

بررسی عددی و شناسایی ناحیه تشکیل مفصل خمیری در یک سازه بتن مسلح با در نظر گرفتن پارامترهای موثر بر آن

علی همتی^۱، مهدی نصیری بهمن آباد^۲

۱- استادیار، مرکز تحقیقات ژئوتکنیک لرزه ای و بتن توانمند، گروه مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان،

ایران. Ali.hemmati@semnaniau.ac.ir

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، گروه مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان، ایران

Mehdi.nasiri70civil@gmail.com

چکیده

تحلیل‌های غیر خطی می‌توانند با شبیه‌سازی کل اجزا به صورت کامل و با استفاده از منحنی رفتار دقیق مصالح انجام شوند. اما با توجه به ابزار و تکنیک‌های محاسباتی امروزی این امر در کاربردهای تجاری و عمده بسیار زمان‌بر و هزینه‌زا می‌باشد. استفاده از مفصل خمیری^۱ که رفتار غیر خطی اجزا را به یک نقطه اختصاص می‌دهند، امروزه پر استفاده‌ترین روش برای مدل‌سازی غیر خطی^۲ سازه‌ها می‌باشد که انجام این فرایند را امکان‌پذیر و توجیه‌پذیر می‌نماید. از جمله مسائل مهمی که همواره در مورد مفصل خمیری مورد توجه می‌باشد، مسئله محل قرارگیری یا طول مفصل خمیری و دیگری تاثیر عواملی همانند شرایط قرارگیری اجزا درون سازه، تاثیر اجزاهای جانبی و نحوه توزیع نیرو درون سازه بر روی محل تشکیل مفصل خمیری می‌باشد. در پژوهش حاضر، هدف بررسی محل تشکیل مفصل خمیری در اجزاهای یک سازه بتن مسلح و همچنین تاثیر تغییر ارتفاع و تغییر شکل‌پذیری مورد نیاز بر روی محل تشکیل مفصل خمیری می‌باشد. بدین منظور اجزاهای دو سازه ۵ و ۱۰ طبقه بتن مسلح در شرایط شکل‌پذیری^۳ متوسط و ویژه تحت تحلیل طیفی خطی و تحلیل استاتیکی بار افزون غیر خطی^۴ در نرم‌افزار بسیار پرکاربرد و مرسوم ETABS مدل‌سازی شده است تا تاثیر تغییر الگوی بارگذاری، تغییر در ارتفاع و تغییر میزان شکل‌پذیری مورد انتظار سازه بر ناحیه تشکیل مفصل خمیری اجزاهای سازه مورد بررسی قرار گیرد. نتایج حاصل شده نشان می‌دهد که در مورد تیرها، بیشترین تاثیر را بر الگوی تشکیل مفصل خمیری مثبت یا منفی بودن لنگر در کنار شرایط مرزی دارند و عموماً الگوی تشکیل این مفصل در طبقات آخر و اول تمامی سازه‌ها با سایر طبقات متفاوت است. همچنین مشاهده می‌شود که تاثیر تغییر تعداد طبقات بیشتر از تاثیر تغییر در میزان شکل‌پذیری مجاز می‌باشد. در مورد ستون‌ها نیز مشاهده شد که تقریباً تمامی سازه‌های نسبتاً یکسان عمل کرده و بیشترین تغییر در زمان تغییر تعداد طبقات مشاهده می‌شود.

کلمات کلیدی: سازه بتن مسلح، تحلیل غیر خطی، مفصل خمیری، زلزله طیفی، شکل‌پذیری

۱. مقدمه

تحلیل‌های خطی^۵ که امروزه بیشترین کاربرد را برای طراحی سازه‌ها دارند، عموماً بر مبنای فرض‌های ساده‌کننده سعی در استفاده از پارامترهای اصلاحی به نحوی دارند که بتوانند از ظرفیت غیرخطی مصالح نیز تا حدودی استفاده نمایند. این روش‌های اصلاحی عموماً برپایه بررسی‌های تجربی توسعه یافته‌اند و در اکثر مواقع کاربرد آن‌ها در طراحی‌های سازه‌های

¹ Plastic hinge
² Non-linear Model
³ Ductility
⁴ Pushover
⁵ Linear analysis

مرسوم تایید شده می‌باشد. اما امروزه با افزایش سازه‌های پیچیده‌تر و رشد روزافزون اهمیت اقتصادی پروژه‌ها، دستیابی به سازه‌های ایمن‌تر و بهینه‌تر به شدت مورد توجه قرار گرفته است. راهکار مناسب برای دستیابی به این مهم از منظر طراحی، استفاده از روش‌های تحلیل دقیق‌تر و شناسایی مناسب‌تر مکانیزم‌های رفتاری می‌باشد.

تحلیل‌های غیر خطی با تلاش در استفاده از شرایطی که بتوانند رفتار مصالح را به رفتار واقعی آن نزدیکتر نمایند، امروزه مهمترین ابزاری هستند که برای دستیابی به اهداف مذکور مورد استفاده قرار می‌گیرند و به سرعت در حال توسعه می‌باشند. چشم‌انداز استفاده از این تحلیل‌ها به گونه‌ای می‌باشد که نسل بعد روش‌های طراحی سازه‌ها را طراحی بر اساس عملکرد می‌دانند که تحلیل‌ها غیرخطی و فلسفه حاکم بر آن‌ها مهمترین اجزای سازنده این روش‌ها می‌باشند. یکی از روش‌هایی که می‌تواند رفتار غیر خطی اجزا را به یک نقطه اختصاص دهد، استفاده از مفاصل خمیری است. در این روش معمولاً از طریق آزمایش رفتار اجزای مختلف با استفاده از انواع مصالح استخراج می‌شود و نتایج آن‌ها در مدل‌سازی و طراحی سازه‌ها به کار برده می‌شود. اما یکی از مسائلی که همیشه مورد بحث و بررسی می‌باشد، مساله محل قرارگیری این مفاصل یا طول مفصل خمیری می‌باشد. معمولاً از طریق آزمایش یا بررسی‌های موردی اجزا در شرایط محدود طول مفصل خمیری تعیین می‌شود و به صورت محافظه‌کارانه به تمامی اجزای مشابه در سازه اعمال می‌شوند. در گذشته برخی از محققین در زمینه تعیین طول مفصل خمیری روابط متعددی را ارائه کرده‌اند که از جمله آنها می‌توان از پاولی و پریستلی^۶، ریوا و کهن^۷، شیخ و خوری^۸ و مندیسی^۹ نام برد [۴-۱]. همچنین محققینی از جمله مرتضایی و زهرایی در تحقیقات خود نشان دادند که عواملی از جمله بار محوری، نسبت ارتفاع به بعد ستون و همچنین مقدار فولاد طولی بر روی طول مفصل خمیری تاثیر گذارند [۵].

در نهایت شناخت هرچه بیشتر محل تشکیل مفاصل خمیری می‌تواند منجر به انجام تحلیل‌های دقیق‌تر و در نتیجه دستیابی به طراحی‌هایی ایمن‌تر و بهینه‌تر شود. این در حالی است که امروزه در اکثر انواع سازه‌ها و اجزاها یک محل نسبتاً تقریبی و تجربی به عنوان محل تشکیل مفصل خمیری مد نظر قرار می‌گیرد. از سوی دیگر می‌دانیم که محل تشکیل مفصل خمیری می‌تواند از شرایط سایر اجزاها، توزیع نیرو در سازه و پارامترهای دیگری که برای اجزای مختلف یک سازه می‌توانند متفاوت باشند تاثیر بپذیرد. همچنین می‌دانیم که میزان شکل‌پذیری سازه می‌تواند هم بر محل تشکیل مفصل خمیری تاثیر بگذارد و هم از محل فرض شده برای تشکیل مفصل خمیری تاثیر بگیرد. با عنایت به مطالب مذکور، اهمیت انجام مطالعه‌هایی که به بررسی اثر عواملی مانند تغییر تعداد طبقات سازه، تغییر بارهای جانبی وارده، تغییر میزان شکل‌پذیری مورد انتظار سازه و ... بپردازند، کاملاً احساس می‌شود و برای دستیابی به تحلیل‌هایی دقیق‌تر و طرح‌هایی ایمن‌تر و بهینه‌تر در نرم افزارهای تجاری و کاربردی برای طراحی سازه‌ها، لازم می‌باشد.

۲- مفصل خمیری

۲-۱- تعریف مفصل خمیری

رفتار شکل پذیر اجزاها سازه ای به جهت حفظ مقاومت سازه در برابر اثرات مخرب زلزله از اهمیت زیادی برخوردار است. اجزای سازه ای وقتی تحت بارهای جانبی بزرگ تر از مقاومتشان قرار می‌گیرند در نواحی که ظرفیت خمشی مقطع کمتر از طلب تلاش وارده باشد، ناحیه ای خمیری شکل می‌گیرد که به آن مفصل خمیری گفته می‌شود [۵].

⁶ Paulay and Priestley

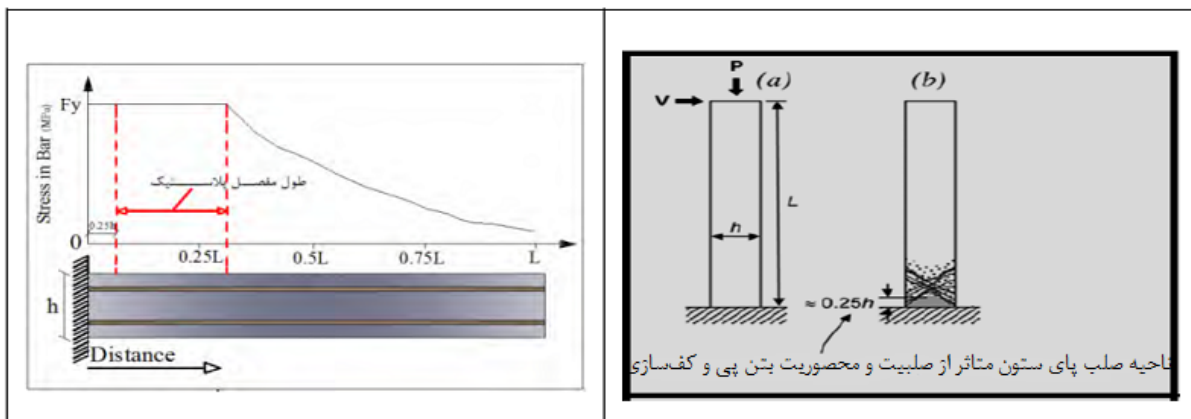
⁷ Riva and Cohn

⁸ Sheikh and Khoury

⁹ Mendis

۲-۲- معیار اندازه‌گیری طول مفصل خمیری

مفصل خمیری ناحیه ای است که مقطع بتن در آن ناحیه به علت ایجاد تلاش های بیشتر از مقاومت، آسیب های شدیدی می بیند (شکل ۱-الف). میزان خرابی در اجزای بتن مسلح به شدت تنش فشاری بتن در مقطع بحرانی بستگی دارد. از آنجایی که کرنش های فشاری در لایه بیرونی هسته بتنی ستون برابر است با کرنش های میلگردهای فشاری، برای محاسبه طول ناحیه خمیری، طولی از آرماتورهای فشاری که تسلیم شده اند را تعیین کرده و آن به عنوان طول مفصل خمیری در ستون بتنی در نظر گرفته می‌شود. همچنین مشاهدات آزمایشگاهی فراوان در ارتباط با طول مفصل خمیری نشان داده اند که ناحیه مفصل خمیری در ستون بتنی از فاصله‌ای حدود $0.25h$ از انتهای ستون شروع می‌شود. بنابراین طول مفصل خمیری مطابق شکل (۱-ب) بدست می آید [۶].



ب: منحنی تنش میلگرد در راستای طول

الف: ناحیه مفصل خمیری در پای ستون

شکل (۱) محاسبه طول مفصل خمیری [۶]

۲-۳- طول مفصل خمیری

طول یک مفصل خمیری به پارامترهای زیادی بستگی دارد. سطح بار محوری، گرادیان لنگر، سطح تنش برشی در ناحیه مفصل خمیری، خصوصیات مکانیکی آرماتورهای طولی و عرضی، مقاومت بتن و میزان محصور شدگی از جمله پارامترهای مهمی هستند که طول مفصل خمیری را تحت تاثیر قرار می دهند.

به سبب تفاوت های اساسی در تعریف حالت حدی نهایی، روش های مختلف آزمایش، ابعاد نمونه و صفحه بارگذاری و روش کاربرد بار بر روی عضو بتنی، نتایج آزمایش‌ها برای تعیین طول مفصل خمیری $l_{d,p}$ دارای پراکندگی قابل ملاحظه ای می باشند. اگرچه استفاده از عبارت های "مفصل خمیری" و "مقطع بحرانی" در مقاطع بحرانی تقریباً رایج بوده و به راحتی بکار می رود، اما خصوصیات مفصل خمیری به طور واقعی خصوصیات مقاطع بحرانی نمی باشد. مقایسه بین معادلات پیشنهادی توسط محققین مختلف در خصوص طول مفصل خمیری در جدول (۱) آورده شده است. این جدول نشان می دهد که تغییرات و پراکندگی زیادی در بین معادلات پیشنهادی وجود دارد [۷].

جدول (۱) روابط ارائه شده برای تخمین طول مفصل خمیری [۸-۲۵]

Researcher(s)	Plastic hinge length (lp)
Baker (1956)	$k \cdot \left(\frac{z}{d}\right)^{1/4} \cdot d$
Sawyer (1964)	$0.25d + 0.075z$
Corley (1966)	$0.5d + \frac{z}{\sqrt{d}}$
Mattock (1967)	$0.5d + 0.05z$
Park et al. (1982)	$0.42h$
Mander (1983)	$0.32\sqrt{d_b} + 0.06L$
Priestley and Park (1987)	$0.88d_b + 0.08z$
Sakai and Sheikh (1989)	$0.35h \sim 0.7h$
Tanaka and Park (1990)	$0.4h \sim 0.75h$
Paulay and Priestley (1992)	$0.022d_b f_y + 0.08z$
Sheikh and Houry (1993)	$0.95h \sim 1.15h$
Watson and Park (1994)	$0.56h$
Bayrak and Sheikh (1997)	$1h$
Panagiotakos and Fardis (2001)	$0.021d_b f_y + 0.18z$
Berry et al. (2008)	$0.05L + 0.1 \frac{f_y d_b}{\sqrt{f'_c}}$
Bae and Bayrak (2008)	$\left[0.3 \left(\frac{P}{P_0} \right) + 3 \left(\frac{A_s}{A_g} \right) - 0.1 \right] \left(\frac{L}{h} \right) + 0.25h$
Alemdar (2010)	$d \left(\frac{3}{10} + \frac{3f_y d_b}{100000\sqrt{f'_c}} + \frac{L}{5000} \right)$
Oue et al. (2012)	$\left[0.936 \left(\frac{P}{P_0} \right) + 7.398 \left(\frac{A_s}{A_g} \right) + 0.06 \left(\frac{L}{h} \right) - 0.003f'_c \right] h$
	$\left[0.503 \left(\frac{P}{P_0} \right) + 3.218 \left(\frac{A_s}{A_g} \right) + 0.053 \left(\frac{L}{h} \right) + 0.0018f'_c \right] h$
Tang et al. (2016)	$(16.4\theta + 0.12)h$

۳- سازه‌های مورد مطالعه

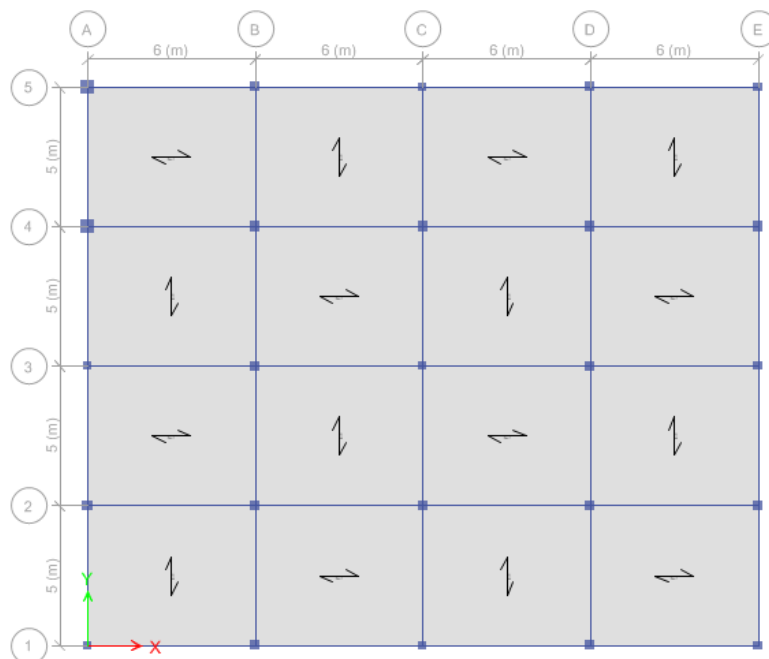
در این پژوهش چهار سازه که عبارتند از سازه پنج طبقه با شکل پذیری متوسط، سازه پنج طبقه با شکل پذیری زیاد، سازه ده طبقه با شکل پذیری متوسط و سازه ده طبقه با شکل پذیری زیاد در نرم‌افزار ETABS مدل‌سازی شده اند که به ترتیب با

نام‌های 5IMF، 5SMF و 10IMF و 10SMF نام‌گذاری می‌شوند. نام‌گذاری مدل‌های با تحلیل خطی نیز بر همین اساس می‌باشد و برای مدل‌های تحلیل غیر خطی به ترتیب 5IMF.PUSH، 5SMF.PUSH و 10IMF.PUSH و 10SMF.PUSH می‌باشد.

۴- مشخصات مدل‌سازی سازه‌ها

۴-۱- پلان سازه‌ها

به منظور بررسی اثر پارامترهای مورد نظر تحقیق و عدم تاثیرپذیری نتایج از پلان سازه، برای تمامی مدل‌ها از یک پلان واحد که در شکل (۲) نمایش داده شده است، استفاده می‌شود. مدل‌های مورد بررسی دارای کاربری مسکونی بوده و در شهر سمنان واقع می‌باشند. ارتفاع همه طبقات این مدل‌ها ۳/۲ متر می‌باشد. به منظور بررسی ارتفاع سازه‌ها به صورت ۵ و ۱۰ طبقه مدل می‌شوند. زمین محل احداث نیز مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران از خاک نوع II در نظر گرفته می‌شود. ساختمان‌های مورد بررسی دارای سازه بتن مسلح می‌باشند که برای طراحی آن‌ها از مباحث ششم و نهم مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ سازمان تحقیقات مسکن به همراه آیین‌نامه ACI^{۱۰} استفاده شده است [۲۶-۲۸].



شکل (۲) پلان مورد استفاده در پژوهش

^{۱۰} American Concrete Institute

۴-۲- مشخصات مصالح مورد استفاده

برای تمامی مدل‌ها از مصالح یکسان استفاده شده است تا با توجه به اهداف پژوهش تغییر مصالح تاثیری بر روی نتایج مورد نظر نداشته باشد. بر این اساس از بتن با مقاومت فشاری ۲۵ مگاپاسگال، با وزن ۲۴ کیلو نیوتون بر متر مکعب و ضریب کشسانی ۲۴۹۴۲ مگاپاسگال استفاده شده است. میلگرد مصرفی نیز از نوع AIII با تنش جاری شدن ۴۰۰ مگاپاسگال و تنش گسیختگی ۶۰۰ مگاپاسگال می‌باشد.

۴-۳- سیستم سقف

سیستم سقف این سازه از نوع تیرچه بلوک فرض شده است. از آنجایی که این نوع سیستم در نرم‌افزار قابلیت مدل‌سازی و طراحی ندارد و از طرفی بررسی آن از موارد مورد نظر این پژوهش نمی‌باشد، لذا بار مربوط به آن قبلاً محاسبه شده است و با در نظر گرفتن الگوی انتقال بار سقف به شکل صحیح دیگر احتیاجی به مدل‌سازی دقیق سقف نمی‌باشد. همچنین به دلیل این که سقف‌ها از نوع دیافراگم صلب می‌باشند، لذا توزیع سختی و موارد از این دست برای سقف‌های این پژوهش تاثیرگذار نمی‌باشد.

۴-۴- اتصالات

برای سازه‌های مورد بررسی تمامی اتصالات تیر به ستون از نوع گیردارند. همچنین اتصالات ستون‌ها به شالوده نیز از نوع گیردار کامل در تمامی جهات فرض شده است.

۴-۵- بارگذاری

در این پژوهش بارهای ثقلی، شامل بارهای مرده، بارهای زنده و بار برف و همچنین بار جانبی زلزله به عنوان بارهای وارد بر سازه مطابق با مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شده‌اند. از آنجایی که قرار است سازه‌های مورد بررسی این پژوهش با استفاده از زلزله طیفی طراحی گردند، طیف زلزله منطقه با توجه به نوع خاک و زلزله‌خیزی منطقه با استفاده از استاندارد ۲۸۰۰ به دست می‌آید. مقادیر بارهای اعمال شده در این پژوهش به تفصیل در ادامه شرح داده شده‌اند.

۴-۵-۱- بار مرده

بار مرده عبارت است از وزن اجزای دائمی ساختمان‌ها مانند: تیر و ستون، دیوارها، کف‌ها، بام، سقف، راه پله، نازک کاری، پوشش‌ها و دیگر بخش‌های سازه‌ای و معماری. مطابق با مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و با فرض استفاده از سیستم سقف تیرچه بلوک در این پژوهش بار مرده برابر بار گسترده ۳۰۰ کیلوگرم بر متر مربع برای کف‌ها، ۵۰۰ کیلوگرم بر متر طول برای بار خطی دیوارهای بیرونی و ۲۵۰ کیلوگرم بر متر طول برای جان‌پناه در نظر گرفته شده است.

۴-۵-۲- بار زنده

از آنجایی که مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، بارهای تیغه های داخلی در صورت برآورده نمودن شرایط لازم، به عنوان بار زنده گسترده پخش شده در سطح به کار برده می شوند، لذا در ابتدای امر برای تمامی مدل ها این بار با توجه به مقادیر به دست آمده در سازه های مرسوم برابر با ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته می شود. این مقدار باید با مقادیر بار زنده ناشی از کاربری جمع گردد. جدول (۲) مقادیر بار زنده مربوط به کاربری را برای کاربری های مورد نظر این پژوهش نشان می دهد.

جدول (۲) بار زنده ناشی از کاربری

بار گسترده کیلونیوتن بر متر مربع	نوع کاربری	ردیف
۱.۵	بام های تخت، شیب دار و معمولی	۱
۲	ساختمان ها مجتمع های مسکونی (اتاق ها و سایر فضاهای خصوصی)	۲

۴-۵-۳- بار برف

با توجه به اینکه مدل های مورد بررسی در شهر سمنان قرار دارند، بار برف مطابق با مبحث ششم مقررات ملی ساختمان محاسبه شد که این مقدار برابر با ۱.۲۵ کیلو نیوتن بر متر مربع برآورد شده است.

۴-۵-۴- بار زلزله طیفی

به منظور طراحی مدل های مورد نظر از بار زلزله طیفی و تحلیلی استاتیک خطی سازه ها مطابق استاندارد ۲۸۰۰، مبحث نهم و ششم مقررات ملی ساختمان استفاده شده است و سپس بر روی آن ها آنالیز استاتیک غیر خطی و آنالیز تاریخچه زمانی غیر خطی صورت گرفته است. برای این امر برش پایه استاتیکی وارد بر سازه که باید برش پایه طیفی با آن همپایه شود از رابطه ۱ محاسبه می شود.

$$V_u = \frac{ABI_e}{R_u} W = CW \quad (1)$$

که در آن:

A: نسبت شتاب مبنای طرح، B: ضریب بازتاب ساختمان، I_e : ضریب اهمیت لرزه ای ساختمان، R_u : ضریب رفتار ساختمان و W: وزن ساختمان می باشد.

برای توزیع این برش پایه بر طبقات سازه از رابطه ۲ استفاده می شود.

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^k}{\sum W_j h_j^k} V_u \quad (2)$$

که در آن h ارتفاع طبقه از تراز مبنا و W وزن طبقه می باشد.

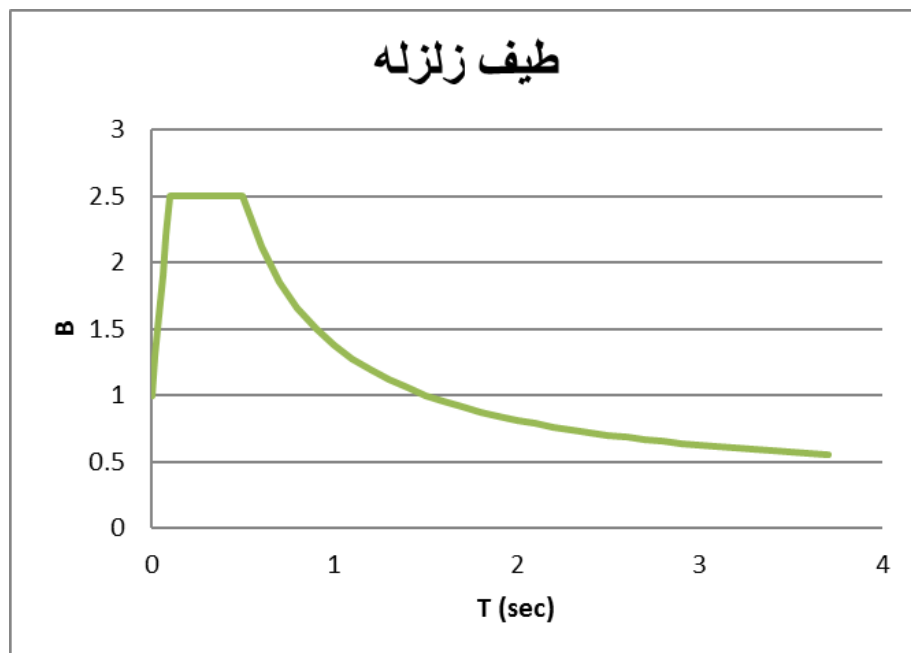
با محاسبه مقادیر C و k برای دو سازه ۵ و ۱۰ طبقه برای دو سیستم قاب خمشی بتنی متوسط و ویژه، جدول (۳) حاصل

می گردد.

جدول (۳) پارامترهای زلزله استاتیکی

C	k	Cd	Ru	B	N	B1	زمان تناوب تجربی (s)	ارتفاع (m)	قاب خمشی بتن آرمه	تعداد طبقات
۰.۱۵	۱	۴.۵	۵	۲.۵	۱	۲.۵	۰.۴۸۵	۱۶	متوسط	۵
۰.۱	۱	۵.۵	۷.۵	۲.۵	۱	۲.۵	۰.۴۸۵	۱۶	ویژه	۵
۰.۰۹	۱.۲۰۳	۴.۵	۵	۱.۴۹۲	۱.۰۸	۱.۳۸	۰.۹۰۵	۳۲	متوسط	۱۰
۰.۰۶	۱.۲۰۳	۵.۵	۷.۵	۱.۴۹۲	۱.۰۸	۱.۳۸	۰.۹۰۵	۳۲	ویژه	۱۰

از آنجایی که قرار است سازه‌های مورد بررسی این پژوهش با استفاده از زلزله طیفی طراحی گردند، طیف زلزله منطقه با توجه به نوع خاک و زلزله خیزی منطقه به دست می‌آید که در شکل (۳) نمایش داده شده است.



شکل (۳) طیف زلزله سمنان برای خاک نوع II

۵- طراحی سازه‌ها

به منظور طراحی سازه‌های مورد بررسی این پژوهش از روش تحلیل طیفی خطی و بر اساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ استفاده می‌شود. چهار سازه 5IMF، 5SMF، 10IMF و

10SMF در ابتدا با استفاده از تحلیل خطی و زلزله طیفی با استفاده از آیین‌نامه‌های مورد استفاده در این پژوهش طراحی شدند. سپس بر هر یک از این سازه‌ها تحلیل غیر خطی بار افزون انجام شد.

۵-۱- تحلیل استاتیکی غیر خطی

به منظور بررسی عملکرد ساختمان‌ها در هنگام زلزله باید تحلیل غیر خطی صورت گیرد و تغییر مکان‌ها، محل تشکیل مفاصل خمیری و نحوه توزیع آنها مشخص شود. در روش طراحی لرزه ای بر اساس عملکرد سازه برای سطوح مختلف عملکرد مورد انتظار، مرتبط با سطوح مختلف خطر زلزله طراحی می‌گردد.

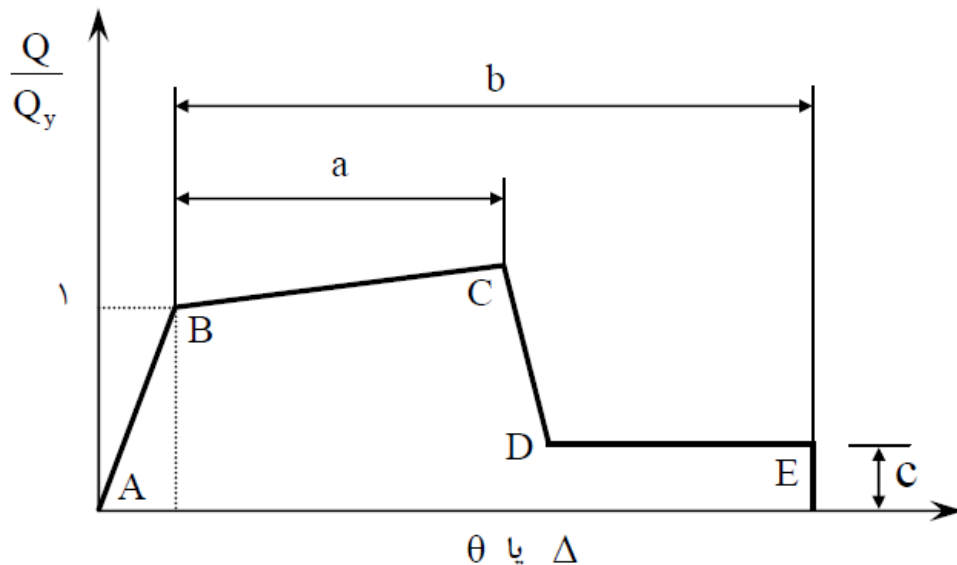
همان‌طور که می‌دانیم روش‌های تحلیل دینامیکی غیرخطی بسیار وقت گیر بوده و نیاز به در نظر گرفتن مجموعه ای از تحریک های زمین دارد و در مجموع پیچیدگی‌های خاص خود را دارد. در نتیجه روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌توانند گزینه مناسبی جهت ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها محسوب شوند.

در این پژوهش برای انجام تحلیل از روش تحلیل استاتیکی غیر خطی استفاده می‌شود. در این روش بار وارد بر سازه بر حسب یک الگوی مشخص بطور تدریجی افزوده می‌شود. با افزایش مقدار بار نقاط ضعف و مدهای گسیختگی سازه تا حد ویرانی سازه معلوم می‌شود. بارگذاری یک طرفه است، اما رفتار به صورت چرخه‌ای در نظر گرفته می‌شود و حالت رفت و برگشتی بار توسط تابع نیرو- تغییر مکان یک طرفه اصلاح و تخمین میرایی در نظر گرفته می‌شود. با مشاهده هندسه تغییر مکان یافته سازه می‌توان نحوه تغییر شکل خطی سازه و محل تشکیل مفصل خمیری را مورد بررسی قرار داد. علاوه بر این با استفاده از منحنی پوش اور می‌توان منحنی برش پایه - تغییر مکان بام و همچنین شتاب طیفی - تغییر مکان طیفی سازه را مشاهده کرد.

تحلیل غیرخطی معمولاً تا انهدام سازه پیش می‌رود ولی برای انهدام سازه معیارهای متفاوتی تعریف شده که از آن جمله می‌توان به معیار گسیختگی مفاصل، معیار تشکیل مکانیزم و معیار تغییر مکان غیرخطی اشاره کرد.

در این روش سازه تحت بار جانبی که بطور افزایشی به سازه اعمال می‌شود قرار گرفته تا به تغییر مکان از پیش تعیین شده‌ای (تغییر مکان هدف) در نقطه‌ی کنترل (که معمولاً بام می‌باشد) برسد و یا سازه فرو ریزد. تغییر شکل‌ها و نیروهای داخلی از تحلیل استاتیکی غیرخطی باید با معیارهای پذیرش نشریه ۳۶۰ مورد بررسی قرار گیرد.

به منظور محاسبه سختی و مقاومت در روش‌های غیرخطی، مدلسازی سازه بر اساس رابطه نیرو-تغییر شکل قطعات که به صورت روابطی غیرخطی بیان می‌شوند، انجام می‌شود. برای روش استاتیکی غیرخطی، می‌توان از رابطه کلی نیرو-تغییر شکل که در شکل (۴) نشان داده شده است یا منحنی‌های دیگری که از مدارک معتبر آزمایشگاهی به دست آمده باشند، استفاده کرد. Q_y در شکل (۴) متناظر با مقاومت مورد انتظار عضو می‌باشد.



شکل (۴) منحنی کلی نیرو-تغییر شکل برای اعضا و اجزا

مطابق با نشریه ۳۶۰ ظرفیت اجزای سازه به دو دسته ظرفیت مورد انتظار و کرانه پایین تقسیم می‌شود که بر اساس توضیح آمده در این نشریه، ظرفیت مورد انتظار اجزا با استفاده از مقاومت مصالح محاسبه می‌شود و کرانه پایین ظرفیت اجزا با استفاده از کرانه پایین مقاومت مصالح محاسبه می‌شود. هنگامی که از روش‌های غیرخطی استفاده می‌شود، ظرفیت اجزای تغییر شکل کنترل باید براساس تغییرشکل‌های غیرخطی مجاز با لحاظ نمودن ضریب آگاهی k و ظرفیت اجزای نیروکنترل باید برابر کرانه پایین ظرفیت با لحاظ نمودن ضریب k در نظر گرفته شود. مطابق با توضیحات ذکر شده و با توجه به شکل (۴) می‌توان گفت منطقه AB منطقه ارتجاعی خطی عضو می‌باشد. منطقه BC شروع ناحیه خمیری یا به اصطلاح خمیری شدن می‌باشد. سپس در منطقه CD کاهش شدید مقاومت مشاهده می‌شود و در ادامه این مقاومت به صفر می‌رسد. مقادیر a و b میزان ظرفیت‌های تغییر شکلی اعضا هستند و c میزان مقاومت پسماند می‌باشد. از این مقادیر در تحلیل غیر خطی و اختصاص مفاصل خمیری به اعضا استفاده می‌شود.

۵-۲- اختصاص رفتار غیر خطی

همانگونه که در قسمت‌های قبل تشریح شد، در این پژوهش از مفاصل خمیری متمرکز استفاده می‌شود و یکی از اهداف مهم این پژوهش محل تشکیل این مفصل متمرکز می‌باشد. برای بررسی این موضوع برای هر عضو تیر یا ستون در هر کدام از دو انتها سه مفصل با مشخصات آمده در نشریه ۳۶۰ با فواصل مختلف اختصاص داده شده است تا با بررسی این مفاصل و وضعیت آن‌ها الگوی تشکیل مفاصل و محل مناسب تشکیل آن‌ها در مدل‌سازی با الگوریتم نرم‌افزارهای تجاری مشخص شود.

۵-۳- تحلیل غیر خطی مدل‌ها

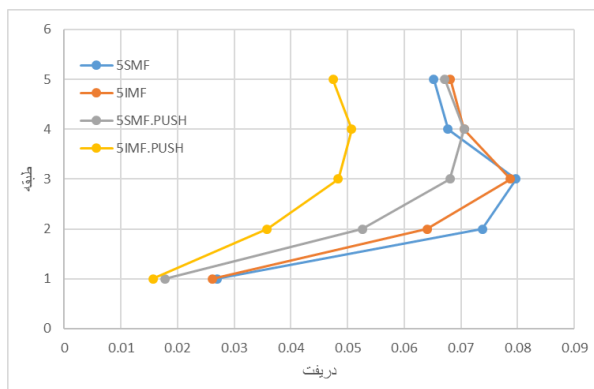
به منظور تحلیل خطی مدل‌ها و با توجه به هدف پژوهش که بررسی الگوی تشکیل مفاصل خمیری و رفتار آن‌ها می‌باشد، پوش سازه از مقادیر هدف آیین‌نامه تجاوز کرده تا سازه به گسیختگی رسیده و ضمن تشکیل مفاصل بیشتر مفاصل وارد شده به ناحیه شکست و جاری شدن کامل نیز تشکیل بشود.

به دلیل استفاده از مفاصل زیاد (سه مفصل به ازای هرکدام از انتهای هر عضو) بحث همگرایی در سازه‌های مورد بررسی به سختی و آهسته‌تر انجام می‌شود. لذا تعداد تکرارهای مجاز مدل‌ها بسیار بزرگتر در نظر گرفته می‌شوند تا محدودیت تعداد تکرار مانع از دستیابی به اهداف تحقیق نشود. به منظور امکان ادامه تحلیل تا تشکیل تعداد بیشتری مفصل، رفتار مفصل بعد از گسیختگی ادامه پیدا می‌کند.

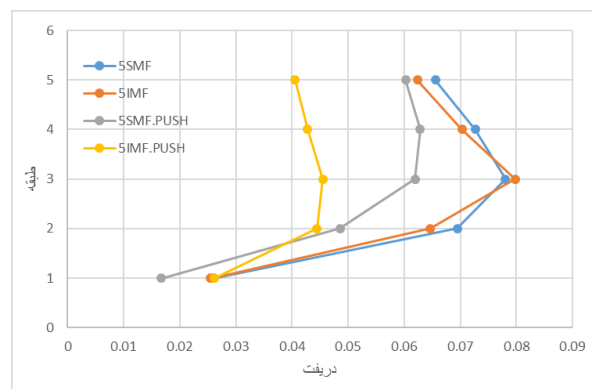
۶- نتایج عددی

۶-۱- تغییر مکان جانبی تحلیل بارافزون (Push Over)

در این بخش تغییر مکان جانبی سازه‌های مورد بررسی در تحلیل غیر خطی بارافزون بررسی و با موارد متناظر در تحلیل خطی مقایسه می‌شود. در همین راستا، به ترتیب در شکل‌های (۵ و ۶) مقادیر تغییر مکان جانبی سازه ۵ و ۱۰ طبقه در هر جهت مجزا نمایش داده شده است.

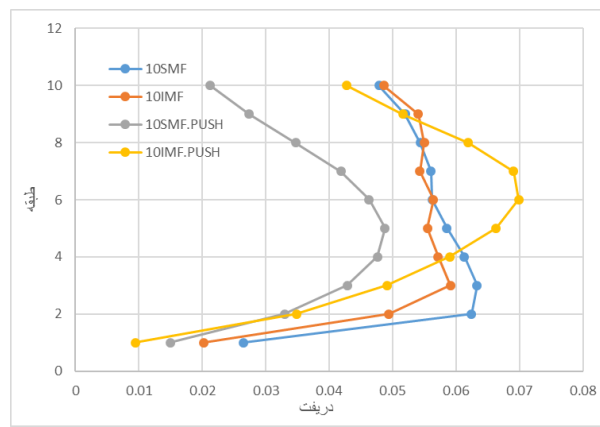
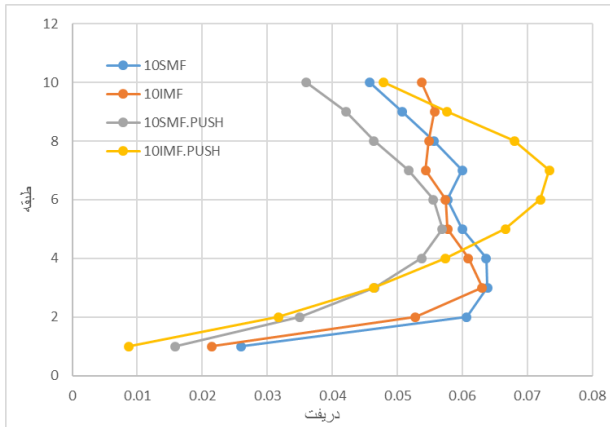


ب



الف

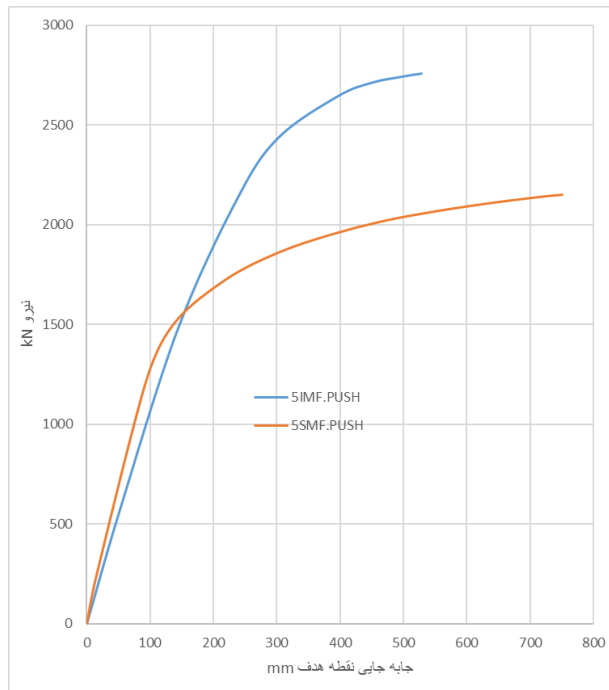
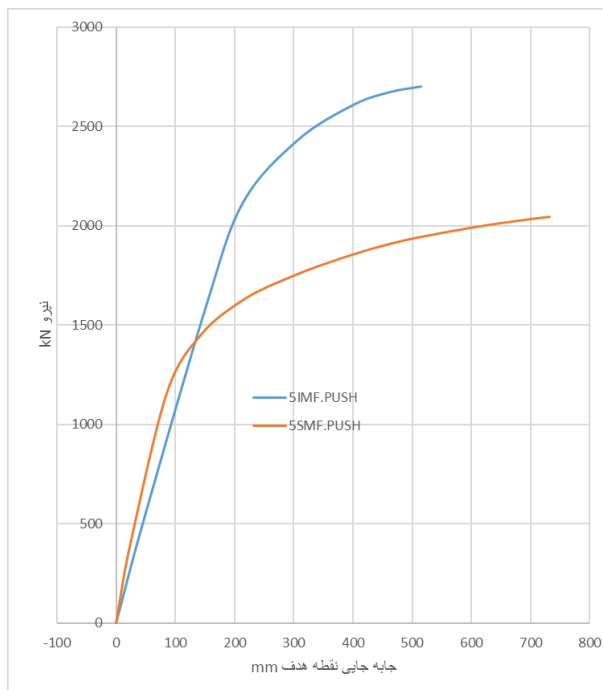
شکل (۵) تغییر مکان جانبی مدل‌های ۵ طبقه: الف- در راستای X، ب- در راستای Y



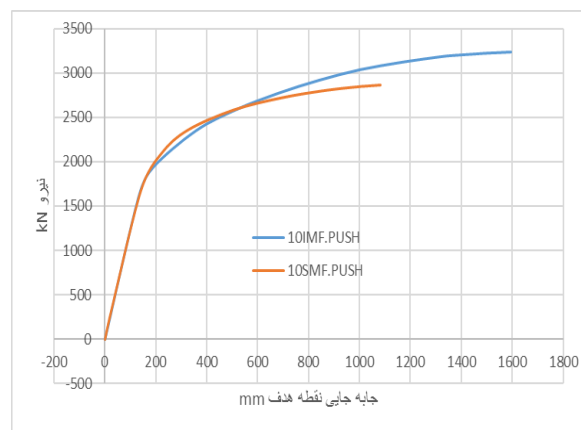
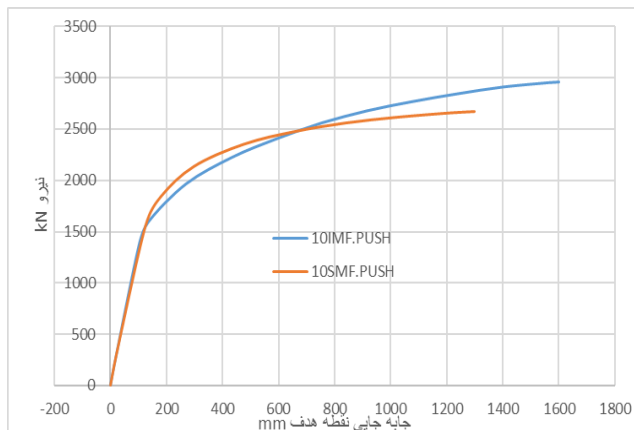
شکل (۶) تغییر مکان جانبی مدل‌های ۱۰ طبقه: الف- در راستای X، ب- در راستای Y

۲-۶- منحنی نیرو-تغییر مکان

یکی از مهم‌ترین نتایج تحلیل غیر خطی بارافزون، منحنی نیرو-تغییر مکان نقطه هدف سازه می‌باشد. این منحنی که علاوه بر نمایش رفتار سازه، شکل‌پذیری و رفتاری غیر خطی سازه، عامل کنترل‌کننده تحلیل غیر خطی نیز می‌باشد. در این پژوهش به صورت تغییر مکان نقطه هدف در جهت مورد انتظار و نیروی برش پایه سازه تعریف می‌شود. شکل‌های (۷ و ۸) منحنی نیرو-تغییر مکان را به ترتیب برای مدل‌های ۵ و ۱۰ طبقه در هر جهت مجزا نمایش می‌دهند.



شکل (۷) منحنی نیرو-تغییر مکان سازه‌های ۵ طبقه: الف- در راستای X، ب- در راستای Y



شکل (۸) منحنی نیرو-تغییر مکان سازه‌های ۱۰ طبقه: الف- در راستای x، ب- در راستای y

بررسی نمودارهای فوق نشان می‌دهد که در سازه ۵ طبقه مطابق انتظار سازه با شکل‌پذیری بیشتر زودتر وارد رفتار غیر خطی شده و تغییر شکل نهایی بیشتری را نیز تجربه می‌کند. این در حالی است که این پدیده در سازه‌های ۱۰ طبقه مشاهده نمی‌شود که عمده دلیل آن را می‌توان به کنترل تغییر مکان جانبی که منجر به کاهش شکل‌پذیری می‌شود نسبت داد.

۴-۶- وضعیت مفاصل در لحظه انهدام

بررسی وضعیت مفاصل در لحظه انهدام با در نظر گرفتن محل قرارگیری آن‌ها و موقعیت عضو مربوط در سازه از جمله مهم‌ترین اهداف این پژوهش می‌باشد. نتایج حاصل شده برای هر یک از سازه‌ها به شرح زیر می‌باشد:

سازه 5IMF

با بررسی وضعیت مفاصل اعضای سازه 5IMF مشاهده می‌شود که در اکثر موارد در مواجهه به لنگرهای مثبت هر سه مفصل با شرایط نسبتاً نزدیک فعال می‌شوند و این در حالی است که در مواجهه با لنگر منفی مشاهده می‌شود که معمولاً شرایط یک مفصل از مابقی متفاوت‌تر و بحرانی‌تر می‌باشد. در بیشتر موارد مفصل اول این وضعیت را نداشته و یکی از مفاصل دوم یا سوم در این وضعیت قرار می‌گیرد. در مواردی هم که مفصل اول این وضعیت را دارد، معمولاً شاهد پیشروی و بحرانی شدن مفصل نیستیم و در اوایل رفتار غیر خطی این اتفاق برای مفاصل در معرض لنگر منفی مشاهده می‌شود. همچنین با بررسی وضعیت ستون‌های سازه 5IMF مشاهده می‌شود که یک یا در بیشتر موارد دو مفصل اول فعال شده و مفصل سوم در هیچ یک از ستون‌ها وارد رفتار غیر خطی نشده است.

سازه 5SMF

با بررسی وضعیت مفاصل اعضای سازه 5SMF مشاهده می‌شود که در تیرهای واقع در طبقات میانی، در معرض لنگر مثبت معمولاً هر سه مفصل وارد رفتار غیر خطی می‌شوند و رفتار به نسبت نزدیک به یکدیگری دارند و این در حالی است که برای لنگر منفی عموماً شاهد تشکیل یک مفصل غیر خطی هستیم که تا پیشروی زیادی هم دارند و به سطوح بالای رفتار غیر خطی هم می‌رسند درحالی که سایر مفاصل وارد رفتار غیر خطی نشده‌اند. در بیشتر موارد یا در مفصل انتهایی یا وسطی این

اتفاق رخ داده است و مفصل نزدیکتر به وسط تیر معمولاً غیر خطی نمی‌شود. این روند اما در طبقه اول و آخر معمولاً به نحو دیگری است و هر دو لنگر منفی و مثبت اکثراً منجر به تشکیل یک مفصل غیر خطی می‌شوند. همچنین با بررسی وضعیت ستون‌های سازه 5SMF نیز همان مطالب اشاره شده برای سازه 5IMF مشاهده می‌شود، با این تفاوت که تعداد ستون‌هایی که دو مفصل اول آنها وار رفتار غیر خطی شده‌اند بیشتر شده است.

سازه 10IMF

با بررسی وضعیت مفاصل اعضای سازه 10IMF مشاهده می‌شود که باز هم ریتم تیرهای طبقات میانی مشابه موارد قبل می‌باشد. در طبقات ابتدایی و انتهایی نیز تا حدودی همان ریتم مشاهده می‌شود. همچنین با بررسی وضعیت ستون‌های سازه 10IMF مشاهده می‌شود که تمامی مفاصل در قسمت پایینی ستون هر طبقه تشکیل شده است. تشکیل مفاصل در هر ستون معمولاً از اولین ستون شروع شده است. در ستون‌های بحرانی‌تر هر سه مفصل با شرایط نزدیک به هم تشکیل می‌شوند و این اتفاق به ترتیب رخ می‌دهد، به این معنی که در ابتدا یک ستون در محدوده B to C تشکیل سپس همین اتفاق برای مفصل دوم و بعد برای مفصل سوم اتفاق می‌افتد.

سازه 10SMF

رفتار مفاصل سازه 10SMF بسیار شبیه به سازه 10IMF می‌باشد. که این امر در مورد نمودار نیرو-تغییر مکان نیز مشاهده می‌شود.

۷- نتیجه‌گیری

نتایج نشان می‌دهد که الگوی تشکیل مفاصل در تیرها برای تمامی سازه‌ها به شدت از نوع لنگر وارد شده بر آنها تاثیر می‌گیرد. زمانی که تیرها تحت لنگر مثبت قرار دارند، تشکیل مفاصل عموماً برای هر سه مفصل تعریف شده رخ می‌دهد و سه مفصل معمولاً در شرایط یکسانی با هم قرار دارند. اما در شرایط لنگر منفی معمولاً یک مفصل تشکیل می‌شود و با افزایش تنش‌ها همان مفصل وارد نواحی بحرانی شده در حالی که سایر مفاصل خیلی تحت تاثیر قرار نگرفته‌اند، این مفصل معمولاً مفصل نزدیکتر به تکیه‌گاه می‌باشد. تیرها در تمامی طبقات به جز طبقه اول و آخر رفتار به نسبت یکسانی دارند، اما در طبقات اول و آخر مشاهده می‌شود که تیرها در معرض هر دو لنگر مثبت و منفی با یک مفصل تشکیل شده روبه‌رو هستند با این تفاوت که در لنگر مثبت معمولاً مفصل انتهایی و در لنگر منفی یکی از مفاصل ابتدایی یا میانی فعال می‌شود. که با توجه تفاوت شرایط مرزی در این دو طبقه می‌توان نتیجه گرفت که یکی از عوامل موثر بر محل تشکیل مفاصل شرایط مرزی می‌باشد. تغییر میزان شکل‌پذیری بر تمامی عوامل رفتاری در سازه‌های پنج طبقه اثر بیشتری دارد، و در سازه ده طبقه رفتارها بسیار به هم نزدیک می‌شود که دلیل آن را می‌توان در مساله کنترل تغییر مکان جانبی جست و جو کرد. با افزایش تعداد طبقات و ارتفاع سازه کنترل تغییر مکان جانبی مساله بحرانی‌تری شده و در نتیجه منجر به طراحی سازه‌ای صلب‌تر می‌شود. با افزایش صلبیت نقش شکل‌پذیری مجاز کمتر شده و این امر منجر به نزدیک شدن رفتار دونوع سازه به هم می‌شود. در مورد ستون‌ها اما مشاهده می‌شود که تقریباً همه سازه‌های به یک شکل عمل کرده و تشکیل مفاصل به ترتیب از مفصل اول قسمت پایینی سازه شروع شده و با افزایش تنش‌ها به مرور دو مفصل دیگر این قسمت تشکیل می‌شوند.

این پژوهش نشان داد که در نرم افزار های تحلیلی تجاری مانند ETABS عوامل مختلفی در محل تشکیل مفاصل خمیری نقش دارند که در موارد مرسوم امروزی به آنها توجه نمی شود و به منظور دستیابی به تحلیل های دقیقتر، اصلاح ساختار و محل تعریف این مفاصل لازم است.

مراجع

- [1] Paulay, T. and Priestley, M. J. N. (1992), Seismic design of reinforced concrete and masonry structures, John Wiley & Sons.
- [2] Riva, P. and Cohn, M. Z. (1994) 'Rotation capacity of structural concrete members', *Magazine of concrete research*. Thomas Telford Ltd, 46(168), pp. 223-234.
- [3] Sheikh, S. A. and Houry, S. S. (1993), Confined concrete columns with stubs, *ACI Structural Journal*, 90 (4), 414-431.
- [4] Mendis, P. (2002) 'Plastic hinge lengths of normal and high-strength concrete in flexure', *Advances in structural engineering*. SAGE Publications Sage UK: London, England, 4(4), pp. 189-195.
- [5] Mortezaei, A. and Zahrai, S. M. (2013) 'A Proposed Equation for the Estimation of Plastic Hinge Length of RC Columns subjected to Ground Motions'. *JOURNAL OF COMPUTATIONAL METHODS IN ENGINEERING (ESTEGHLAL)*
- [۶] بهشتی اول، س. ب. and احمدیان، ا. (۱۳۹۱) 'برآورد طول مفصل پلاستیک در ستونهای بتنآرمه معیوب'، *نومین کنفرانس ملی سازه، زلزله و ژئوتکنیک-NCSEG02*. Available at: https://www.civilica.com/Paper-NCSEG02-NCSEG02_051.html%0A.
- [۷] مرتضایی، ع. and خیرالدین، ع. (۱۳۹۱) 'مدل سازی و تخمین طول مفصل پلاستیک ستون های بتن آرمه به کمک شبکه های عصبی مصنوعی'، *فصلنامه مدل سازی در مهندسی، دوره: ۱۰، شماره: ۲۹*. Available at: https://www.civilica.com/Paper-JR_JME-JR_JME-10-29_001.html%0A.
- [8] Bae, S. and Bayrak, O. (2008), Plastic hinge length of reinforced concrete columns, *ACI Structural Journal*, 290-300.
- [9] Baker, A. L. L. (1956), Ultimate load theory applied to design of reinforced and pre-stressed concrete frames, Concrete Publications, London.
- [10] Sawyer, H. A. (1964), Design of concrete frames for two failure states, *International Symposium of the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, USA*, 405-431.
- [11] Corley, W. G. (1966), Rotational capacity of reinforced concrete beams, *Journal of Structural Division (ASCE)*, 92, 121-146.
- [12] Mattock, A. H. (1967), Discussion of rotational capacity hinging regions in reinforced concrete beams, *Journal of Structural Division (ASCE)*, 93, 519-522.
- [13] Park, R. Priestley, M.J.N. and Gill, W.D. (1982), Ductility of square confined concrete columns, *Structural Journal*, 108(ST4), 929-950.
- [14] Mander, J.B. (1983), Seismic design of bridge piers, PhD Thesis, University of Canterbury.
- [15] Priestley, M. J. N. and Park, R. (1987), Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading, *ACI Structural Journal*, 84 (1), 61-76.
- [16] Sakai, and Sheikh, (1989), What do we know about confinement in reinforced concrete columns, *ACI Structural Journal*, 86 (2), 196-207.
- [17] Tanaka, H. and Park, R. (1990), Effect of lateral Confining reinforcement on the ductile behavior of reinforced concrete columns, Research Report, University of Canterbury.
- [18] Watson, S. and Park, R. (1994), Simulated seismic load tests on reinforced concrete columns, *Journal of Structural Engineering*, 120 (6), 1825-1849.
- [19] Bayrak, O. and Sheikh, S. A. (1997), High strength concrete columns under simulated earthquake loading, *ACI Structural Journal*, 94 (6), 708-722.
- [20] Panagiotakos, T. B. and Fardis, M. N. (2001), Deformation of reinforced concrete members at yielding and ultimate, characterization of high performance fiber reinforced cement composites, *ACI Structural Journal*, 98(2), 135-148.
- [21] Berry, M., Lehman, D. E., and Lowes, L. N. (2008), Lumped plasticity models for performance simulation of bridge columns", *ACI Structural Journal*, 105(3), 270-279.

- [22] Alemdar, Z. F. (2010), Plastic hinging behavior of reinforced concrete bridge columns, PhD Thesis, University of Kansas.
- [23] Ou, Y. C., Kurniawan, R. A., Kurniawan, D. P. and Nguyen, N. D. (2012), Plastic hinge of circular reinforced concrete columns, Computers and Concrete, 10 (6), 663-681.
- [24] Tang, Z., Ma, H., Guo, J., Xie, Y. and Li, Z. (2016), Experimental research on the propagation of plastic hinge length for multi scale reinforced concrete columns under cyclic loading, Earthquake and Structures, 11 (5), 823-840.
- [25] Gencturk, B. and Elnashai A. S. (2009), Analytical modeling of engineered cementitious composite member, ANCER Workshop, University of Illinois.

[۲۶] مبحث ششم مقررات ملی ساختمان

[۲۷] مبحث نهم مقررات ملی ساختمان

[۲۸] استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۹۲