



ارزیابی ضریب رفتار و عملکرد لرزه‌ای سیستم قاب خمشی بتنی متوسط، بر

اساس روش تحلیلی FEMA P695

محسن ایزدی نیا^۱، فرشید فتحی^۲، امید فقیه^۳، حامد فضیلی نژاد^۴

۱- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد نجف آباد، izadinia@iaun.ac.ir

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد نجف آباد، f-fathi@iaun.ac.ir

۳- کارشناس ارشد سازه، دانشکده فنی مهندسی دانشگاه آزاد اسلامی واحد نجف آباد، omidfaghii@sci.iaun.ac.ir

۴- کارشناس ارشد سازه، دانشکده فنی مهندسی دانشگاه آزاد اسلامی واحد نجف آباد، hamedfazili@sci.iaun.ac.ir

چکیده

با توجه به پیشرفت‌ها در زمینه طراحی بر اساس عملکرد و قابلیت دسترسی به داده‌های آزمایشگاهی بر روی پاسخ چرخه‌ای اجزای سازه‌ای، سازمان ATC اقدام به انتشار گزارش FEMA P695 جهت ارائه روشی علمی و منطقی جهت تعیین ضرایب رفتار لرزه‌ای در سال ۲۰۰۹ نمود. در این تحقیق ضریب رفتار لرزه‌ای (R) استاندارد ۲۸۰۰ برای سیستم قاب خمشی بتنی متوسط بر اساس روش تحلیلی FEMA P695 مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. در این مقاله ۱۰ نمونه اولیه دو بعدی از سیستم مورد نظر در ۴ گروه رفتاری تحت آنالیزهای خطی و غیرخطی جهت ارزیابی رفتار قرار می‌گیرند. جهت انجام آنالیزهای غیرخطی استاتیکی پوش‌آور و دینامیکی افزایشی IDA، نرم‌افزار غیرخطی معتبر Seismostruct V6.5 مورد استفاده قرار می‌گیرد. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که، مقدار ضریب رفتار آیین‌نامه لرزه‌ای ایران برای قاب خمشی بتنی متوسط ($R=7$)، سطح ایمنی جانی لازم را با توجه به معیارهای مقبولیت گزارش FEMA P695 ارضاء می‌کند، ولی این مقدار در ۳ گروه رفتاری بیش از حد نیاز محافظه کارانه می‌باشد.

واژگان کلیدی: روش تحلیلی FEMA P695، ضریب رفتار R، آنالیز غیرخطی استاتیکی پوش‌آور، آنالیز غیرخطی افزایشی IDA

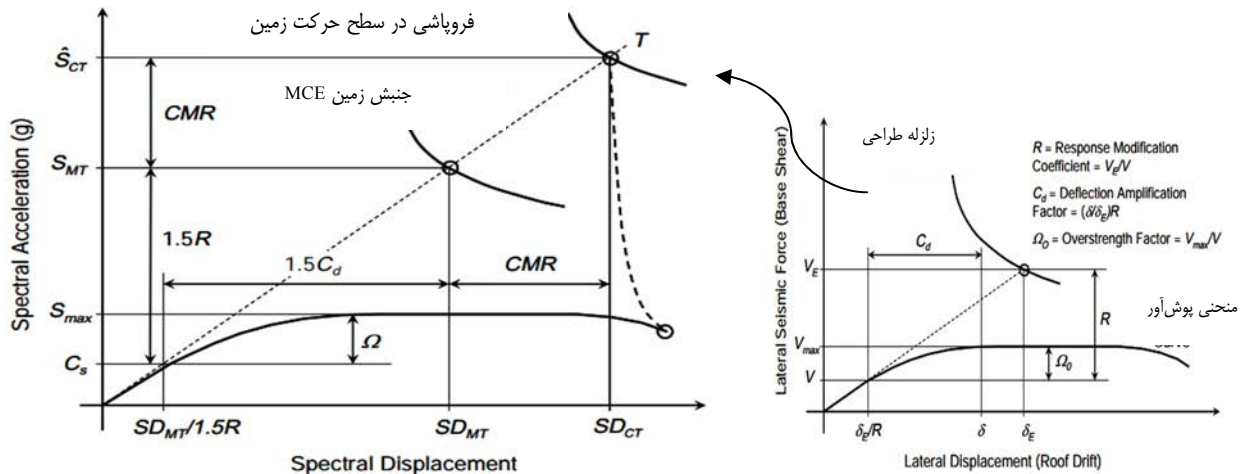
۱. مقدمه

با توجه به لزوم تعیین دقیق و فقدان یک روش تحلیلی معتبر برای تعیین ضرایب رفتار لرزه‌ای، همواره نگرانی‌هایی در خصوص تعیین ضرایب رفتار قابل اعتماد وجود داشته است. از ابتدای معرفی این ضرایب روش‌های گوناگونی توسط پژوهشگران مختلف برای تعیین ضرایب لرزه‌ای ساختمان معرفی گردیده است که از مهم‌ترین آنها می‌توان به روش‌های پژوهشگران آمریکایی (روش ظرفیت فریمن و روش ضریب شکل‌پذیری یانگ) و روش‌های پژوهشگران اروپایی (روش تئوری شکل‌پذیری و روش انرژی) نام برد [۱]. پیشرفت‌ها در زمینه طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد و قابلیت دسترسی به داده‌های آزمایشگاهی بر روی پاسخ چرخه‌ای اجزای سازه‌ای، منجر به یک توانایی جدید به منظور استفاده از تکنیک‌های شبیه سازی فروپاشی غیرخطی برای ارزیابی رفتار سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای بر اساس یک پایه احتمالاتی شده است. دستاورد این توانایی جدید موجب انتشار گزارش FEMA P695 [۲]، جهت تعیین ضرایب رفتار لرزه‌ای ساختمان‌ها گردیده است.

با توجه تجربی بودن ضرایب رفتار سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای ارائه شده در آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای ایران (استاندارد ۲۸۰۰) [۳] و همچنین نیاز محسوس به تعیین این ضرایب برای برخی سیستم‌های سازه‌ای که در استاندارد ۲۸۰۰ به آن‌ها اشاره‌ای نشده است، در تحقیق پیش‌رو، ضریب رفتار لرزه‌ای (R) استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای سیستم قاب خمشی بتنی متوسط بر اساس روش تحلیلی معتبر FEMA P695 ارزیابی می‌گردد. در این تحقیق ۱۰ نمونه اولیه دو بعدی برای سیستم مورد نظر با تعداد طبقات و دو تپ خاک مختلف، تحلیل و طراحی خطی استاتیکی بر اساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و محدودیت‌های استاندارد ۲۸۰۰ می‌شوند. سپس قاب‌های طراحی شده تحت انجام آنالیزهای غیرخطی استاتیکی پوش‌آور برای تعیین ضریب شکل‌پذیری μ_T و آنالیز دینامیکی غیرخطی افزایشی IDA تحت ۷ رکورد زلزله جهت تعیین مقادیر شتاب در نقطه فروپاشی، توسط نرم افزار غیرخطی معتبر Seismostruct V6.5 [۴] قرار می‌گیرد. در نهایت ضریب \hat{S}_{CT} از نمودار شکنندگی فروپاشی و به دنبال آن ضریب CMR برای هر نمونه اولیه تعیین و با مقادیر قابل قبول FEMA P695 جهت ارزیابی سیستم مورد نظر مقایسه می‌شوند.

۲. مروری بر روش تحلیلی FEMA P695

پروژه ATC-63 توسط FEMA (سازمان مدیریت بحران آمریکا) در سال ۲۰۰۹ میلادی انتشار یافت. در این پروژه به بررسی روش تحلیلی نوین جهت کمی‌سازی سطوح عملکرد و پاسخ سیستم‌های ساختمانی، برای استفاده در طراحی لرزه‌ای با قابلیت اطمینان مناسب در برابر خرابی سازه پرداخته شده است. این روش تحلیلی به ایجاد یک چارچوب منطقی جهت تعیین ضرایب رفتار لرزه‌ای، شامل ضریب اصلاح پاسخ R، ضریب اضافه مقاومت Ω_0 ، و ضریب تشدید تغییر مکان C_d ، برای سیستم‌های سازه‌ای موجود و یا جدید پرداخته است. شکل ۱ (نمودار سمت چپ) ضرایب رفتار لرزه‌ای تعریف شده مطابق با روش تحلیلی FEMA P695، با استفاده از مختصات طیفی به جای استفاده از مختصات برش پایه و دریفیت بام (نمودار سمت راست) و رابطه آنها با جنبش زمین MCE^۱ را نشان می‌دهد.



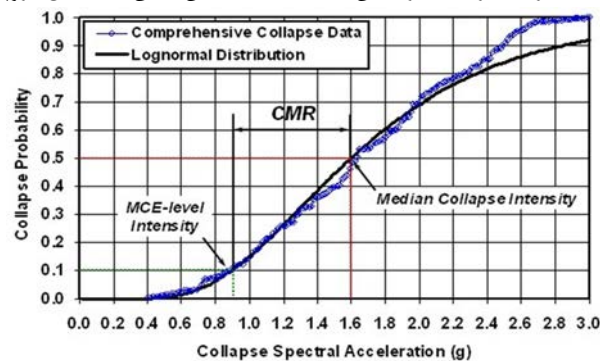
شکل ۱: منحنی پوش اور و تعیین ضرایب لرزه‌ای با توجه به تفسیر NEHRP [۵] (نمودار سمت راست) و نمایش ضرایب رفتار لرزه‌ای مطابق با روش تحلیلی FEMA P695 [۲] (نمودار سمت چپ)

۲-۱. تعریف ایمنی با نسبت مرز فروپاشی CMR^۲

در روش تحلیلی FEMA P695 جهت توصیف ایمنی فروپاشی سازه از پارامتر نسبت مرز فروپاشی CMR، استفاده می‌شود. این پارامتر در واقع نشان دهنده‌ی نسبت ظرفیت میانه فروپاشی سازه (\hat{S}_{CT}) به شتاب طیف MCE (S_{MT}) است.

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} = \frac{SD_{CT}}{SD_{MT}} \quad (1)$$

در این رابطه ظرفیت فروپاشی سازه \hat{S}_{CT} ، به شتابی گفته می‌شود که در آن نصف رکوردها، باعث فروپاشی سازه شوند. مقدار \hat{S}_{CT} از روی منحنی شکنندگی و در نقطه‌ی ۵۰ درصد احتمال فروپاشی بدست می‌آید. همچنین شتاب طیف MCE، S_{MT} ، برابر با شتاب بدست آمده از طیف MCE در دوره‌ی تناوب اصلی سازه می‌باشد. با استفاده از داده‌های فروپاشی بدست آمده از نتایج آنالیز دینامیکی افزایشی می‌توان، منحنی شکنندگی فروپاشی به واسطه یک تابع توزیع تجمعی CDF تعریف کرد، که براساس رابطه شدت جنبش زمین با احتمال فروپاشی می‌باشد.



شکل ۲: منحنی شکنندگی فروپاشی

¹ Maximum Considered Earthquake

² Collapse Margin Ratio

۲-۲. عدم قطعیت‌ها در ارزیابی ضریب رفتار

روش تحلیلی FEMA P695 عدم قطعیت‌های موجود در کار را در نمودار شکنندگی فروریزش بررسی می‌کند. سیستم‌هایی که دارای طراحی دقیق‌تر، داده‌های آزمایشگاهی کامل‌تر و مدل‌های غیرخطی با جزئیات جامع‌تری باشند، دارای عدم قطعیت پایین‌تر و توانایی رسیدن به سطح عملکرد ایمنی جانی با نسبت فروریزش CMR کمتری می‌باشند. به بیان دیگر مقادیر محاسبه شده برای CMR در هر نمونه، با مقادیر قابل قبول FEMA P695 که دربرگیرنده‌ی عدم قطعیت‌ها می‌باشد، مقایسه می‌شود. عدم اطمینان کلی سیستم از ترکیب مقادیر RTR، DR، TD، و MDL، مطابق رابطه (۲) بدست می‌آید:

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

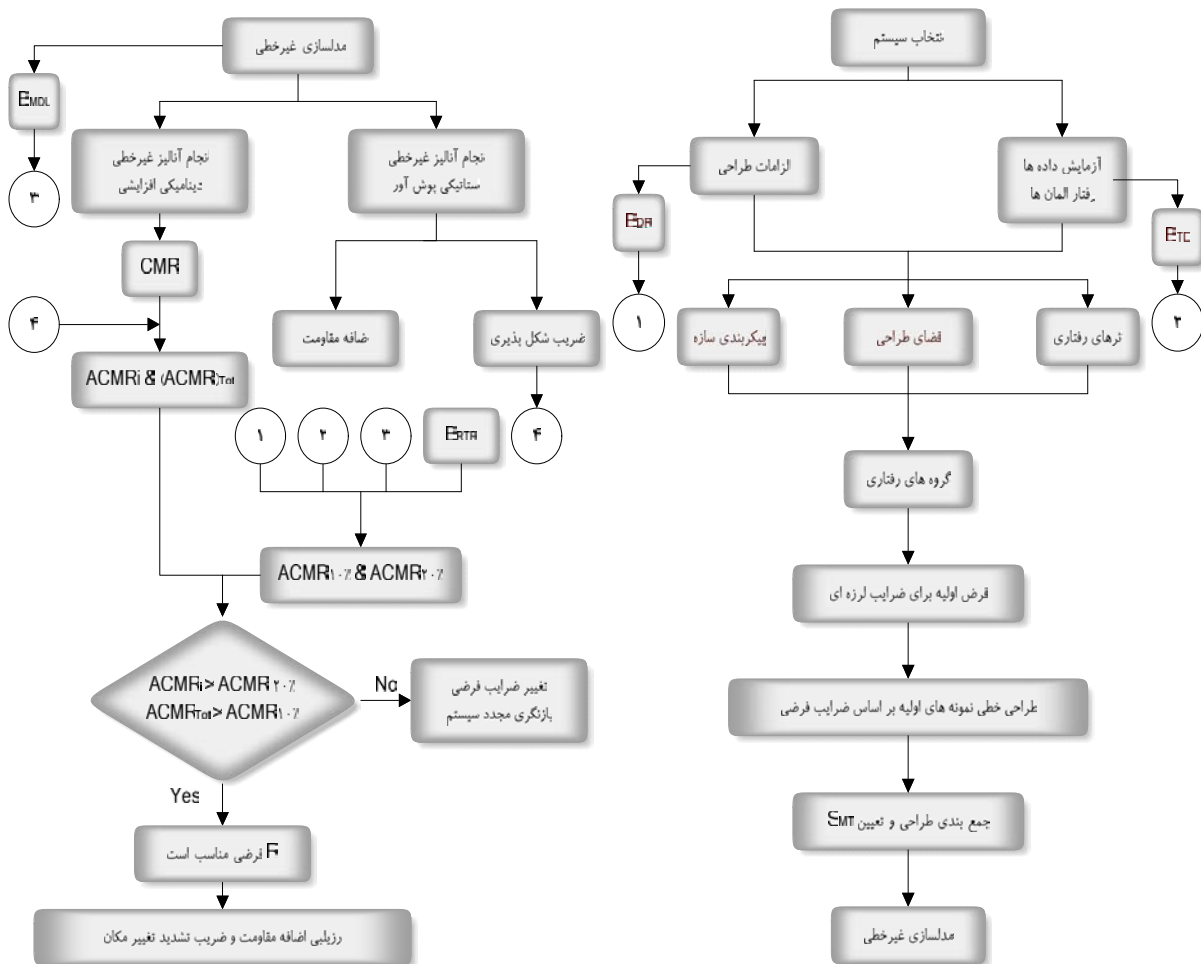
β_{TOT} : عدم قطعیت کلی فروپاشی سیستم (0.275-0.950)

β_{RTR} : عدم قطعیت رکوردها (0.20-0.40)

β_{DR} : عدم قطعیت الزامات طراحی (0.10-0.50)

β_{TD} : عدم قطعیت آزمایش داده‌ها (0.10-0.50)

β_{MDL} : عدم قطعیت مدل‌های غیرخطی (0.10-0.50)



شکل ۳: روند کلی تعیین ضرایب رفتار طبق روش تحلیلی FEMA P695

۲-۳. نسبت مرز فروپاشی بهنگام شده ACMR

ظرفیت فروپاشی و محاسبه نسبت مرز فروپاشی می‌تواند به میزان قابل توجهی توسط محتوای فرکانسی (شکل طیفی) از مجموعه رکوردهای جنبش زمین تحت تاثیر قرار بگیرد. برای احتساب اثرهای شکل طیفی، نسبت مرز فروپاشی CMR در ضریب شکل طیفی SSF، ضرب شده تا به نسبت مرز فروپاشی بهنگام شده ACMR، مطابق رابطه ۳ برای هر نمونه اولیه تغییر کند.



$$ACMR_i = SSF_i \times CMR_i \quad (3)$$

ضرایب شکل طیفی SSF تابعی از پیوند اصلی، شکل پذیرگی و طبقه بندی طراحی لرزه‌ای (در این مقاله منطقه $SDC D_{max}$ مطابق تیپ خاک ۳ و سایر مناطق مطابق تیپ خاک ۲ فرض شده) می‌باشند. این ضرایب طبق جداول 7-1a و 7-1b گزارش FEMA P695 بدست می‌آید.

۲-۴. مقادیر قابل قبول نسبت مرز فروپاشی بهنگام شده (ACMR) و نحوه ارزیابی ضریب رفتار در روش تحلیلی FEMA P695

مقدار قابل قبول $ACMR10\%$ و $ACMR20\%$ در جدول 7-3 گزارش FEMA P695، بر اساس عدم قطعیت کلی فروپاشی سیستم β_{TOT} و مقادیر قابل قبول احتمال فروپاشی 10% و 20% آورده شده‌اند. عملکرد مورد قبول در این روش تحلیلی بر پایه دو هدف ممانعت فروپاشی زیر تعریف می‌گردد:

احتمال فروپاشی برای جنبش‌های زمین MCE، 10% یا کمتر، به طور میانگین در یک گروه رفتاری باشد.

احتمال فروپاشی برای جنبش‌های زمین MCE، 20% یا کمتر، برای هر نمونه اولیه مجزا در داخل یک گروه رفتاری باشد.

عملکرد مورد قبول برای هر گروه رفتاری تحت مطالعه زمانی حاصل می‌گردد که، نسبت‌های مرز فروپاشی بهنگام شده ACMR برای هر نمونه اولیه دو معیار زیر را ارضاء نماید:

میانگین مقدار نسبت مرز فروپاشی بهنگام شده برای هر گروه رفتاری فراتر از $ACMR10\%$ گردد:

$$\overline{ACMR_i} \geq ACMR10\% \quad (4)$$

مقادیر اختصاصی نسبت مرز فروپاشی بهنگام شده برای هر نمونه اولیه در داخل یک گروه رفتاری فراتر از $ACMR20\%$ گردد:

$$ACMR_i \geq ACMR20\% \quad (5)$$

ارضاء دو فرض فوق بیانگر مقبولیت ضریب رفتار فرضی R، برای سیستم مورد نظر می‌باشد. اگر مقادیر فرضی R ، Ω_0 و C_d مورد قبول

نگردد، بایستی مدل‌های تحلیل با اصلاح ضوابط طراحی، توصیف مجدد رفتار یا طراحی مجدد با مقادیر فرضی جدید ضریب رفتار، مجدداً تعریف شوند و یک فرایند سعی و خطا جهت تعیین ضرایب رفتار لرزه‌ای انجام شود.

۳. الزامات طراحی و آزمایش داده‌ها

۳-۱. الزامات طراحی

قاب‌ها با استفاده از ضوابط طراحی حالت حدی مبحث نهم مقررات ملی ساختمان [۶] و الزامات آیین‌نامه لرزه‌ای ایران (استاندارد ۲۸۰۰) طراحی و جزئیات سازی می‌شوند. الزامات طراحی لرزه‌ای استاندارد ۲۸۰۰، شامل حداقل برش پایه و محدودیت‌های دررفت طبقات، به عنوان پایه اولیه برای طراحی قاب‌ها استفاده می‌شوند. همچنین مقدار R فرضی برای سیستم مورد نظر مطابق استاندارد ۲۸۰۰، برابر ۷ در نظر گرفته می‌شود.

۳-۲. رتبه بندی به الزامات طراحی

با توجه به تجربیات فراوان از زلزله‌های گذشته و پیشرفت‌های اخیر آیین‌نامه‌های طراحی می‌توان بالاترین سطح رتبه بندی به عدم قطعیت‌های الزامات طراحی را به آن اختصاص داد، ولی با توجه به کاستی‌ها در ویرایش ۳ استاندارد ۲۸۰۰ و در نظر گرفتن برخی ابهامات، رتبه بندی B ($\beta_{DR} = 0.2$) با توجه به جدول 3-1 گزارش FEMA P695، به الزامات طراحی اختصاص داده می‌شود.

۳-۳. آزمایش داده‌ها

نمونه‌های آزمایشگاهی فراوان و مدارک قابل استنادی از آزمایش داده‌ها بر روی سیستم قاب‌های خمشی بتنی در سال‌های اخیر انتشار یافته است. به ویژه گزارش‌های آزمایش بر روی ستون‌های بتنی ثبت شده در مرکز تحقیقات مهندسی زلزله Pacific که توسط Berry, Parrish و Eberhard [۷] صورت پذیرفته است. بدین منظور جهت بسط مدل‌های المان، آزمایش چرخه‌ای و یکنواخت از ۲۵۵ ستون مستطیلی بتنی انجام گرفته است.

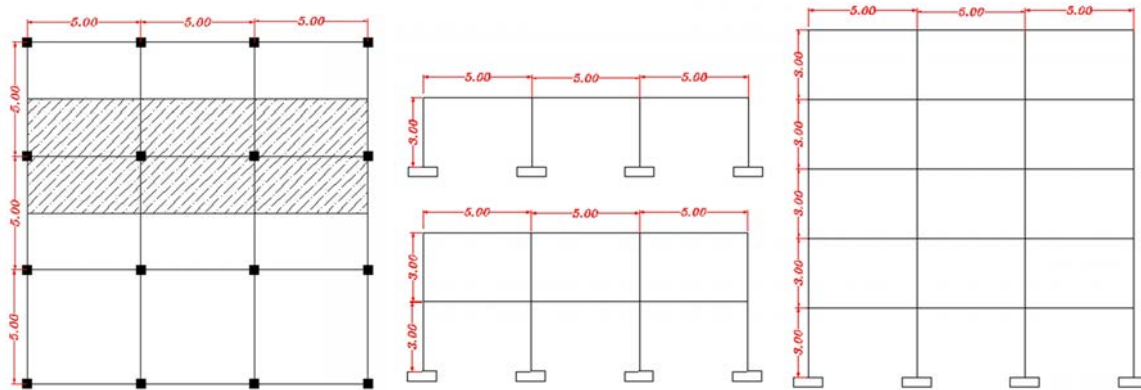
۳-۴. رتبه بندی به آزمایش داده‌ها

با وجود آزمایش‌های فراوان بر روی نمونه‌های بتن آرمه، همچنان مسائل حل نشده بسیاری در زمینه رفتار اعضای تیر و ستون بتنی وجود دارد. از سوی دیگر لازم است برخی مسائل که در کیفیت اجرای ساختمان‌های بتنی در ایران تاثیر نامطلوب می‌گذارد، در رتبه بندی لحاظ گردد.

در نتیجه رتبه‌بندی C ($\beta_{TD} = 0.3$) با توجه به جدول 2-3 گزارش FEMA P695، به آزمایش داده‌ها اختصاص داده می‌شود.

۴. مدل‌سازی و پیکربندی نمونه‌های اولیه

پلان سازه‌ای برای نمونه‌های اولیه به صورت منظم و دارای ۳ دهانه با فاصله ۵ متر و مربعی می‌باشد. قاب داخلی با سطح بارگیر ۲/۵ متر از هر طرف با بارمرده 600 kg/m^2 و بار زنده 200 kg/m^2 برای طبقات و 150 kg/m^2 برای بام و محل بنا در تهران در نظر گرفته شده است. ارتفاع کلیه طبقات قاب‌ها ۳ متر می‌باشد. تنش تسلیم فولاد مصرفی (F_y) 4000 kg/cm^2 با مدول الاستیسیته (E) $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ و بتن مصرفی با مقاومت نهایی (f_c) 280 kg/cm^2 در نظر گرفته شده است. در شکل ۴ پلان سازه بتنی و قاب‌های ۱، ۲ و ۵ طبقه نشان داده شده‌اند.



شکل ۴: پلان ساختمانی و سه نمونه اولیه از قاب‌های مورد مطالعه

نمونه‌های اولیه در داخل گروه‌های رفتاری با ویژگی‌ها و خصوصیات رفتاری متفاوت، شامل نوع خاک و پرپود تجربی آیین‌نامه‌ای دسته‌بندی شده‌اند. با توجه با متغیرهای طراحی، در مجموع ۱۰ نمونه اولیه ایجاد و این نمونه‌ها در ۴ گروه رفتاری مطابق با جدول ۱ گروه‌بندی می‌شوند. برای تحلیل قاب‌ها از روش استاتیکی معادل استفاده می‌گردد.

جدول ۱: گروه‌های رفتاری برای ارزیابی نمونه‌های اولیه قاب خمشی بتنی متوسط

تعداد نمونه‌های اولیه	گروه رفتاری قاب‌های خمشی بتنی متوسط				شماره گروه‌های رفتاری
	دامنه پرپود	ضوابط گروه‌بندی		پیکربندی پایه	
		سطح بار طراحی	لرزه‌ای		
۳ ^۱	کوتاه	خاک نوع ۳	عمومی	قاب داخلی با دهانه ۵ متری	گ-۱-۱
۳ ^۲	بلند				گ-۲-۱
۳ ^۳	کوتاه	خاک نوع ۲			گ-۳-۱
۳ ^۲	بلند				گ-۴-۱

^۱ شامل نمونه اولیه ۱ و ۲ طبقه

^۲ شامل نمونه اولیه ۵ و ۷ و ۱۰ طبقه

^۳ شامل نمونه اولیه ۱ و ۲ طبقه

^۴ شامل نمونه اولیه ۵ و ۷ و ۱۰ طبقه

۵. تحلیل خطی و طراحی قاب‌ها و تعیین نتایج

کلیه نمونه‌های اولیه با توجه به الزامات و محدودیت‌های آیین‌نامه لرزه‌ای ایران (استاندارد ۲۸۰۰) و ضوابط طراحی حدی مبحث نهم مقررات ملی ساختمان تحلیل و طراحی و پارامترهای اصلی طراحی برای نمونه‌های اولیه در جدول ۲ خلاصه شده‌اند. این پارامترها شامل پرپود تجربی T، پرپود تحلیلی T₁ (محاسبه شده از آنالیز مقادیر ویژه)، ضریب برش پایه لرزه‌ای، $C = V/W$ ، و سطح شتاب طیفی MCE، S_{MT} (مقدار شتاب طیفی حداکثر شده از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ ایران) می‌باشد.

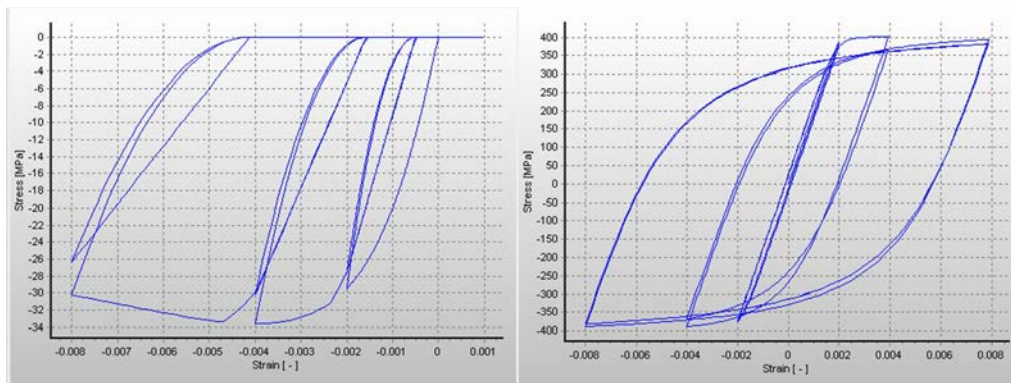
جدول ۲: نتایج تحلیل و طراحی نمونه اولیه قاب خمشی بتنی متوسط

S _{Mt} (T) (g)	پارامترهای اصلی طراحی نمونه‌های اولیه					نوع آنالیز خطی	تعداد طبقات	شماره نمونه اولیه
	ضوابط طراحی لرزه‌ای							
	C	T ₁ (sec)	T(sec)	R	تیب خاک			
گروه رفتاری شماره گ-۱								
۱/۴۴	۰/۱۱۸	۰/۴۴	۰/۱۶	۷	۳	استاتیکی	۱	M-F-1
۱/۴۴	۰/۱۱۸	۰/۸۱	۰/۲۷	۷	۳	استاتیکی	۲	M-F-2
گروه رفتاری شماره گ-۲								
۱/۴۴	۰/۱۱۸	۱/۰۹	۰/۵۳	۷	۳	استاتیکی	۵	M-F-3
۱/۴۴	۰/۱۱۸	۱/۳۱	۰/۶۹	۷	۳	استاتیکی	۷	M-F-4
۱/۲۲	۰/۱۰۰	۱/۵۲	۰/۹۰	۷	۳	استاتیکی	۱۰	M-F-5
گروه رفتاری شماره گ-۳								
۱/۳۱	۰/۱۰۷	۰/۴۴	۰/۱۶	۷	۲	استاتیکی	۱	M-F-6
۱/۳۱	۰/۱۰۷	۰/۸۱	۰/۲۷	۷	۲	استاتیکی	۲	M-F-7
گروه رفتاری شماره گ-۴								
۱/۲۶	۰/۱۰۳	۱/۱۹	۰/۵۳	۷	۲	استاتیکی	۵	M-F-8
۱/۰۶	۰/۰۸۷	۱/۴۱	۰/۶۹	۷	۲	استاتیکی	۷	M-F-9
۰/۸۹	۰/۰۷۲	۱/۷۷	۰/۹۰	۷	۲	استاتیکی	۱۰	M-F-10

۶. مدل‌سازی غیرخطی نمونه‌های اولیه

۶-۱. مشخصات مصالح

برای مصالح بتن مدل تک محوری ثابت غیرخطی (con_ma) معرفی شده توسط [۸] Madas با پیروی از رابطه پیشنهادی Mander et al [۹] و همچنین قوانین چرخه‌ای پیشنهادی Martinez-Rueda and Elnashai [۱۰] با مقدار کرنش در پیک تنش برابر 0.002 mm/mm استفاده شده است. همچنین منحنی تنش-کرنش آرماتور مصرفی با استفاده از مدل فولادی Menegotto-Pinto [۱۱] (stl_mp) با پارامتر سخت شونده کرنشی (نسبت سختی پس از تسلیم به سختی الاستیک اولیه) برابر 0.05 و کرنش کسپختگی 0.1 استفاده شده است.



شکل ۵: منحنی تنش کرنش بتن (شکل سمت چپ) و منحنی تنش کرنش فولاد (شکل سمت راست)

۶-۲. مدل غیرخطی تیر و ستون

المان‌های تیر و ستون از نوع پلاستیک با تمرکز مفاصل پلاستیک در انتهای عضو (infirmFBPH)، پیشنهادی توسط Scott and Fenves [۱۲] می‌باشند. برای تعیین طول مفصل از بر اتصال از رابطه پیشنهادی پاناگیوتاکوس و فردیس طبق معادله ۶ استفاده می‌گردد:

$$L_p = 0.12z + 0.014f_y d \quad (۶)$$

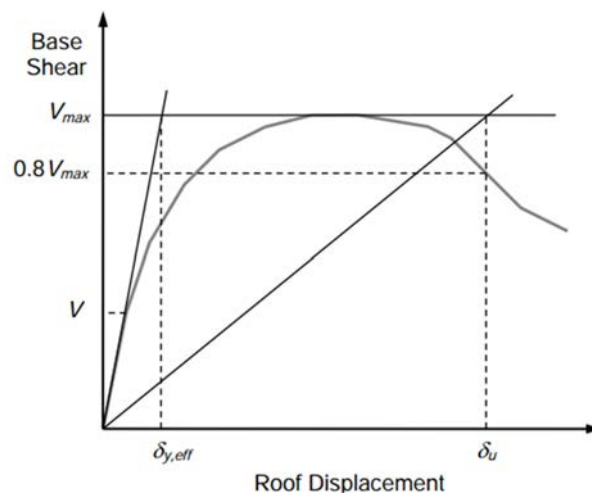
در این رابطه d_p قطر فولاد طولی و z فاصله مقطع بحرانی تا نقطه عطف در نمودار لنگر می‌باشد.

۶-۳. عدم قطعیت مدل سازی

ساختمان‌های قاب خمشی بتنی به وسیله بسیاری از جزئیات و الزامات طراحی که مدهای محتمل شکست را محدود می‌سازد، کنترل می‌گردند. با این همه، همچنان عدم قطعیت‌ها و مسائل حل نشده‌ای در زمینه مدل‌سازی غیرخطی اعضای بتنی وجود دارد که این امر باعث انتخاب رتبه‌بندی B ($\beta_{MDL} = 0.2$) با توجه به جدول 3-5 گزارش FEMA P695، برای مدل‌سازی غیرخطی نمونه‌های اولیه می‌شود.

۷. آنالیز غیرخطی استاتیکی پوش‌آور

آنالیز استاتیکی غیرخطی تحت ترکیب بار ثقلی ضریب دار معادله (۷) و نیروهای جانبی استاتیکی، جهت تعیین شکل‌پذیری نمونه‌های اولیه برای تعیین ضریب شکل طیفی انجام می‌شود. در حالت کلی آنالیز پوش‌آور باید بر اساس روند استاتیکی غیرخطی در بخش 3.3.3 از آیین‌نامه‌ی ASCE/SEI 41-06 [۱۳] انجام شود. شکل ۶ از یک ایده‌آل سازی منحنی پوش‌آور بدست می‌آید، که در آن حداکثر برش پایه و δ_u به عنوان تغییر مکان نهایی بام در نقطه ۲۰٪ کاهش مقاومت ($0.8V_{max}$) می‌باشد.



شکل ۶: ایده‌آل سازی منحنی پوش‌آور

ترکیب بار ثقلی جهت انجام آنالیزهای غیرخطی براساس رابطه (۷) بدست می‌آید (D معادل بارمرده و L معادل بار زنده):

$$1.05D + 0.25L \quad (7)$$

شکل‌پذیری برای یک مدل نمونه اولیه از رابطه (۸) که در آن $\delta_{y,eff}$ برابر تغییر مکان تسلیم موثر بام می‌باشد، محاسبه می‌گردد:

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad (8)$$

تغییر مکان دررفت موثر تسلیم بام از رابطه (۹) که در آن T پرپود تجربی سازه، T_1 پرپود تحلیلی سازه، W وزن لرزه‌ای سازه و C_0 ضریب اصلاح تغییر مکان طیفی می‌باشد، محاسبه می‌گردد:

$$\delta_{y,eff} = C_0 \frac{V_{max}}{W} \left[\frac{g}{4\pi^2} \right] (\max(T, T_1))^2 \quad (9)$$

۸. آنالیز دینامیکی غیرخطی افزایشی IDA

۸-۱. جدول رکوردهای انتخابی و مقیاس‌سازی رکوردها

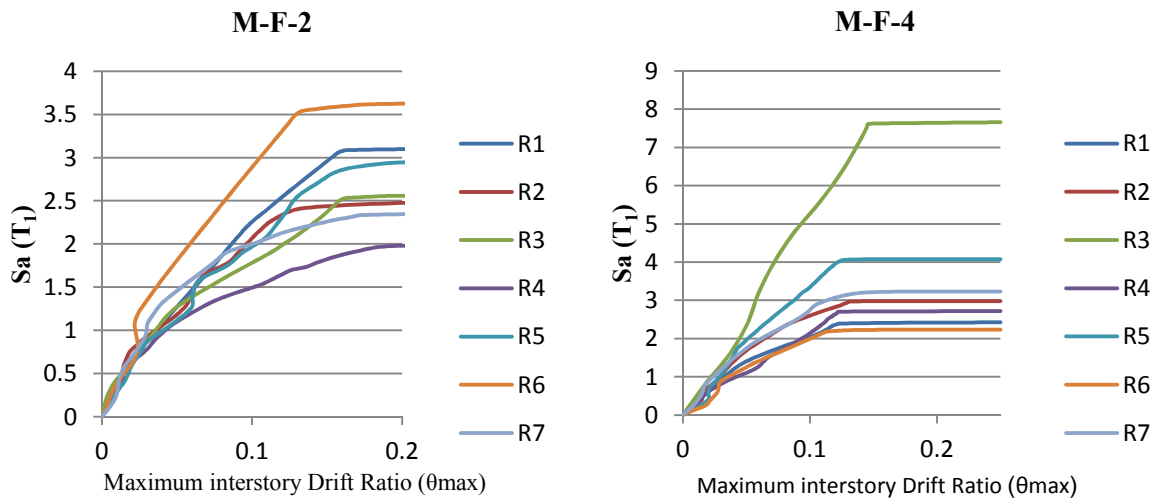
مقیاس کردن رکوردهای جنبش زمین اساس لازم در انجام آنالیز دینامیکی غیرخطی می‌باشد. کلیه رکوردهای انتخابی دور از گسل بوده و مطابق روش ارائه شده در ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ مقیاس می‌گردند. در جدول ۳ مشخصات رکوردهای انتخابی آورده شده است.

جدول ۳: مشخصات رکوردهای انتخابی جهت انجام آنالیز دینامیکی غیرخطی

شماره رکورد	نام زمین لرزه	ایستگاه	فاصله از گسل (km)	بزرگا	سرعت موج برشی در خاک (m/s)	PGA (g)
1	Loma Prieta 1989-10-18	CDMG 47524 Hollister - South & Pine	27.67	6.93	370.80	0.279
2	Irpinia, Italy-01 1980-11-23	ENEL 99999 Brienza	22.54	6.90	500.00	0.214
3	Coalinga-01 1983-05-02	CDMG 36456 Parkfield - Fault Zone 14	28.11	6.36	338.50	0.271
4	Kobe, Japan 1995-01-16	CUE 99999 Kakogawa	22.50	6.90	312.00	0.267
5	Parkfield 1966-06-28	CDMG 1438 Temblor pre-1969	15.96	6.19	527.90	0.293
6	San Fernando 1971-02-09	CDMG 24278 Castaic - Old Ridge Route	19.33	6.61	450.30	0.299
7	New Zealand-02 1987-03-02	99999 Matahina Dam	16.09	6.60	424.80	0.293

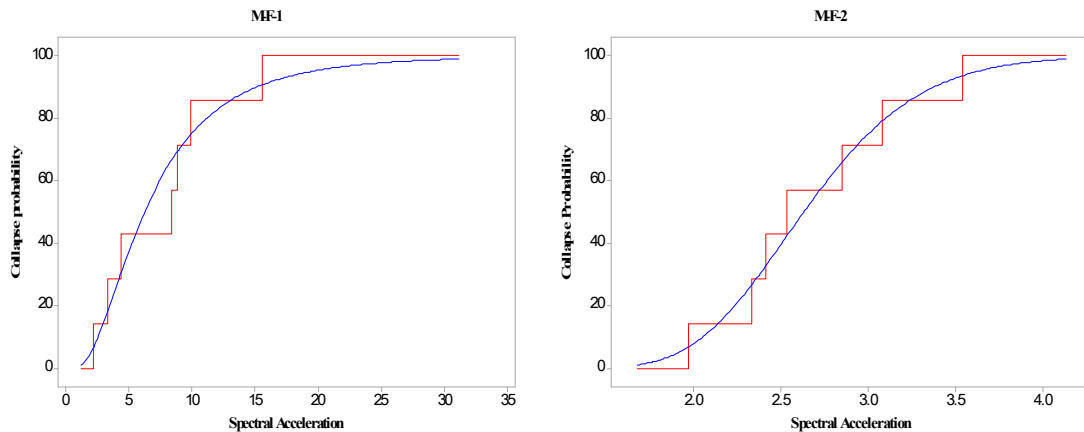
۸-۲. ترسیم منحنی‌های IDA و منحنی‌های شکنندگی

آنالیز دینامیکی غیرخطی تحت ترکیب بار ثقلی ضریب‌دار معادله (۷) و جنبش‌های زمین ورودی از گروه رکوردهای گسل دور انجام می‌پذیرد. آنالیز دینامیکی غیرخطی به منظور تعیین ظرفیت فروپاشی میانه \hat{S}_{CT} و به دنبال آن نسبت مرز فروپاشی CMR، برای هر یک از مدل‌های نمونه اولیه انجام می‌شود. یکی از نقاط مهم در سطوح عملکردی که در بررسی سازه‌ها از اهمیت فراوانی برخوردار می‌باشد، نقطه فروریزش سازه است. در این مطالعه فروریزش به عنوان نقطه‌ای که سازه در آن ناپایدار شده و در حالت فروریزش یا فراتر از آن قرار دارد، تعریف شده است [۱۴]. در شکل ۷ منحنی‌های IDA تحت رکوردهای زلزله برای دو نمونه اولیه نشان داده شده است. در منحنی‌های IDA، DM حداکثر نسبت دریافت درون طبقه‌ای و IM شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب مد اول $S_a(T_1, 5\%)$ می‌باشد.



شکل ۷: ترسیم منحنی‌های IDA دو نمونه اولیه

با توجه به شکل آنالیز دینامیکی افزایشی تا رسیدن به نقطه ناپایداری سازه برای هر رکورد زلزله (محلی که شیب منحنی صفر گردد) ادامه می‌یابند. در نهایت مقادیر شتاب (S_a) در نقطه ناپایداری برای ترسیم منحنی شکنندگی فروپاشی استخراج می‌گردد. بعد از آنالیز IDA و تعیین ۷ عدد شتاب طیفی (S_a) در نقطه فروپاشی سازه، برای تعیین پارامتر \hat{S}_{CT} باید منحنی‌های شکنندگی برای هر نمونه اولیه رسم گردد. منحنی‌های شکنندگی احتمال آسیب ناشی از زلزله به ساختمان را برحسب مشخصه‌های حرکت زمین بیان می‌کنند. شکل ۸ منحنی شکنندگی دو نمونه اولیه را نشان می‌دهد.



شکل ۸: منحنی‌های شکنندگی دو نمونه اولیه M-F-2 و M-F-1

۹. ارزیابی ضرایب و عملکرد لرزه‌ای

با توجه به مقدار شکل‌پذیری قاب‌ها ($\mu_T \geq 3$) عدم قطعیت مربوط به رکوردها برابر $\beta_{RTR} = 0.4$ و به دنبال آن عدم قطعیت کلی سیستم از رابطه ۲ برابر ۰.۵۷۴ بدست می‌آید. مقادیر ACMR بدست آمده، با مقادیر ACMR10% (مقدار میانگین قابل قبول ACMR)، برای هر گروه رفتاری) و ACMR20% (مقدار قابل قبول ACMR)، برای هر نمونه اولیه مجزاء، که براساس عدم قطعیت کلی سیستم حاصل می‌گردد، مقایسه می‌شود. برای قابل قبول بودن هر نمونه اولیه (همچنین ضریب رفتار فرضی R برای آن) میبایست، ACMR هر قاب از ACMR20% و همچنین میانگین ACMR در هر گروه رفتاری از مقدار ACMR10%، بیشتر باشد. پارامترهای ارزیابی فروریزش در جدول ۴ گنجانده شده‌اند.

جدول (۴): پارامترهای ارزیابی فروریزش، و کنترل مقبولیت

شماره نمونه اولیه	بیکربندی طراحی			پارامترهای فروپاشی و اضافه مقاومت					کنترل مقبولیت		
	تعداد طبقات	پریود سازه T	نوع خاک	\hat{S}_{CT}	نسبت مرز فروپاشی CMR	شکل پذیری μ_T	ضریب شکل طیفی SSF	نسب مرز فروپاشی بهنگام شده ACMR	عدم قطعیت کلی β_{TOT}	مقدار قابل قبول ACMR	قبول / رد
گروه رفتاری شماره گ-۱											
M-F-1	۱	۰/۱۶	۳	۶/۲۴	۴/۳۳	۱۵/۶	۱/۳۳	۵/۷۶	۰/۵۷۴	۱/۶۲	قبول
M-F-2	۲	۰/۲۷	۳	۲/۶۳	۱/۸۲	۶/۷	۱/۳۰	۲/۳۷	۰/۵۷۴	۱/۶۲	قبول
میانگین گروه رفتاری								۴/۰۶		۲/۰۹	قبول
گروه رفتاری شماره گ-۲											
M-F-3	۵	۰/۵۳	۳	۴/۷۰	۳/۲۶	۷/۳	۱/۳۲	۴/۳۱	۰/۵۷۴	۱/۶۲	قبول
M-F-4	۷	۰/۶۹	۳	۳/۲۹	۲/۲۸	۹/۰	۱/۳۸	۳/۱۵	۰/۵۷۴	۱/۶۲	قبول
M-F-5	۱۰	۰/۹۰	۳	۳/۵۰	۲/۸۷	۱۰/۲	۱/۴۴	۴/۱۳	۰/۵۷۴	۱/۶۲	قبول
میانگین گروه رفتاری								۳/۸۶		۲/۰۹	قبول
گروه رفتاری شماره گ-۳											
M-F-6	۱	۰/۱۶	۲	۶/۶۰	۵/۰۴	۱۵/۳۸	۱/۱۴	۵/۷۴	۰/۵۷۴	۱/۶۲	قبول
M-F-7	۲	۰/۲۷	۲	۲/۲۲	۱/۶۹	۴/۶۷	۱/۱۰	۱/۸۶	۰/۵۷۴	۱/۶۲	قبول
میانگین گروه رفتاری								۳/۸۰		۲/۰۹	قبول
گروه رفتاری شماره گ-۴											
M-F-8	۵	۰/۵۳	۲	۳/۳۸	۲/۶۸	۶/۱۸	۱/۱۲	۳/۰۰	۰/۵۷۴	۱/۶۲	قبول
M-F-9	۷	۰/۶۹	۲	۲/۲۷	۲/۱۴	۷/۹۱	۱/۱۸	۲/۵۲	۰/۵۷۴	۱/۶۲	قبول
M-F-10	۱۰	۰/۹۰	۲	۱/۵۸	۱/۷۷	۶/۶۴	۱/۲۰	۲/۱۳	۰/۵۷۴	۱/۶۲	قبول
میانگین گروه رفتاری								۲/۵۵		۲/۰۹	قبول



۱۰. نتیجه‌گیری

با توجه به نتایج، کلیه نمونه‌های اولیه ضوابط مقبولیت گزارش FEMA P695 را ارضاء می‌نمایند. پس می‌توان گفت مقدار $R = \gamma$ ، سطح ایمنی جانی لازم را با توجه به گزارش FEMA P695 برای طراحی قاب خمشی بتنی متوسط ایجاد می‌کند. با این حال اختلاف زیاد به جز گروه رفتاری ۴ (نمونه‌های اولیه با پرپود بلند در خاک تپ ۲)، بین مقادیر ACMR مورد قبول FEMA P696 و ACMR محاسبه شده برای نمونه‌های اولیه، نشان دهنده محافظه کارانه بودن مقدار ضریب رفتار استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای سیستم قاب خمشی بتنی متوسط می‌باشد. جهت دستیابی به ضریب رفتار بهینه که همزمان بتواند نیاز شکل‌پذیری و سختی سازه را تامین نماید، مستلزم بکارگیری یک فرایند سعی و خطا در انتخاب ضریب رفتار فرضی جهت رسیدن به کمترین اختلاف ما بین ACMR مورد قبول و ACMR محاسبه شده می‌باشیم.

بالاترین اختلاف بدست آمده در نمونه‌های پرپود کوتاه در خاک‌های تپ ۲ و ۳ می‌باشد. می‌توان این اختلاف را به سختی زیاد سازه نسبت به بار زلزله وارد بر آن نسبت داد، که این مورد با افزایش مقدار R ، که منجر به سبک‌تر شدن مقاطع سازه می‌شود، بر طرف خواهد شد. لازم به ذکر است گروه رفتاری ۴ دارای نمونه‌های اولیه پرپود بلند در خاک تپ ۲، دارای بهینه‌ترین مقدار ضریب رفتار می‌باشد.

همچنین این مقاله نشان داد، صرفاً نوع سیستم باربر جانبی نمی‌تواند عامل اصلی تعیین کننده ضریب رفتار لرزه‌ای باشد. می‌توان از جمله عوامل تاثیر گذار اثبات شده در تغییرپذیری ضریب رفتار در سیستم قاب خمشی بتنی متوسط در این مقاله را، پرپود سازه و نوع خاکی که سازه در آن واقع شده است، دانست.

۱۱. مراجع

- [۱] تسنیمی، عباسعلی و معصومی، علی (۱۳۸۵)، محاسبه ضریب رفتار قابهای خمشی بتن مسلح. مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن نشریه شماره ۴۳۶.
- [2] FEMA (2009), Quantification of building seismic performance factors, FEMA P695, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [۳] استاندارد ۲۸۰۰ (۱۳۸۶)، آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
- [4] SeismoSoft (2012), SeismoStruct, A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures.
- [5] NEHRP Recommended Provisions (2004), Part 2: Seismic regulations for new buildings and other structures, FEMA, 2003 Edition.
- [۶] وزارت مسکن و شهرسازی (۱۳۹۲)، طرح و اجرای ساختمان‌های بتن آرمه (مبحث نهم مقررات ملی ساختمان)، انتشارات نشر توسعه ایران، تهران.
- [7] Berry, M., Parrish, M., and Eberhard, M (2004), PEER Structural Performance Database User's Manual, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, 38 pp.
- [8] Madas P. (1993), Advanced Modelling of Composite Frames Subjected to Earthquake Loading, PhD Thesis, Imperial College, University of London, London, UK.
- [9] Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R. (1988), Theoretical stress-strain model for confined concrete, Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826.
- [10] Martinez-Rueda J.E., Elnashai A.S. (1997), Confined concrete model under cyclic load, Materials and Structures, Vol. 30, No. 197, pp. 139-147.
- [11] Menegotto M., Pinto P.E. (1973), Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending, Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland, pp. 15-22.
- [12] Scott M.H., Fenves G.L. (2006), Plastic hinge integration methods for force-based beam-column elements, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 132, No. 2, pp. 244-252.
- [13] ASCE Standard 41-06 (2006), ASCE/SEI, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers.
- [۱۴] حق اللهی، سعید (۱۳۹۱)، ارزیابی عملکرد فروریزش سیستم قاب بتنی ویژه با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان.