٫۵ تا ۷٫۶ در مقیاس ریشتر و فاصله ی آنها بیش از ۱۰ کیلومتری گسل می باشد ارائه شده است. همچنین ۱۴ زوج زلزله نزدیک گسل بدون پالس و ۱۴ زوج زلزله نزدیک

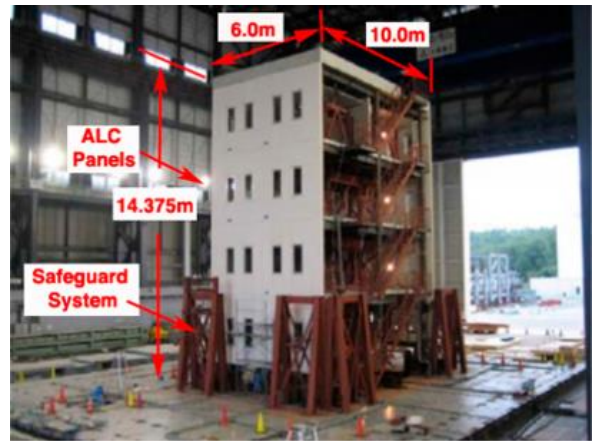
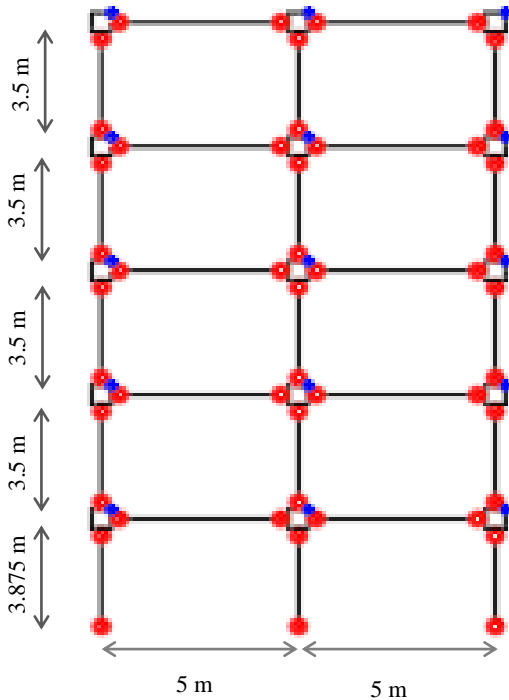
گسل با پالس پیشنهاد شده است. مطابق FEMA P 695، به منظور کاهش پراکندگی نتایج، این شتابنگاشتها ابتدا نسبت به سرعت حداکثر شتابنگاشت (PGV) مقیاس شده اند. همچنین در تحقیق حاضر شتاب طیفی همه ی رکوردها در پیوند مود اول سازه، $S_a(T_1, 5\%)$ ، به عدد یک مقیاس گردید. در این مطالعه هر سازه ۱۰۰ بار (معادل ۵۰ زوج شتابنگاشت) تحت تحلیل دینامیکی افزایشده قرار گرفت و برای هر تحلیل یک ظرفیت فروریزش بدست آمد و تعداد داده های کافی جهت ارزیابی دقیق تر احتمال فروریزش قابها استفاده گردید. جدول ۲ مشخصات زلزله های دور از گسل و نزدیک گسل با پالس و بدون پالس را نشان می دهد. در این جدول ضرایب مقیاس نهائی اعمال شده به شتابنگاشتهای مورد نظر ارائه شده است. این ضرایب بدون اعمال شتاب جاذبه (g)، مقدار شتاب طیفی زلزله ها در پیوند تجربی مود اول سازه را به عدد واحد مقیاس می کنند.

۳- صحت سنجی مدل سازی

سوویتا و همکاران یک سازه ی فولادی ۴ طبقه با ابعاد واقعی را در میز لرزه ی مرکز دفاعی ژاپن تحت شتابنگاشت زلزله قرار دادند و رفتار آن را در مرحله ی فروریزش مطالعه کردند [۳۳]. این سازه بر اساس آئین نامه ها و مقررات لرزه ای کشور ژاپن در آن زمان طراحی شده بود. تمام مشخصات مربوط به مقاطع و مصالح این سازه در منبع [۳۳] آمده است. شکل ۵ نمای کلی سازه ی مورد نظر را نشان می دهد. برای اعمال بار لرزه ای به سازه ی فوق از زلزله ی ثبت شده ی Kobe در ایستگاه Takatori استفاده شده است که مولفه های این زلزله به سازه فوق اعمال و در نتیجه فروریزش سازه به علت فروریزش تدریجی (Side-Sway) در طبقه ی اول گزارش شده است. لیگنوس و همکاران با توجه به نتایج این آزمایش تلاش کردند یک مدل تحلیلی عددی دقیق برای ارزیابی فروریزش سازه های فولادی ارائه کنند [۳۴]. آنها با ارائه ی نتایج دقیق نشان دادند که می توان با مدل سازی صحیح فروریزش سازه ها را ارزیابی و پیش بینی کرد. در این مطالعه عنوان شده است که مزیتی بین مطالعه ی سازه ی سه بعدی و قاب دو بعدی آن در ارزیابی پتانسیل فروریزش سازه مشاهده نکرده اند. در این مطالعه قاب دو دهانه ی این سازه مدل سازی گردید. شکل ۵ قاب مورد نظر را به منظور صحت سنجی نشان می دهد. در مدل رایانه ای صحت سنجی تحقیق حاضر نیز از فنرهای پیچشی پلاستیک در المانها و چشمه های اتصال استفاده شد و از اثر دال بر تیرها و ستون ها صرف نظر گردید. این قاب در نرم افزار OpenSees 2.5.0 مدل سازی و تحت زلزله ی راستای شرقی- غربی (EW) زلزله ی Kobe ایستگاه Takatori قرار گرفت [۳۵]. مطابق مرجع مورد نظر، زلزله ها در ۴ سطح ۲۰٪، ۴۰٪، ۶۰٪ و ۱۰۰٪ شتاب، به سازه اعمال و بیشترین گریز طبقه ی (نسبت جابجائی نسبی طبقه بر ارتفاع طبقه) سازه با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شد. نتایج مدل تحلیلی مطالعه ی لیگنوس و همکاران نتایج مشابهی با نتایج آزمایشگاهی داشته است [۳۴]. نتایج بدست آمده در این تحقیق نیز مطابقت خوبی با نتایج آزمایشگاهی داشت. شکل ۶ نتایج تحقیق لیگنوس و همکاران در ارزیابی پتانسیل فروریزش قاب دو دهانه ی مورد نظر و نتایج این تحقیق را نشان می دهد.

جدول ۲: زلزله های مورد نظر در تحلیل دینامیکی افزایشی با ضرایب مقیاس نهائی اعمال شده [۲۶]

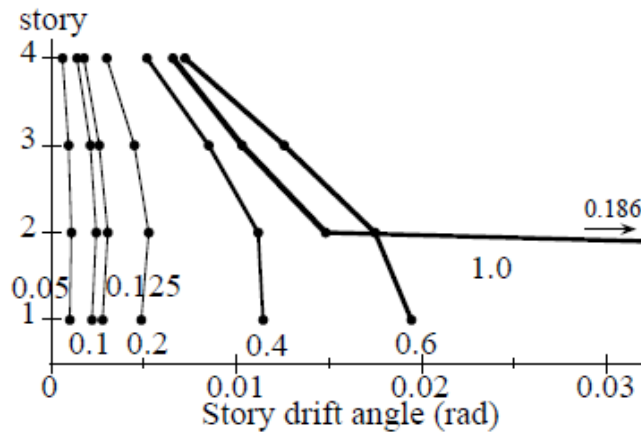
شماره	بزرگی (M)	سال وقوع	زلزله	ایستگاه زلزله	ضرایب مقیاس نهائی	
					مولفه T	مولفه L
زلزله های دور از گسل						
۱	۶٫۷	۱۹۹۴	Northridge	Beverly Hills-Mulhol	۱٫۱۳	۱٫۱۵
۲	۶٫۷	۱۹۹۴	Northridge	Canyon Country-WLC	۱٫۶۱	۱٫۰۹
۳	۷٫۱	۱۹۹۹	Duzce. Turkey	Bolu	۱٫۰۹	۰٫۷۵
۴	۷٫۱	۱۹۹۹	Hector Mine	Hector	۳٫۱۱	۳٫۰۱
۵	۶٫۵	۱۹۷۹	Imperial Valley	Delta	۱٫۸۶	۱٫۹۰
۶	۶٫۵	۱۹۷۹	Imperial Valley	El Santro Array #11	۲٫۷۵	۲٫۰۳
۷	۶٫۹	۱۹۹۵	Kobe. Japan	Nishi-Akashi	۱٫۵۵	۱٫۶۵
۸	۶٫۹	۱۹۹۵	Kobe. Japan	Shin-Osaka	۱٫۹۱	۱٫۶۷
۹	۷٫۹	۱۹۹۹	Kocaeli. Turkey	Duzce	۲٫۰۴	۱٫۸۰
۱۰	۷٫۵	۱۹۹۹	Kocaeli. Turkey	Arcelik	۶٫۳۵	۵٫۳۷
۱۱	۷٫۳	۱۹۹۲	Landers	Yermo Fire Station	۲٫۱۴	۳٫۹۹
۱۲	۷٫۳	۱۹۹۲	Landers	Coolwater	۲٫۶۰	۱٫۰۸
۱۳	۶٫۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	Capitola	۱٫۳۴	۱٫۲۴
۱۴	۶٫۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	Gilroy Array #3	۲٫۰۲	۳٫۱۲
۱۵	۷٫۴	۱۹۹۰	Manjil. Iran	Abbar	۱٫۵۲	۱٫۶۶
۱۶	۶٫۵	۱۹۸۷	Superstation Hills	El Centro Imp. Co	۱٫۶۴	۴٫۸۲
۱۷	۶٫۵	۱۹۸۷	Superstation Hills	Poe Road (temp)	۲٫۵۱	۲٫۹۲
۱۸	۷٫۰	۱۹۹۲	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	۱٫۶۱	۲٫۲۶
۱۹	۷٫۶	۱۹۹۹	Chi-Chi. Taiwan	CHY 101	۱٫۲۰	۱٫۲۳
۲۰	۷٫۶	۱۹۹۹	Chi-Chi. Taiwan	TCU 045	۲٫۰۰	۱٫۵۲
۲۱	۶٫۶	۱۹۷۱	San Fernando	LA - Hollywood Stor	۴٫۴۸	۶٫۶۸
۲۲	۶٫۵	۱۹۷۶	Friuli. Italy	Tolmezzo	۲٫۸۰	۱٫۵۹
زلزله های نزدیک گسل بدون پالس						
۲۳	۶٫۸	۱۹۸۶	Gazli. USSR	Karakyr	۱٫۰۱	۱٫۳۶
۲۴	۶٫۵	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	Bonds Korner	۱٫۰۰	۱٫۱۰
۲۵	۶٫۵	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	Chihuahua	۲٫۰۸	۱٫۲۷
۲۶	۶٫۸	۱۹۸۵	Nahanni. Canada	Site 1	۲٫۱۹	۱٫۳۸
۲۷	۶٫۸	۱۹۸۵	Nahanni. Canada	Site 2	۳٫۶۳	۲٫۰۴
۲۸	۶٫۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	BRAN	۰٫۹۱	۱٫۳۶
۲۹	۶٫۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	Corralitos	۱٫۰۴	۰٫۷۳
۳۰	۷٫۰	۱۹۹۲	Cape Mendocino	Cape Mendocino	۰٫۹۸	۲٫۵۸
۳۱	۶٫۷	۱۹۹۴	Northridge-01	LA - Sepulveda VA	۰٫۶۰	۰٫۶۹
۳۲	۶٫۷	۱۹۹۴	Northridge-01	Northridge-Saticoy	۲٫۱۴	۰٫۸۹
۳۳	۷٫۵	۱۹۹۹	Kocaeli. Turkey	Yarimca	۱٫۵۴	۱٫۵۳
۳۴	۷٫۶	۱۹۹۹	Chi-Chi. Taiwan	TCU067	۰٫۹۰	۱٫۳۲
۳۵	۷٫۶	۱۹۹۹	Chi-Chi. Taiwan	TCU084	۰٫۴۰	۰٫۸۵
۳۶	۷٫۹	۲۰۰۲	Denali. Alaska	TAPS Pump Sta.#11	۱٫۰۷	۱٫۸۳
زلزله های نزدیک گسل با پالس						
۳۷	۶٫۵	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	El Santro Array #6	۱٫۳۶	۱٫۶۸
۳۸	۶٫۵	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	El Santro Array #7	۱٫۳۱	۰٫۷۳
۳۹	۶٫۹	۱۹۸۰	Irpinia. Italy-01	Sturno	۲٫۷۴	۲٫۳۱
۴۰	۶٫۵	۱۹۸۷	Superstation Hills-02	Parachute Test Site	۱٫۰۲	۱٫۲۱
۴۱	۶٫۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	Saratoga-Aloha	۲٫۰۹	۴٫۰۲
۴۲	۶٫۷	۱۹۹۲	Erzincan. Turkey	Erzincan	۱٫۱۵	۱٫۲۷
۴۳	۷٫۰	۱۹۹۲	Cape Mendocino	Petrolia	۰٫۷۲	۰٫۶۰
۴۴	۷٫۳	۱۹۹۲	Landers	Lucerne	۱٫۳۷	۲٫۵۳
۴۵	۶٫۷	۱۹۹۴	Northridge-01	Rinaldi Receiving Station	۰٫۴۸	۱٫۰۹
۴۶	۶٫۷	۱۹۹۴	Northridge-01	Sylmar-Olive View	۱٫۰۶	۰٫۸۳
۴۷	۷٫۵	۱۹۹۹	Kocaeli. Turkey	Izmit	۳٫۷۸	۴٫۸۰
۴۸	۷٫۶	۱۹۹۹	Chi-Chi. Taiwan	TCU065	۰٫۹۴	۰٫۷۷
۴۹	۷٫۶	۱۹۹۹	Chi-Chi. Taiwan	TCU102	۱٫۲۳	۲٫۴۱
۵۰	۷٫۱	۱۹۹۹	Duzce. Turkey	Duzce	۰٫۹۷	۰٫۹۷



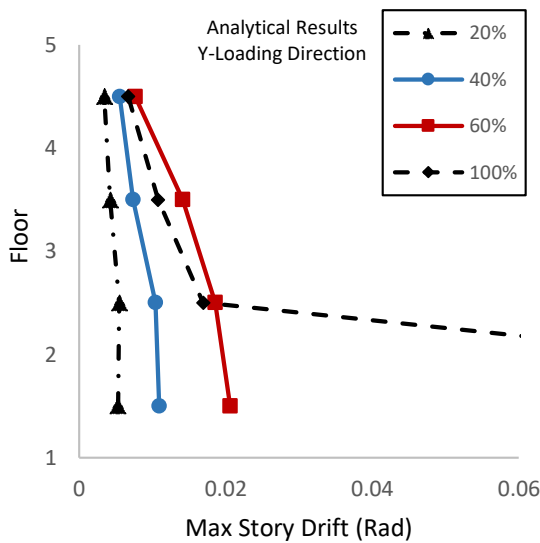
شکل ۵: مدل آزمایشگاهی با مقیاس واقعی در میز لرزه ای مرکز دفاعی ژاپن [۳۳] و قاب دو دهانه ی مدل سازی شده جهت صحت سنجی.

۴- نتایج تحلیل

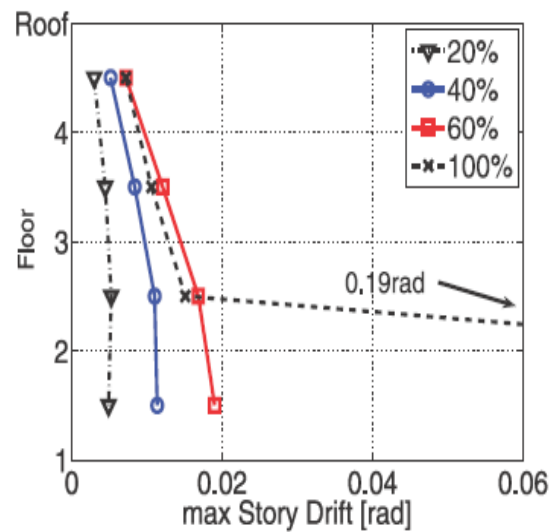
به منظور ارزیابی عملکرد سازه ها تحت بار جانبی، ابتدا تحلیل استاتیکی غیر خطی (بار جانبی افزاینده ی استاتیکی) هر سه قاب انجام گردید. نسبت لنگر پلاستیک ستون به تیر در چشمه ی اتصالات قاب خمشی ویژه به نحوی اصلاح شدند که به لحاظ مقاومت جانبی و سختی، سه قاب شرایط مشابهی داشته باشند و اختلاف اساسی آنها شکل پذیری باشد. شکل ۷ نتیجه تحلیل استاتیکی غیر خطی سه قاب را نشان می دهد. بر اساس تعریف FEMA P 695 شکل پذیری سه قاب خمشی معمولی، متوسط و ویژه از نمودارهای فوق به ترتیب ۲،۳، ۴،۲ و ۶،۳ بدست آمد. در محاسبه شکل پذیری بر اساس این دستورالعمل، جابجائی نهائی (در ۸۰ درصد مقاومت جانبی) بر جابجائی انتهای رفتار خطی در مدل دو خطی ارائه شده تقسیم شده است. مطابق (NIST, 2011) و تحقیق زرگر و مدینا در سال ۲۰۱۴ به منظور تحلیل استاتیکی غیر خطی سازه ها از پیش بارگذاری $1.05D + 0.25L$ استفاده گردید که D و L بارهای مرده و زنده می باشند [۳۶ و ۳۷]. رابطه ی ۱۱ به منظور محاسبه ی نیروی محوری ستونها پیشنهاد شده است [۳۶ و ۳۷].



الف) نتایج مدل آزمایشگاهی سو ویتا و همکاران [۳۳]



ج) نتایج تحلیل مدل پیشنهادی در تحقیق حاضر

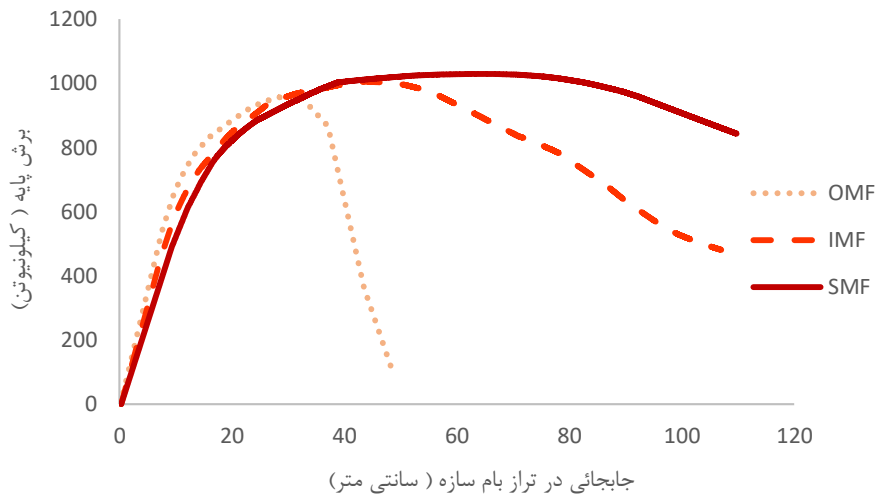


ب) نتایج تحقیق لیگنوس و همکاران [۳۴]

شکل ۶: نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی مدل‌های سازه‌ی مورد نظر تحت زلزله‌ی Kobe

$$P_r = P_{grav} + 0.5P_{E_3max} \quad (11)$$

در رابطه‌ی فوق P_r نیروی محوری کل ستون، P_{grav} نیروی محوری ستونها ناشی از بارهای ثقلی و P_{E_3max} بیشترین نیروی محوری ستونها تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی می باشد. جهت اجرای مدلها از نرم افزار کد باز OpenSees 2.5.0 استفاده گردید. با انجام تحلیل دینامیکی افزایشده روی سازه های مورد نظر، ظرفیت فروریزش سازه ها مطابق شکل ۸ بدست آمده است. ظرفیت فروریزش سازه ها روی هر نمودار متمایز شده است. این نقاط به دلیل افزایش جزئی و تدریجی شدت هر زلزله و تعداد زیاد نقاط بدست آمده در هر نمودار از دقت نسبتاً بالایی برخوردار می باشند.



شکل ۷: نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی سه قاب خمشی معمولی، متوسط و ویژه.

مطابق شکل ۸، ظرفیت فروریزش قاب خمشی فولادی معمولی کمتر از سایر قاب ها می باشد. بیشترین شتاب فروریزش این قاب ۵,۳ g بدست آمده است. فروریزش این سازه بیشتر در شتابهای کمتر از ۴g رخ داده است. حداقل شتاب فروریزش نیز در حدود ۰,۳g بدست آمده است. مطابق این شکل، در مورد قاب خمشی متوسط، شتابهای فروریزش بزرگتر از قاب خمشی معمولی می باشد. بیشترین و کمترین شتاب فروریزش این قاب به ترتیب ۶g و ۱,۲g بدست آمده است. قاب خمشی ویژه، بیشترین ظرفیت را در مقابل فروریزش نشان داده است. بزرگترین شتاب فروریزش ۷,۴g و کمترین ۱,۷g می باشد. با توجه به شکل ۸ ملاحظه می گردد که بیشترین گریز طبقه ی در آستانه ی فروریزش سازه ها، در قاب خمشی معمولی مقادیر کمتر و در قاب خمشی ویژه مقادیر بیشتری را نشان می دهند. پراکندگی مقادیر گریز طبقه و شتاب فروریزش در سازه ها در نمودارهای شکل ۸ ملاحظه می گردد.

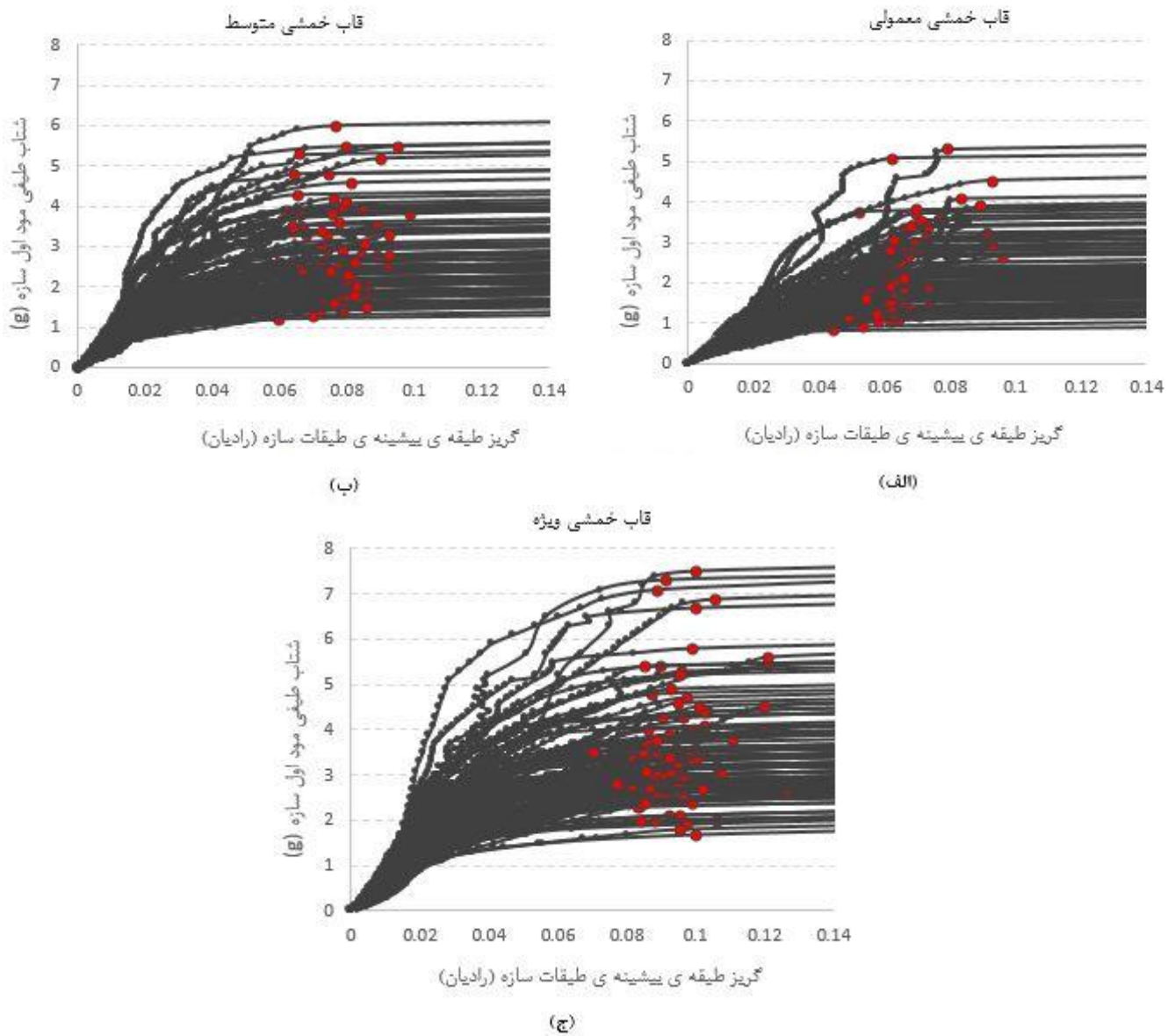
برای تولید منحنی های شکست بر اساس نتایج حاصل از تحلیل های دینامیکی افزایشی، از روشهای آماری استفاده شده است. هدف استخراج منحنی های شکست برای حدود مختلف IO ، $CPLS$ ، فروریزش تدریجی و تفسیر احتمالاتی و مقایسه ی رفتار قابهای مورد نظر بوده است. برای شرایط فوق منحنی های شکست بر اساس رابطه ی ۱۲ بدست آمده است [۱۳]:

$$Fragility(x) = P[S_a \geq S_{a,c} | S_a = x] = P[S_{a,c} \leq x] \quad (12)$$

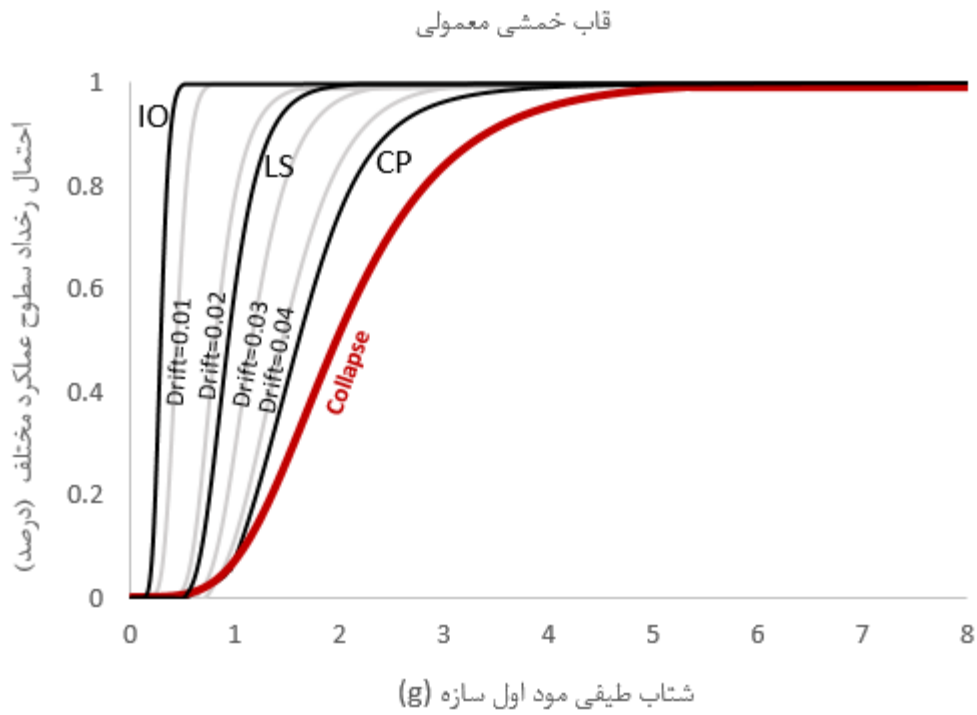
$Fragility(x)$ ، مقدار عددی منحنی شکست فروریزش به ازای شتاب طیفی X می باشد. S_a شتاب طیفی و $S_{a,c}$ ظرفیت فروریزش سازه می باشد. $P[S_{a,c} \leq x]$ احتمال فراگذشت شتاب طیفی X از ظرفیت فروریزش سازه می باشد. منحنی شکست می تواند به عنوان تابع توزیع تجمعی (CDF) شتاب های فروریزش تحلیلهای دینامیکی افزایشی تحت زلزله های مختلف نیز برآورد گردد [۱۳].

مطابق شکل ۹، منحنی های شکست سطوح عملکرد مختلف قاب خمشی معمولی ارائه شده است. مطابق دستورالعمل های مختلف مقادیر گریز طبقه ی معادل سطوح عملکرد قابهای خمشی فولادی ارائه شده است [۲۷ و ۳۸]. در تغییرشکلهای گذرا، گریز طبقه ی ۰,۷ درصد بیان کننده ی سطح عملکرد IO ، ۲,۵ درصد سطح عملکرد LS و گریز طبقه ی ۵ درصد سطح عملکرد CP را نشان می دهد. علاوه بر سطوح عملکرد مذکور، منحنی های شکنندگی مربوط به گریز طبقه های بیشینه (به فواصل ۰,۱) نیز ارائه شده است. شکل ۱۰ و ۱۱ نیز منحنی های شکنندگی مربوط به قابهای خمشی متوسط و ویژه را نشان می دهند. مطابق این اشکال با افزایش مقادیر جابجائی نسبی طبقات، فواصل منحنی شکست کمتر شده است. در قابهای خمشی متوسط و ویژه این مساله بیان کننده ی تغییر شکلهای بزرگتر با افزایش شتاب زلزله می باشد. با توجه به منحنی های بدست آمده مطابق جدول ۳، خلاصه ی نتایج برای سطوح احتمال ۲۰٪، ۵۰٪ و ۸۰٪ و سطوح عملکرد IO ، LS ، CP و آستانه ی فروریزش تدریجی ارائه شده است. مطابق این جدول احتمال رخداد سطح عملکرد IO ، برای سه قاب اختلاف محسوسی ندارد. بیشترین اختلاف مربوط به سطوح CP و فروریزش سازه می باشد. نتایج نشان می دهد که قاب خمشی ویژه ظرفیت پذیرش

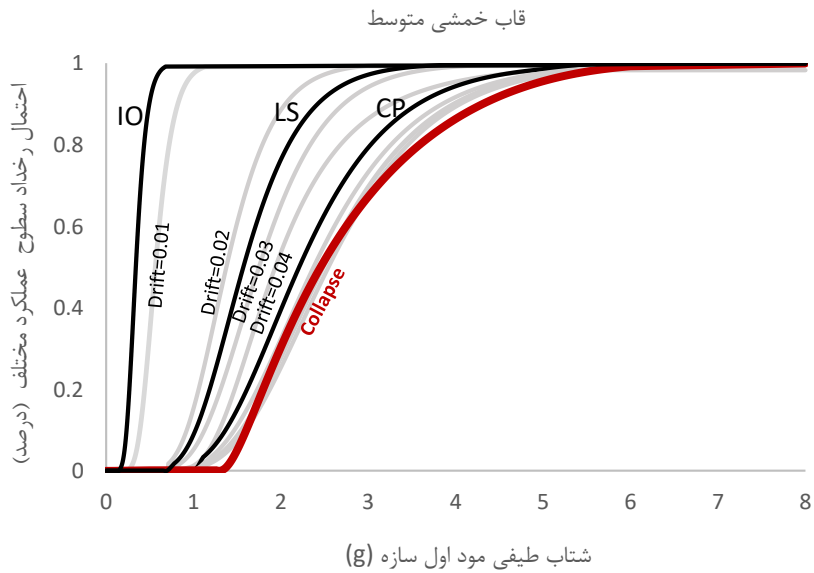
شتابهای بیشتر و تغییر شکلهای بزرگتر را دارد. به عنوان نمونه، به ازای احتمال رخداد ۵۰ درصد، شتاب طیفی فروریزش قاب خمشی معمولی، متوسط و ویژه به ترتیب مقادیر ۱،۹۷g، ۲،۴۵g و ۳،۲۷g می باشد. به ازای احتمال ۸۰ درصد، شتاب طیفی فروریزش به همان ترتیب ۲،۸۱g، ۳،۵۹g و ۴،۳۱g می باشد.



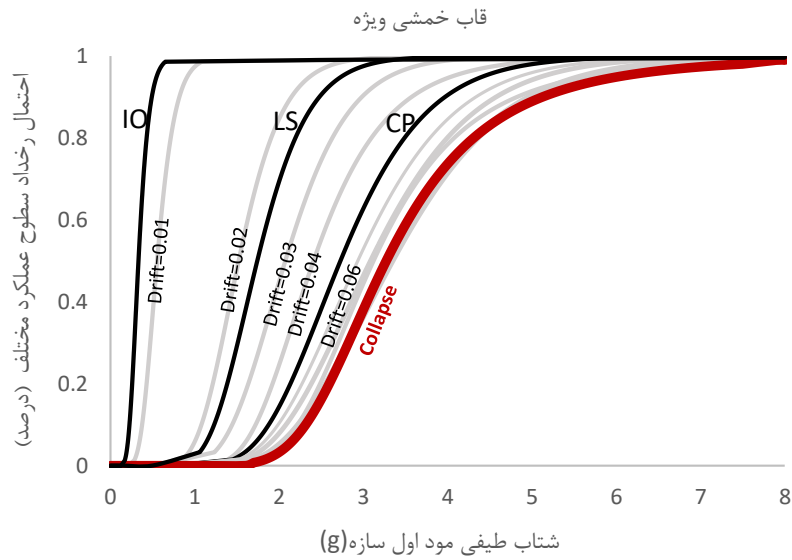
شکل ۸: نتایج تحلیل دینامیکی افزاینده ی سه قاب خمشی معمولی، متوسط و ویژه تحت ۵۰ زوج شتابنگاشت FEMA P 695



شکل ۹: منحنی های شکنندگی قاب خمشی فولادی معمولی برای سطوح عملکرد و مقادیر گریز طبقه ی بیشینه ی مختلف.



شکل ۱۰: منحنی های شکنندگی قاب خمشی فولادی متوسط برای سطوح عملکرد و مقادیر گریز طبقه ی بیشینه ی مختلف.

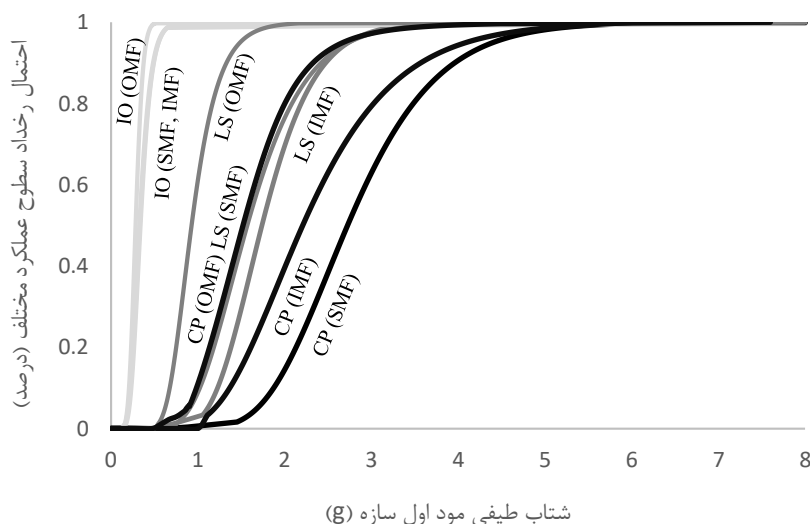


شکل ۱۱: منحنی های شکنندگی قاب خمشی فولادی ویژه برای سطوح عملکرد و مقادیر گریز طبقه ی بیشینه ی مختلف.

جدول ۳: احتمال رخداد سطوح عملکرد IO, LS, CP و فروریزش تدریجی را برای احتمال های ۲۰٪، ۵۰٪ و ۸۰٪.

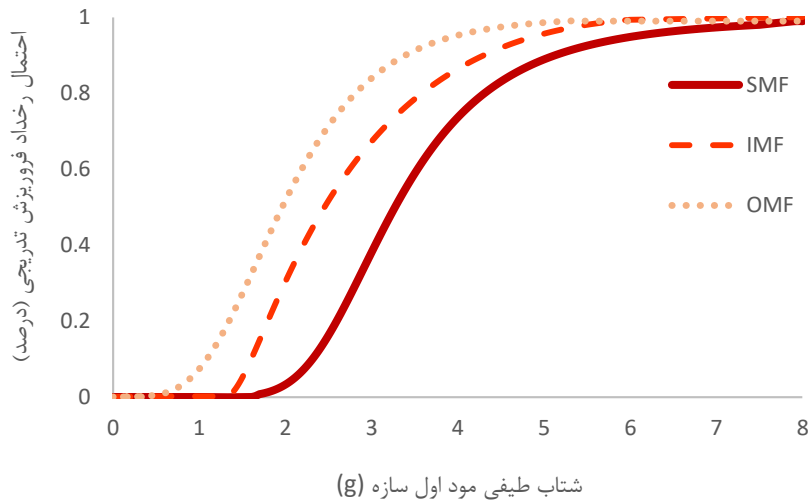
سطح احتمال (درصد)	قاب خمشی	IO(g)	LS(g)	CP(g)	Side-Sway Collapse(g)
۲۰	OMF	۰٫۲۳	۰٫۸۶	۱٫۱۹	۱٫۳۵
	IMF	۰٫۲۶	۱٫۱۹	۱٫۶۱	۱٫۸۰
	SMF	۰٫۲۵	۱٫۳۸	۲٫۱۳	۲٫۶۵
۵۰	OMF	۰٫۲۸	۱٫۰۷	۱٫۶۰	۱٫۹۷
	IMF	۰٫۳۴	۱٫۵۵	۲٫۲۱	۲٫۴۵
	SMF	۰٫۳۳	۱٫۷۴	۲٫۷۳	۳٫۲۷
۸۰	OMF	۰٫۳۴	۱٫۳۶	۲٫۱۱	۲٫۸۱
	IMF	۰٫۴۳	۲٫۰۳	۳٫۰۳	۳٫۵۹
	SMF	۰٫۴۳	۲٫۲۰	۳٫۵۰	۴٫۳۱

شکل ۱۲ مقایسه ی رفتار قابهای مورد نظر را برای سطوح عملکرد مختلف نشان می دهد. مطابق این شکل، به ازای مقادیر شتاب طیفی مختلف، احتمال رخداد سطح عملکرد LS در قاب SMF، معادل سطح CP در قاب OMF می باشد. همچنین به عنوان نمونه به ازای شتاب طیفی ۲g، احتمال سطح عملکرد CP در قاب SMF، ۱۵ درصد و به ازای همین شتاب احتمال LS در قاب IMF، ۷۸٪ می باشد. به همین ترتیب انواع مقایسه ها بین قابها و سطوح عملکرد آنها ملاحظه می شود.

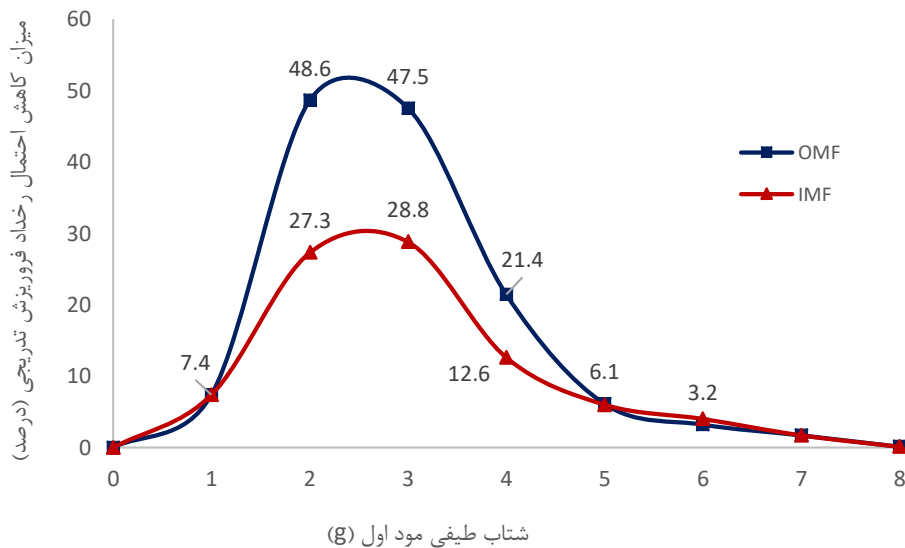


شکل ۱۲: منحنی های شکنندگی قاب های خمشی فولادی مورد نظر برای سطوح عملکرد مختلف.

شکل ۱۳ منحنی های شکنندگی را برای ظرفیت فروریزش تدریجی قابها نشان می دهد. همانطور که این شکل نشان می دهد، قاب خمشی ویژه ظرفیت فروریزش بیشتری نسبت به سایر قابها نشان داده است. با توجه به این شکل، به عنوان نمونه به ازای شتاب طیفی ۳g، احتمال فروریزش قاب خمشی ویژه ۳۸ درصد، قاب خمشی متوسط ۶۷ درصد و قاب خمشی معمولی ۸۴ درصد می باشد. شکل ۱۴ اختلاف احتمال فروریزش قاب خمشی ویژه نسبت به قابهای متوسط و معمولی را نشان می دهد. مطابق این شکل بیشترین نقش قاب خمشی ویژه در کاهش فروریزش سازه به ازای شتابهای طیفی ۲g الی ۳g می باشد. مثلاً به ازای شتاب طیفی ۳g، قاب خمشی ویژه نسبت به معمولی، ۴۷٫۵ درصد باعث کاهش رخداد فروریزش شده است و نسبت به قاب خمشی معمولی ۲۸٫۸ درصد احتمال فروریزش کاهش یافته است. به ازای شتابهای طیفی کمتر از ۲g و بیش از ۵g اختلاف محسوسی در عملکرد قابها در سطح فروریزش ملاحظه نمی شود.



شکل ۱۳: منحنی شکنندگی ظرفیت فروریزش تدریجی قابهای خمشی معمولی، متوسط و ویژه.



شکل ۱۴: درصد کاهش احتمال فروریزش قاب خمشی ویژه نسبت به قابهای متوسط و معمولی.

۵- نتیجه گیری

در این مطالعه سازه ی فولادی ۵ طبقه با سیستم قاب خمشی ویژه، متوسط و معمولی (شکل پذیری های زیاد و متوسط و کم) مطابق آئین نامه های داخلی طراحی گردید. با استخراج قاب میانی سازه، مدل غیر خطی هر سه قاب در نرم افزار OpenSees 2.5.0 ایجاد شد. در انتهای المانها از مفاصل متمرکز پلاستیک استفاده گردید. پارامترهای کاهندگی مقاومت و سختی المانها تحت زلزله نیز بر اساس نتایج آزمایشگاهی در نظر گرفته شد. با اعمال ۱۰۰ رکورد (۵۰ زوج شتابنگاشت) پیشنهادی دستورالعمل FEMA P 695 و انجام تحلیل های دینامیکی افزاینده، داده های خروجی و ظرفیت های فروریزش کافی جهت ارزیابی احتمالاتی پتانسیل فروریزش سازه ها و نقش شکل پذیری در آن فراهم گردید. با بررسی نتایج ارائه شده موارد زیر قابل ذکر است:

- نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی سازه ها نشان داد که قاب خمشی ویژه شکل پذیری بیشتری نسبت به قابهای خمشی متوسط و معمولی دارد. مقادیر شکل پذیری بر اساس روش پیشنهادی دستورالعمل FEMA P 695، برای قابهای خمشی معمولی، متوسط و ویژه به ترتیب ۲،۳، ۴،۲ و ۶،۳ بدست آمد.
- بر اساس نتایج تحلیل دینامیکی افزاینده برای ۱۰۰ زلزله ی مذکور، قاب خمشی ویژه بیشترین ظرفیت فروریزش و قاب خمشی معمولی کمترین ظرفیت فروریزش را نشان داد. در مورد قاب خمشی معمولی بیشترین شتاب طیفی فروریزش این قاب ۵،۳ g بدست آمد. بیشتر فروریزش های این سازه در شتابهای طیفی کمتر از ۴g رخ داد. بیشترین و کمترین شتاب فروریزش قاب خمشی متوسط به ترتیب ۶g و ۱،۲g بدست آمد. در مورد قاب خمشی ویژه، بیشترین شتاب فروریزش ۷،۴g و کمترین ۱،۷g بدست آمد.
- بر اساس منحنی های شکست، سطوح عملکرد استفاده ی بلادرنگ (IO)، ایمنی جانی (LS)، آستانه فروریزش (CP) و ظرفیت فروریزش تدریجی قابها به صورت احتمالاتی مقایسه گردید. به عنوان نمونه، در سطح احتمال ۵۰ درصد، ظرفیت فروریزش قاب خمشی معمولی ۱،۹۷ g، قاب خمشی متوسط ۲،۴۵g و قاب خمشی ویژه ۳،۲۷g بدست آمد. به ازای سطح احتمال ۸۰ درصد، ظرفیت فروریزش قاب خمشی معمولی ۲،۸۱g، قاب خمشی متوسط ۳،۵۹g و قاب خمشی ویژه ۴،۳۱g بدست آمد. به عنوان نمونه ای دیگر، برای مقادیر شتاب طیفی مختلف، احتمال رخداد سطح LS در قاب SMF، معادل سطح عملکرد CP در قاب OMF بود. همچنین به ازای شتاب طیفی ۲g، احتمال اینکه سطح عملکرد قاب خمشی ویژه و متوسط CP باشد به ترتیب ۱۵ و ۴۰ درصد بود. بر اساس نمودارها و جداول ارائه شده ی این تحقیق انواع مقایسه ها بین رفتار قابها و سطوح عملکرد مختلف آنها قابل انجام می باشد.
- نتایج نشان داد که در سطوح احتمال مختلف قاب خمشی ویژه به میزان محسوسی ظرفیت فروریزش سازه را افزایش داده است. به عنوان نمونه در سطح احتمال ۵۰ درصد، ظرفیت فروریزش قاب خمشی ویژه نسبت به قاب خمشی متوسط ۳۴ درصد و نسبت به قاب خمشی معمولی ۶۶ درصد افزایش نشان داد.
- نقش موثر قاب خمشی ویژه در پیشگیری از فروریزش مربوط به محدوده شتابهای طیفی ۱g الی ۵g بدست آمد. به ازای شتابهای طیفی ۲g الی ۳g، قاب خمشی ویژه بیشترین تاثیر را در جلوگیری از این رخداد داشت. به عنوان نمونه، به ازای شتاب طیفی ۳g، قاب خمشی ویژه نسبت به معمولی، ۴۷،۵ درصد باعث کاهش احتمال فروریزش گردید و به میزان ۲۸،۸ درصد نسبت به قاب خمشی متوسط احتمال فروریزش را کاهش داد. به عبارتی کاربرد قاب خمشی ویژه به جای قاب خمشی متوسط و معمولی توانست به ترتیب حداکثر تا ۳۰ و ۵۰ درصد احتمال فروریزش را کاهش دهد.

مراجع

- [1] Liu, Y., Xu, L. and Grierson, D. E. (2003). Performance of buildings under abnormal loading. *In Proceedings of the Response of Structures to Extreme Loading Conference*, Toronto, Canada.
- [2] Kaewkulchai, G. and Williamson, E.B. (2003). Progressive collapse behaviour of planar frame structures. *In Proceedings of the Response of Structures to Extreme Loading Conference*, Toronto, Canada.
- [3] Adam, C., Ibarra, L. F. and Krawinkler, H. (2004), "Evaluation of P-delta effects in non-deteriorating MDOF structures from equivalent SDOF systems," *Proc., 13th World Conf. on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 3407.
- [4] Miranda, E. and Akkar, D. (2003), Dynamic instability of simple structural systems. *Journal of Structural Engineering*, 129 (12), pages 1722-1726.
- [5] Williamson, E.B. (2003). Evaluation of damage and P-D effects for systems under earthquake excitation. *Journal of Structural Engineering*, 129(8), pages 1036-1046.
- [6] Bernal, D. (1987). Amplification factors for inelastic dynamic P-Delta effects in earthquake analysis. *Journal of Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 15(5), pages 635-651.
- [7] Bernal, D. (1992). Instability of buildings subjected to earthquakes. *Journal of Structural Engineering*, 118(8), pages 2239-2260.
- [8] Bernal, D. (1998). Instability of buildings during seismic response. *Journal of Engineering Structures*, 20, 4-6, pages 496-502.

- [9] Bernal, D., Nasser, A. and Bulut, Y. (2006). Instability inducing potential of near fault ground motions. *SMIP 06 Seminar Proceedings*, pages 41-62.
- [10] Rahnama, M. and Krawinkler, H. (1993). *Effect of soft soils and hysteresis models on seismic design spectra*. John A. Blume Earthquake Engineering Research Centre Report No. 108, Department of Civil Engineering, Stanford University.
- [11] Song, J. and Pincheira, J. (2000). Spectral displacement demands of stiffness and strength degrading systems. *Earthquake Spectra*, 16(4), pages 817-851.
- [12] Ibarra, L., Medina, R. and Krawinkler, H. (2002). Collapse assessment of deteriorating SDOF systems. *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, UK, Paper 665, Elsevier Science Ltd.
- [13] Ibarra, L. F. and Krawinkler, H., (2005). *Global collapse of frame structures under seismic excitations*. Report No. PEER 2005/06, Pacific Earthquake Engineering Research Centre, University of California at Berkeley, Berkeley, California.
- [14] Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A., (2002). Incremental dynamic analysis. *Journal of Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.
- [15] Ibarra L. F., Medina R. A. and Krawinkler H., (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(12), pages. 1489-1511.
- [16] Zareian, F. and Krawinkler, H. (2007), Assessment of probability of collapse and design for collapse safety. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36(13), 1901-1914.
- [17] Kato, B., Akiyama, H., Suzuki, H., and Fukuzawa, Y. (1973). Dynamic collapse tests of steel structural models. *5th World Conf. on Earthquake Engineering*, Rome.
- [18] Rodgers, J. and Mahin, S. (2006). Effects of Connection Fractures on Global Behaviour of Steel Moment Frames Subjected to Earthquakes. *Journal of Structural Engineering*, (ASCE), Vol. 132, No. 1, pages. 78-88.
- [19] Kasai, K., Ooki, Y., Motoyui, S., Takeuchi, T. and Sato, E. (2007). E-Defence tests on full-scale steel buildings: Part 1- Experiments using dampers and isolators," *Proc. Structural Congress 2007, ASCE, Long Beach*, 247-17.
- [20] Tada, M., Ohsaki, M., Yamada, S., Motoyui, S. and Kasai, K. (2007). E-Defence tests on full-scale steel buildings: Part 3 – Analytical simulation of collapse. *Proc. Structures Congress 2007, ASCE, Long Beach*, 247-19.
- [21] Suita, K., Yamada, S., Tada, M., Kasai, K., Matsuoka, Y. and Sato, E. (2007), "E-Defence tests on full-scale steel buildings: Part 2 – Collapse experiments on moment frames," *Proc. Structures Congress 2007, ASCE, Long Beach*, 247-18.
- [22] Lignos, D.G. and Krawinkler, H. (2009). *Side-sway collapse of deteriorating structural systems under seismic excitations*. Report no. TB 172. Stanford (CA): John A. Blume Earthquake Engineering Research Centre. Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, 1-12.
- [23] Lignos, D.G. and Krawinkler, H. (2011). Deterioration modelling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading, *Journal of Structural Engineering*, 137 (11), 1291-1302.
- [24] Lignos, D.G. and Krawinkler, H. (2010). A steel database for component deterioration of tubular hollow square steel columns under varying axial load for collapse assessment of steel structures under earthquakes. *In Proceedings of the 7th International Conference on Urban Earthquake Engineering (7CUEE)*, Tokyo, Japan.
- [25] INBC. (2013). *Design and Construction of Steel Structures*. Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 10. (In Persian).
- [26] FEMA P 695. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. Washington, D.C. Federal Emergency Management Agency, USA.
- [27] FEMA 356 (2000). *Pre-Standard and Commentary for the seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington D.C. Federal Emergency Management Agency, USA.
- [28] INBC. (2013). *Design Loads for Buildings*. Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 6. (In Persian).
- [29] BHRC. (2014). *Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings*. Tehran: Building and Housing Research Centre, Standard No. 2800. (In Persian).
- [30] Lignos, D.G. and Krawinkler, H. (2007). A database in support of modelling of component deterioration for collapse prediction of steel frame structures. *In Proceeding of the ASCE Structures Congress*, Long Beach CA, SEI institute.
- [31] Gupta, A. and Krawinkler, H. (1999). *Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures*. Technical Report 132, The John A. Blume Earthquake Engineering Research Centre, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, CA.
- <http://server2.docfoc.com/uploads/Z2015/12/26/JWVv1cW5w9/b9e07b8eadbb3936bc52f79b7df20534.pdf>
- [32] Lignos, D.G. and Krawinkler, H. (2012). Development and Utilization of Structural Component Databases for Performance-Based Earthquake Engineering. *Journal of Structural Engineering*, 139 (8), 1382-1394.
- [33] Suita, K., Yamada, S., Tada, M., Kasai, K., Matsuoka, Y., and Shimada, Y. (2008). Collapse experiment on 4-story steel moment frame: Part 2 detail of collapse behaviour. *In Proceedings of the 14th World Conf. on Earthquake Engineering, China Earthquake Administration, and Urban-Rural Development*, Beijing, China. Ministry of Housing.

- [34] Lignos, D.G, Hikino, T., Matsuoka Y. and Nakashima, M. (2013). Collapse Assessment of Steel Moment Frames Based on E-Defence Full-Scale Shake Table Collapse Tests. *Journal of Structural Engineering*, 139(6), 120-132.
- [35] Mazzoni, S., Mckenna, F., Scott, M. H. and Fenves, G. L. (2006). *OpenSEES Command Language Manual*. <http://OpenSEES.Berkeley.edu/OPENSEES/manuals/user manual/OpenSEES Command Language Manual June 2006.pdf>.
- [36] NIST. (2011) Research Plan for the Study of Seismic Behaviour and Design of Deep, Slender Wide Flange Structural Steel Beam-Column Member, *NIST GCR 11-917-13*; prepared by the NEHRP Consultants Joint Venture, a partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland
- [37] Zargar, S. and Medina, R.A. (2014). Hybrid Simulation of an Exterior Steel Column in a 20-Story Moment Resisting Frame. *In Proceedings of the Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Istanbul, AUG 25-29.
- [38] FEMA 273 (1997). *NEHRP Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C. Federal Emergency Management Agency, USA.