

بررسی رفتار ساختمان‌های بلند دارای هسته بتن مسلح با امکان مفصل دوگانه

حمید بیرقی^{۱*}، علی خیرالدین^۲، محمد علی کافی^۳

۱- مربی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد مهدیشهر

۲- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

چکیده

ساختمان‌های بلند دارای هسته بتن مسلح در صنعت ساختمان به صورت روز افزون در حال رشد هستند. عموماً وقوع یک مفصل پلاستیک در پای هسته اینگونه سازه‌ها مورد نظر طراحان است. در این تحقیق با توجه به چنین دیدگاهی، ابتدا سه سازه ۲۰، ۳۰ و ۴۰ طبقه مطابق عرف با کمک روش تحلیل طیف پاسخ مدی، طراحی می‌شوند. سپس با رویکرد تشکیل یک مفصل در پای سازه، این ناحیه به صورت غیر خطی مدل می‌شود و هفت نگاهت زلزله بر سازه‌ها اعمال می‌گردد. نتایج نشان می‌دهد نیاز لنگر در اواسط ارتفاع هسته بسیار بیشتر از مقادیر مورد انتظار است که از تحلیل طیفی حاصل شده، به گونه‌ای که عملاً حفظ سازه در این نواحی در حالت الاستیک، مستلزم مقادیر میلگرد بیش از حد است. این موضوع ناشی از اثر مدهای بالاتر می‌باشد، بعلاوه اینکه وقوع مفصل در پای سازه چندان از اثر مدهای بالاتر نمی‌کاهد. لذا در رویکرد دیگری، امکان وقوع مفصل پلاستیک دیگری در ارتفاع سازه‌ها پیش بینی شده و مدل‌ها با امکان وقوع دو مفصل پلاستیک تحت اثر نگاهت‌ها قرار می‌گیرند که نتایج از کاهش مقدار لنگر اواسط ارتفاع به ترتیب در حدود ۳۵، ۳۴ و ۳۰ درصد برای سازه‌های فوق‌الذکر حکایت داشت. دیدگاه دیگر اینکه امکان رخداد پلاستیسیت گسترده در کل ارتفاع هسته وجود داشته باشد و لذا مفصل پلاستیک در یک یا دو ناحیه متمرکز نباشد. تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی نشان داد تغییر مکان جانبی نسبی بین طبقه‌ای چنین مدلی مطلوب نیست.

کلمات کلیدی: ساختمان بلند، هسته بتن مسلح، مفصل پلاستیک

The Behavior of Core Wall in Tall Buildings Capable of Two Hinges

Hamid beiraghi^{1*}, Ali Kheyroddin², Mohamad Ali Kafi³

1- Lecturer, Department of Civil Engineering, Islamic Azad University Mahdisha Branch

2- Professor, Department of Civil Engineering, Semnan University

3- Assistant professor, Department of Civil Engineering, Semnan University

Abstract

Tall buildings with Cor wall are growing in the structural industry. Generally, occurring one plastic hinge in the base of the structure is acceptable. In this research, 20, 30 and 40 story buildings are designed according to the

* مؤلف مسئول: حمید بیرقی، h_beiraghi@yahoo.com

تاریخ دریافت مقاله: ۹۳/۴/۲۰ - تاریخ پذیرش مقاله: ۹۴/۲/۲۶

practice and response spectrum analysis. Then, the base of the structures are modeled by inelastic elements and seven earthquake records are applied to the models. The results show that the moment demands around the mid-height of the reinforced concrete core walls are more than expected values. This matter result in more reinforcement than the amount required from respons spectrum analysis. Another approach is to use another plastic hinge in the mid-height of the core wall. Nonlinear time history analysis of the model with capability of two plastic hinge shows that the moment demand will decrease more than 30 percent for the studied buildings. A third approach is the extended plasticity in which the core wall can have plasticity in anywhere along the height of the core wall. The results show that the interstory drift of such models is not satisfactory. The behavior of the wall will be studied in each approach.

Keywords: Reinforced concrete, Plastic hinge, Tall building.

۱- مقدمه

ساختمان‌های بلند دارای هسته بتن مسلح در دنیای ساخت و ساز دارای اقبال روز افزون هستند. این واقعیت به دلیل محاسن آن نظیر سرعت در اجرا، که می‌تواند با قالب‌های لغزان باشد، هزینه پایین‌تر نسبت به سایر سیستم‌های سازه‌ای و ایجاد فضای نسبتاً باز از دیدگاه معماری در طبقات است [۱]. در بسیاری از موارد، کل بار جانبی در چنین سیستم‌هایی تقریباً توسط هسته بتن مسلح تحمل می‌شود و بار نقلی بر روی دال‌های معمولاً پس کشیده از یک سو به ستون و از سوی دیگر به دیوار منتقل می‌شود.

متخصصان طراحی سازه‌های بلند همواره برای تأمین ایمنی و ساخت پذیری به همراه لحاظ نمودن هزینه کمتر به نوعی با چالش مواجه بوده‌اند. در مناطق با لرزه خیزی زیاد، این موضوع دارای نمود بیشتری است [۲]. در چنین شرایطی، به کارگیری ایده‌های نوین توسط محققان همواره مورد پژوهش است.

رفتار الاستیک سازه‌های بلند مرتبه تا حد زیادی تحت تأثیر مدهای بالاتر قرار دارد. ظاهراً این موضوع در ابتدا در کارهای تحلیلی Blakeley گزارش شد [۳] و در ادامه توسط جمع کثیری از محققان در کارهای تحلیلی [۴-۱۰] و آزمایشگاهی [۱۱، ۱۲، ۱۳] مورد تأیید قرار گرفت.

در طرح لرزه‌ای ساختمان‌ها مطابق آیین نامه‌ها که اغلب با لحاظ کردن سطح زلزله طرح می‌باشد، از نیروی جانبی کاهش یافته طرح استفاده می‌شود، به گونه‌ای که با وقوع زلزله قوی، امکان تغییر شکل‌های غیر خطی در قسمت‌های مشخصی از سازه پذیرفته شده است و در سایر قسمت‌ها اصولاً باید شاهد رفتار الاستیک باشیم [۱۳]. در این صورت، الزامات تجویزی آیین نامه‌ها جهت تحمل تغییر شکل‌های غیر خطی در نواحی مفصل پلاستیک باید مورد توجه باشد. در ساختمان‌های دارای هسته بتن مسلح تشکیل یک مفصل پلاستیک در پای دیوارهای منظم در ارتفاع، مورد نظر است [۶، ۱۱، ۱۴-۱۹]. طراحی دیوار در نواحی غیر از حدود تراز پایه، مستلزم تعیین مقادیر نیاز لنگر خمشی و نیروی برشی در این نواحی است.

برای اطمینان از وقوع پاسخ الاستیک در نواحی غیر از مفصل پلاستیک، برخی از آیین نامه‌های طراحی اثر مدهای بالاتر را بوسیله یک پوش لنگر خمشی طرح که از مقدار حداکثر لنگر مورد انتظار در پایه تا صفر در بالای دیوار به طور خطی متغیر است، لحاظ می‌کنند. مطالعات نشان داده که حتی چنین پوش لنگر با تغییرات خطی، نمی‌تواند برای جلوگیری از توسعه پلاستیسیته در نواحی بالاتر از مفصل پلاستیک پایه کارساز باشد [۱۹-۲۱].

تعیین نیروهای طراحی در ساختمان‌های دارای هسته اغلب توسط تحلیل طیف پاسخ مودی و با بکارگیری یک روش شناخته شده ترکیب مدها نظیر روش SRSS انجام می‌گیرد. در این صورت، نیروهای الاستیک تمام مدها با یک مقدار ضریب رفتار R یکسان کاهش می‌یابند. تحقیقات روی رفتار دیوار طره‌ای بتن مسلح نشان داده که تسلیم در پای دیوار، عمدتاً از پاسخ مد اول می‌کاهد؛ در حالی که اثرات سایر مدهای بالاتر حتی با وجود وقوع مفصل پلاستیک در پای دیوار، کماکان بدون وابستگی به ضریب رفتار و بدون کاهش قابل توجه وجود

خواهد داشت. لذا برآورد نیاز لرزه‌ای در دیوارهای طره‌ای با رفتار غیر خطی در روش تحلیل طیف مدی دست پایین خواهد بود [۱۲،۱۹،۲۲].

آیین نامه بتن آمریکا بر اساس این فرض منطقی استوار است که کل پلاستیسیته صرفاً در پای دیوار متمرکز شود. این در حالی است که آیین نامه مذکور تجویز یا الزامی خاص برای محدود نمودن طراحان جهت متمرکز کردن پلاستیسیته در پای سازه ندارد؛ در عین حال طراحان ملزم به چک نمودن یا ارائه جزئیات خاص در ترازهای بالاتر از تراز پایه نیستند، از طرفی می‌دانیم این آیین نامه اثر مدهای بالاتر و همچنین اثر اضافه مقاومت در تراز پایه را در نظر نمی‌گیرد [۲۳]. لذا توسعه پلاستیسیته می‌تواند در هر ارتفاعی رخ دهد [۱۹]. از آنجا که برای دیوارها در ترازهای بالاتر، جزئیات شکل پذیری وجود ندارد، لذا وقوع حالت‌های شکست ناخواسته و نابهنگام یکی از تهدیدات اساسی به شمار می‌آید. واقعیت‌های بیان شده در این پاراگراف در مورد آیین نامه بتن ایران نیز صادق است.

در این پژوهش ابتدا سه ساختمان بلند ۲۰، ۳۰ و ۴۰ طبقه با هسته بتن مسلح به روش طیف مدی مورد تحلیل و طراحی قرار می‌گیرند. سپس، در حالت اول با فرض اینکه نواحی پای هسته قابلیت مفصل شدن دارد، این نواحی به صورت غیر خطی و سایر ترازها به صورت خطی مدل می‌شوند.

در حالت دوم با فرض اینکه امکان وقوع مفصل دوم در تراز بالاتر مهیا باشد، این تراز نیز علاوه بر تراز پایه به صورت غیر خطی مدل می‌شود. در حالت سوم فرض می‌شود که پلاستیسیته قابلیت وقوع در هر تراز از کل هسته را دارد، لذا کل سازه به صورت غیر خطی مدل می‌شود. همه مدل‌های مذکور تحت اثر شتاب نگاشت حوزه نزدیک قرار می‌گیرند. نگاشت‌های زلزله نزدیک گسل می‌توانند نیاز تغییر شکل غیر الاستیک قابل توجهی روی ساختمان بلند با تحریک همزمان مدهای بالاتر، علاوه بر مد اول ارتعاش سازه، داشته باشد. نتایج نشان می‌دهد ایده وقوع دو مفصل (یکی در پایه و دیگری در ارتفاع) می‌تواند طور کنترل شده به کاهش پاسخ سازه منجر گردد.

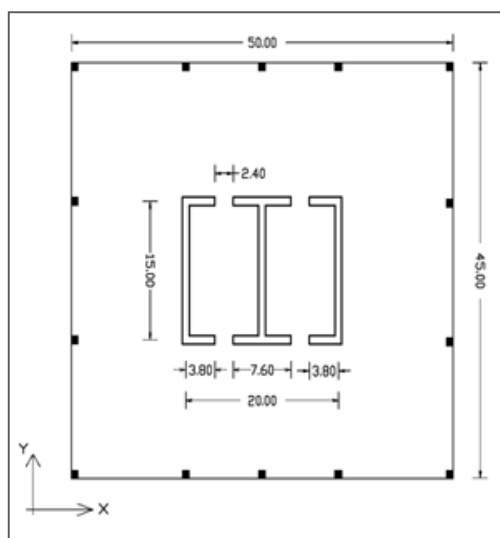
۲- مفصل دوگانه و پلاستیسیته گسترده

فرض تشکیل صرفاً یک مفصل در پای سازه، که در این تحقیق به عنوان مدل مفصل یگانه نامیده می‌شود، در ساختمان‌های بلند دارای هسته از آنجا دچار چالش می‌گردد که مطابق آنچه در ادامه مقاله مشاهده خواهد شد، در صورتیکه بخواهیم تحت زلزله شدید عملاً ترازهای بالاتر از تراز پایه، در حالت الاستیک حفظ شود، دیاگرام نیاز لنگر حاصل از تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی در حدود اواسط ارتفاع سازه دارای مقادیر نیاز بسیار بیشتر از مقادیر طراحی حاصل از روش تحلیل طیفی خواهد بود. لذا عملاً حفظ سازه در محدوده الاستیک در نواحی بالاتر از تراز پایه مستلزم مقادیر بسیار زیاد میلگرد است. در ادامه با فرض اینکه در یک محل دیگر نیز غیر از تراز پایه، امکان وقوع مفصل پلاستیک به صورت کنترل شده وجود داشته باشد، به عنوان ایده مفصل دوگانه مور بحث قرار می‌گیرد.

چنانچه فرض کنیم هسته بتن مسلح قابلیت توسعه پلاستیسیته در کل ارتفاع سازه را دارد، لذا طرح دیگری در این مورد قابل تصور است که بنام مدل پلاستیسیته گسترده از آن نام می‌بریم. در این حالت کل هسته در هر ارتفاعی قابلیت پلاستیک شدن را دارد ولی باید به این نکته توجه نمود که در این رویکرد، رخداد تسلیم ترازهای بالاتر مستلزم جزئیات میلگرد گذاری ویژه در تمام ارتفاع هسته است. تسلیم گسترده که در این حالت می‌تواند رخ دهد، اساساً فقط در حالت تئوری امکان حادث شدن دارد. زیرا در عمل باتوجه به قطع میلگردهای طولی به صورت مرحله‌ای، دیاگرام ظرفیت لنگر در ارتفاع دارای پرش‌هایی خواهد بود و پاسخ غیر الاستیک در این نواحی متمرکز خواهد شد و لذا وقوع پلاستیسیته گسترده در واقعیت، بعید خواهد بود.

۳- توصیف مدل‌ها

در این تحقیق رفتار ساختمان‌های ۲۰، ۳۰ و ۴۰ طبقه دارای هسته بتن مسلح تحت اثر زلزله مورد بررسی قرار می‌گیرند. فرض می‌شود هسته بتن مسلح کل بار جانبی را می‌برد و لذا فقط هسته مدل می‌شود. در مدل‌های مورد بررسی صرفاً ارتفاع و ضخامت دیوارها متغیر است (شکل ۱). بار زنده و مرده کف‌ها به ترتیب ۲۰۰۰ و 7000 N/m^2 است. ضخامت هسته در هر ساختمان با انجام طراحی حاصل می‌شود و برای بال و جان یکسان است. ساختمان در نواحی با لرزه خیزی زیاد و خاک نوع ۲ طبق استاندارد ۲۸۰۰ ایران واقع است [۲۴].



شکل ۱: پلان ساختمان مورد نظر (ابعاد به متر)

۴- روش طراحی

برای بارگذاری لرزه‌ای و طراحی سازه از استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۲۴] و آیین نامه بتن امریکا [۱۴] استفاده شده است. در مدلسازی دیوار از المان‌های Shell با رفتار الاستیک در نرم افزار ETABS9.7 استفاده شد [۲۵]. ضریب کاهش ممان اینرسی مقطع بتن مسلح ناشی از اثرات ترک خوردگی در نواحی مفصل پلاستیک پای سازه در حالت مفصل در تراز پایه، معادل 0.35 و برای ترازهای دیگر 0.7 لحاظ شد. بار لرزه‌ای صرفاً در راستای X اعمال شد، زیرا بررسی رفتار در راستای Y در محدوده این پژوهش واقع نمی‌شود، زیرا وجود تیرهای همبند در جهت Y موجب اتلاف انرژی بیشتر در ارتفاع سازه می‌شود که چنین موضوعی مورد نظر نیست. نتایج ناشی از طراحی دیوارهای هسته با رویکرد یک مفصل در تراز پایه، در جدول ۱ ملاحظه می‌شود. همچنین زمان تناوب ۵ مد اول ارتعاش ساختمان‌ها در جهت X در مدل الاستیک در جدول ۲ قابل مشاهده است.

جدول ۱: مشخصات ساختمان‌های مورد طرح

درصد میلگرد تراز پایه	لنگر پایه طرح (KN.m)	برش پایه طرح (KN)	جرم لرزه ای کل (1000Kg)	ضخامت هسته (m)	شماره طبقه	ارتفاع کل (m)	تعداد کل طبقات
۱/۶۲	۴۵۷۷۹۴۰	۵۵۹۹۰	۷۴۹۶۱	۰/۹	۱-۱۰	۱۴۰	۴۰
				۰/۷	۱۰-۲۰		
				۰/۵	۲۰-۳۰		
				۰/۳	۳۰-۴۰		
۱/۰۲	۲۴۵۱۴۴۰	۴۱۸۵۰	۵۲۰۹۰	۰/۵۵	۱-۱۰	۱۰۵	۳۰
				۰/۴۰	۱۰-۲۰		
				۰/۲۵	۲۰-۳۰		
۰/۸۶	۱۰۴۴۹۵۰	۲۷۱۴۰	۳۱۶۴۸	۰/۲	۱-۱۰	۷۰	۲۰
				۰/۱۵	۱۰-۲۰		

جدول ۲: زمان تناوب ارتعاش سازه‌های مورد بررسی در جهت X

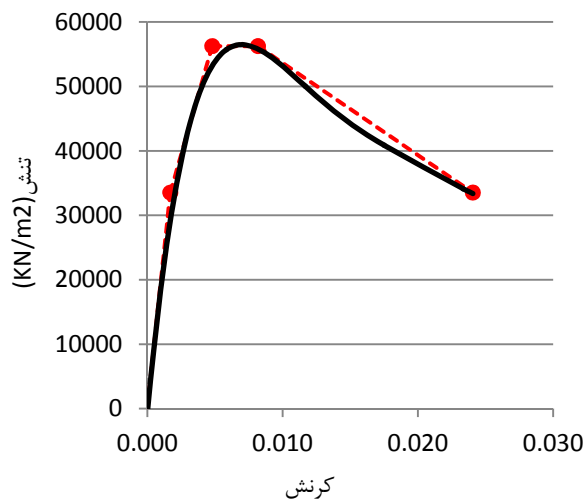
زمان تناوب (s)			شماره مد ارتعاش
۲۰ طبقه	۳۰ طبقه	۴۰ طبقه	
۲/۲۸۷	۳/۲۲	۴/۶۷	۱
۰/۴۷۵	۰/۶۴۶	۰/۹۲۱	۲
۰/۲۱۷	۰/۲۸۳	۰/۳۸۷	۳
۰/۱۳۹	۰/۱۷۱	۰/۲۲۸	۴
۰/۰۹۹	۰/۱۲۲	۰/۱۵۶	۵

۵- مدلسازی غیر خطی

مدل سه بعدی هسته‌ها با نرم افزار Perform3D انجام گرفت [۲۶]. این نرم افزار از مدل فیبری برای مدلسازی دیوار در حالت غیر خطی بهره می‌گیرد. حداکثر هشت فیبر بتن و هشت فیبر فولاد می‌تواند برای یک المان دیوار برشی در حالت غیر خطی لحاظ گردد. در مدل مذکور بر خلاف مدل تیر - ستون با پلاستیسیته متمرکز، محل تار خنثی تحت اثر بار، جابجا می‌شود. برای نواحی با انتظار وقوع رفتار غیر خطی خمشی از المان دیوار برشی با فیبرهای قائم غیر خطی بتن و فولاد استفاده شد تا تسلیم خمشی مورد انتظار در این نواحی رخ دهد. لذا در ساختمانهای مورد نظر در حالت مفصل یگانه، با فرض اینکه ناحیه غیر خطی حدود ده درصد ارتفاع سازه و در پای هسته است، این نواحی با المان غیر الاستیک در خمش و در ترازهای بالاتر با فرض اینکه دارای مقاومت خمشی کافی باشد، به صورت دیوار برشی با رفتار خمشی الاستیک خطی مدل شد. مقدار درصد میلگرد تراز پایه همان مقدار حاصل از تحلیل طیفی است که مقدار آن در ناحیه غیر خطی ثابت است.

برای حالت مفصل دوگانه، یک مفصل در تراز پایه و مفصل دیگری در تراز بالاتر از تراز پایه و هرکدام با طول حدود ده درصد ارتفاع کل سازه فرض شد و سایر نواحی به صورت الاستیک مدل شدند. در هر دو حالت فوق الذکر، مقدار ممان اینرسی موثر نواحی الاستیک با

ضریب ۰/۷ اعمال شد. مدلسازی دیگری تحت عنوان مدل با امکان پلاستیسیته گسترده، با المان فیبری و امکان رفتار غیر خطی در کل سازه صورت گرفت. درصد میلگرد طبقات از تحلیل طیف پاسخ مدی به دست آمده است. مطابق نشریه ۳۶۰ مقاومت مورد انتظار فولاد و بتن به ترتیب $1/15f_y$ و $1/25 f'_c$ در نظر گرفته شد [۲۶]. از بتن محصور شده برای هسته استفاده شد. نظر به اینکه پوشش بتن روی میلگردها به عنوان بتن غیر محصور تلقی می‌گردد، از این مقدار بتن صرف‌نظر شد. منحنی تنش- کرنش بتن در نرم افزار به صورت چهار خطی قابل مدلسازی است، لذا رابطه تنش کرنش بتن طبق مدل اصلاح شده Mander برای بتن محصور مطابق شکل ۲ به صورت چند خطی مدل شد که در آن از مقاومت کششی بتن صرف نظر شده است [۲۷]. جرم طبقات به صورت متمرکز در مرکز جرم طبقه و بدون خروج از مرکزیت قرار داده شد. دیافراگم کف به صورت صلب لحاظ شد.



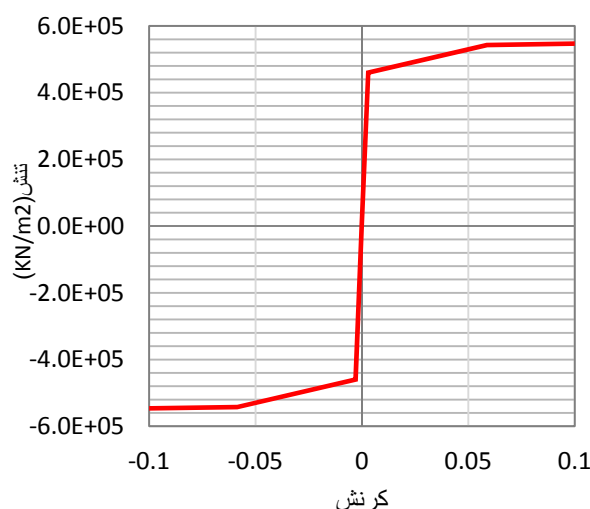
شکل ۲: منحنی تنش - کرنش بتن

از آنجا که اصل بر این است خرابی برشی زودتر از خرابی خمشی به وجود نیاید [۲۸]، لذا در این مورد میلگردهای برشی به گونه‌ای فرض شدند که کفایت ظرفیت برشی صادق باشد و کل دیوار در رفتار برشی به صورت الاستیک باقی بماند. در مورد سختی برشی مؤثر بتن، $G_c A_w$ ، نظرات اندک و مختلفی وجود دارد. در این خصوص نتایج آزمایشگاهی مربوط به سختی برشی در ترک خوردگی برشی و در تسلیم برشی بسیار محدود است [۲۹]. دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود مقدار $0/4 E_c A_w$ برای دیوار بدون ترک و ترک خورده ارائه می‌کند [۲۶]. در این مقاله با توجه به توصیه‌های مراجع [۲۹] و [۳۰] برای لحاظ نمودن ترک در کاهش سختی برشی مؤثر در حالت ترک خورده، مقدار $G_c = 0.2 E_c$ در نظر گرفته می‌شود. مدول الاستیسیته بتن، E_c ، طبق رابطه آیین نامه بتن امریکا به صورت زیر است [۱۴].

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c} \quad (1)$$

در این رابطه مقدار E_c و f_c بر حسب MPA است.

رابطه تنش-کرنش فولاد فرضی، به صورت منحنی سه خطی مطابق شکل ۳ به نرم افزار معرفی شد. تنش تسلیم مشخصه و مقاومت نهایی مشخصه فولاد به ترتیب برابر ۴۰۰ و ۵۵۰ MPA است. توزیع میلگردهای طولی هسته به صورت یکنواخت است.



شکل ۳: نمودار تنش - کرنش فولاد

در مدلسازی دیوار طبق توصیه Wallace (۲۰۰۷) [۳۰] ارتفاع هر المان برابر ارتفاع طبقه است. هسته در پلان دارای یازده المان است. به طور کلی منحنی نیرو-جابجایی مدل چندان به اندازه مش و تعداد فیبرهای مصالح حساسیت ندارد [۳۱]. در تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی از میرایی رایلی استفاده شد و مقدار آن معادل ۲/۵ درصد میرایی بحرانی در حدود زمان تناوب مود اول و سوم لحاظ شد.

۶- شتاب نگاشت‌های زلزله

انتخاب شتاب نگاشت‌ها می‌تواند روی رفتار سازه تأثیرگذار باشد و در انتخاب آنها از نظر استاندارد ۲۸۰۰ ایران مواردی مطرح است که عبارتند از اینکه نگاشت‌ها تا حد امکان متعلق به زمین لرزه‌هایی باشند که شرایط زلزله طرح را ارضا کنند و بعلاوه ساز و کار چشمه لرزه‌زا به همراه فاصله محل احداث تا گسل مورد نظر قرار گیرد. همچنین ویژگی‌های زمین شناسی و مشخصات لایه‌های خاک در زمین لرزه‌های ثبت شده با زمین محل احداث حتی الامکان تطابق داشته باشد. در این تحقیق هفت نگاشت حرکت شدید زمین نزدیک گسل که ساز و کار آن از نوع معکوس و مشخصات خاک محل مطابق نوع ۲ استاندارد ۲۸۰۰ بود، استفاده شده است. هر نگاشت دارای دو مؤلفه، یکی عمود بر گسل و دیگری موازی راستای گسل است که از پایگاه داده PEER انتخاب شده است [۳۱]. مقیاس سازی نگاشت‌ها با لحاظ کردن طیف طرح استاندارد صورت گرفته است. کلیه نگاشت‌ها دارای پالس سرعت هستند که مشخصات آنها در جدول ۳ ملاحظه می‌شود. ثبت رکوردها در فاصله کمتر از چهارده کیلومتری از صفحه گسیختگی در نظر گرفته شده است که می‌تواند به عنوان نگاشت حوزه نزدیک در نظر گرفته شود.

جدول ۳: مشخصات نگاشت‌های مورد استفاده

ردیف	نام زلزله	کد زلزله*	PGA* (g)	فاصله از گسل (km)	بزرگای زلزله
۱	Northridge	۹۸۳	۰/۵۱۸	۵/۴	۶/۶۹
۲	Cape Mendocino	۸۲۸	۰/۶۱۵	۸/۲	۷/۰۱
۳	Loma Prieta	۷۷۹	۰/۹۴۴	۳/۹	۶/۹۳
۴	Northridge	۱۰۱۳	۰/۵۷۶	۵/۹	۶/۶۹
۵	Northridge	۱۰۸۶	۰/۸۳۳	۵/۳	۶/۶۹
۶	Chi-Chi, Taiwan	۲۶۲۷	۰/۵۲۴	۱۴/۷	۶/۲۰
۷	Loma Prieta	۷۶۳	۰/۲۹۴	۱۰	۶/۹۳

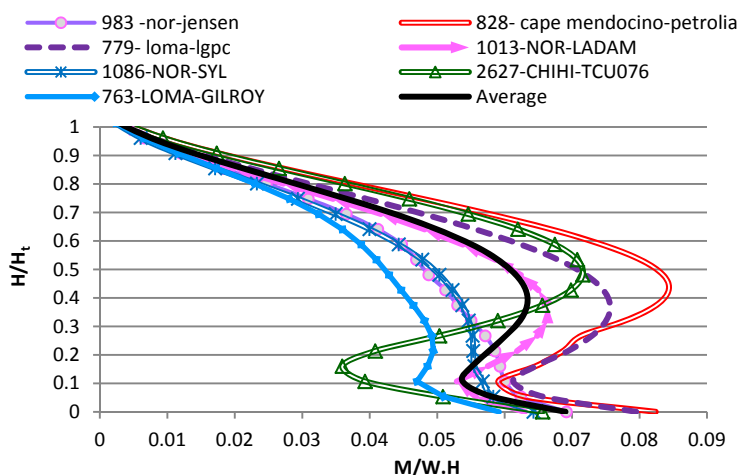
PGA*: حداکثر شتاب حرکت زمین

کد زلزله: کد زلزله در سایت (<http://peer.berkeley.edu/smcat>)

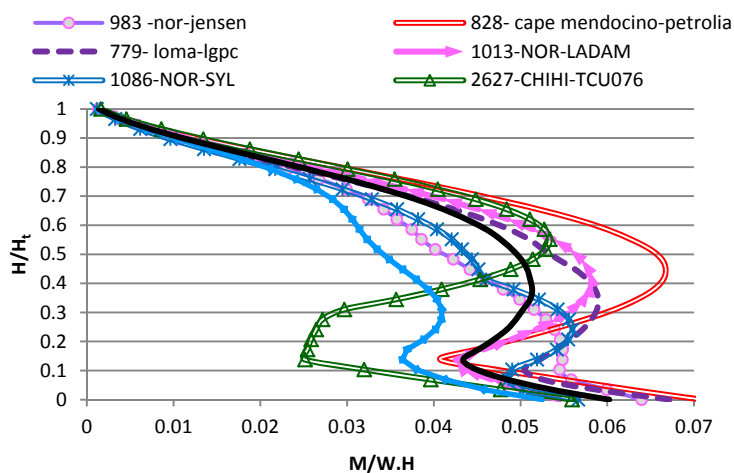
۷- نتایج تحلیل

نتایج حاصل از تحلیل طیف پاسخ مدی و تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی برای حالت مفصل یگانه و حالت مفصل دوگانه و حالت پلاستیسیته گسترده در ادامه بررسی می‌گردد.

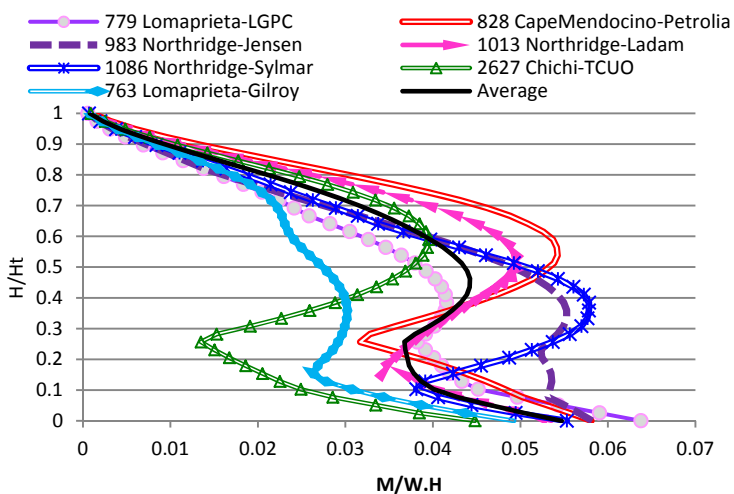
نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی روی مدل مفصل یگانه نشان می‌دهد که مفصل پلاستیک مطابق انتظار در پای دیوار اتفاق می‌افتد. مقادیر حداکثر لنگر در ارتفاع سازه ناشی از اعمال هرکدام از شتاب نگاشت‌ها برای ساختمان ۲۰،۳۰ و ۴۰ طبقه در شکل‌های ۴، ۵ و ۶ آورده شده است. محور افقی مقدار لنگر نرمال شده به $H.W$ را نشان می‌دهد که در آن H ارتفاع کل و W وزن کل لرزه‌ای سازه است، همچنین ارتفاع در محور قائم به عدد ۱ نرمال شده است. مشاهده می‌شود برای حالت مفصل یگانه در همه موارد، متوسط مقدار نیاز لنگر مربوط به هفت رکورد در حدود اواسط ارتفاع دارای تورم است. علت این موضوع آن است که با وقوع مفصل پلاستیک خمشی در پای سازه، از شدت اثر مود اول روی لنگر پایه کاسته می‌شود، در حالی که سایر مودهای بالاتر چندان تحت تاثیر این پدیده قرار نمی‌گیرند و بعلاوه اجماع اثر همه مدها در نهایت موجب وقوع مقادیر نسبتاً زیاد نیاز لنگر در حدود اواسط ارتفاع هسته می‌شود.



شکل ۴: مقادیر لنگر نرمال شده مدل مفصل یگانه در سازه ۲۰ طبقه



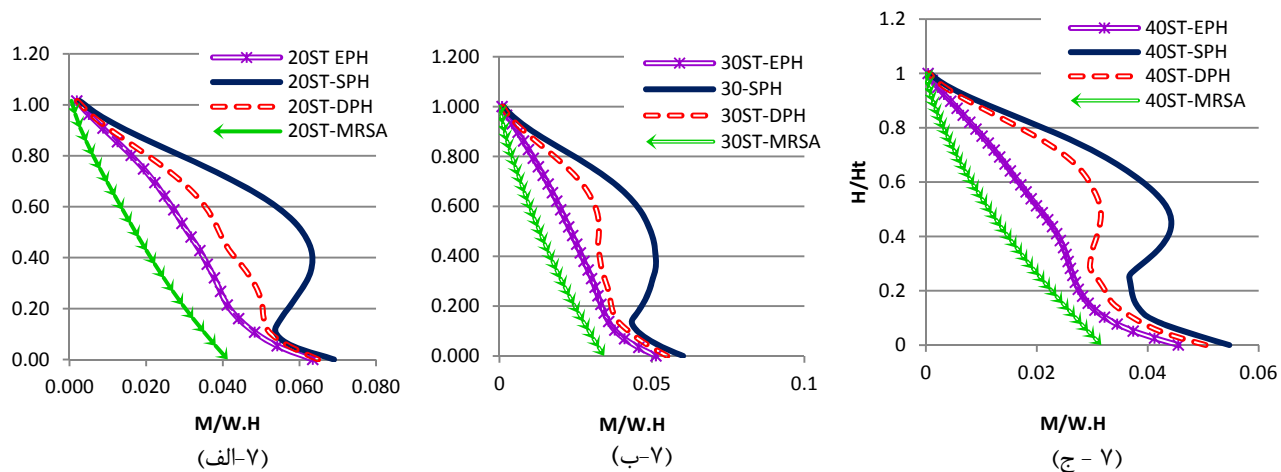
شکل ۵: مقادیر لنگر نرمال شده مدل مفصل یگانه در سازه ۳۰ طبقه



شکل ۶: مقادیر لنگر نرمال شده مدل مفصل یگانه در سازه ۴۰ طبقه

با توجه به مقادیر لنگر خمشی تشدید شده در اواسط ارتفاع در مدل‌های مفصل یگانه، می‌توان در حدود نواحی که متوسط لنگر ناشی از هفت رکورد حداکثر است، پتانسیل وقوع یک مفصل خمشی دیگر را پیش‌بینی نمود. مقادیر میلگرد این ناحیه غیر خطی نیز از تحلیل طیف پاسخ مدی به دست آمده‌اند. در ادامه، صرفاً مقادیر متوسط از حداکثرهای پاسخ ناشی از اعمال رکوردها نمایش داده می‌شود. شکل‌های ۷الف، ۷ب و ۷ج، مقادیر متوسط از حداکثر لنگرهای حاصل از اعمال هفت رکورد زلزله در حالت مفصل یگانه، حالت مفصل دو گانه و حالت پلاستیسیته گسترده و لنگر حاصل از روش تحلیل طیف پاسخ مدال در حالت مدل الاستیک را نشان می‌دهد. ملاحظه می‌شود که شکل کلی نمودار لنگر در ارتفاع برای تحلیل تاریخچه زمانی با آنچه که از تحلیل طیف پاسخ مدال حاصل شده، اختلاف بارزی دارد. مقادیر زیادتر لنگر پایه در تحلیل تاریخچه زمانی با چند دلیل قابل توجیه است؛ یکی اینکه در این حالت از مقاومت مورد انتظار مصالح (که از مقاومت مشخصه بیش‌تر است) استفاده شده است. دوم اینکه از میرایی ۲/۵ درصد رایلی (به جای ۵ درصد مفروض در حالت طیفی) استفاده شده است. سوم اینکه ضریب کاهش مقاومت در طراحی موجب قوی‌تر شدن طرح میگردد. چهارم اینکه به طور کلی در نتیجه مقیاس نمودن طیف پاسخ از روش آیین‌نامه‌ای، رکوردها عموماً بالاتر از طیف استاندارد آیین‌نامه‌ای قرار دارند و لذا نیاز زیادتری نیز می‌تواند ایجاد شود.

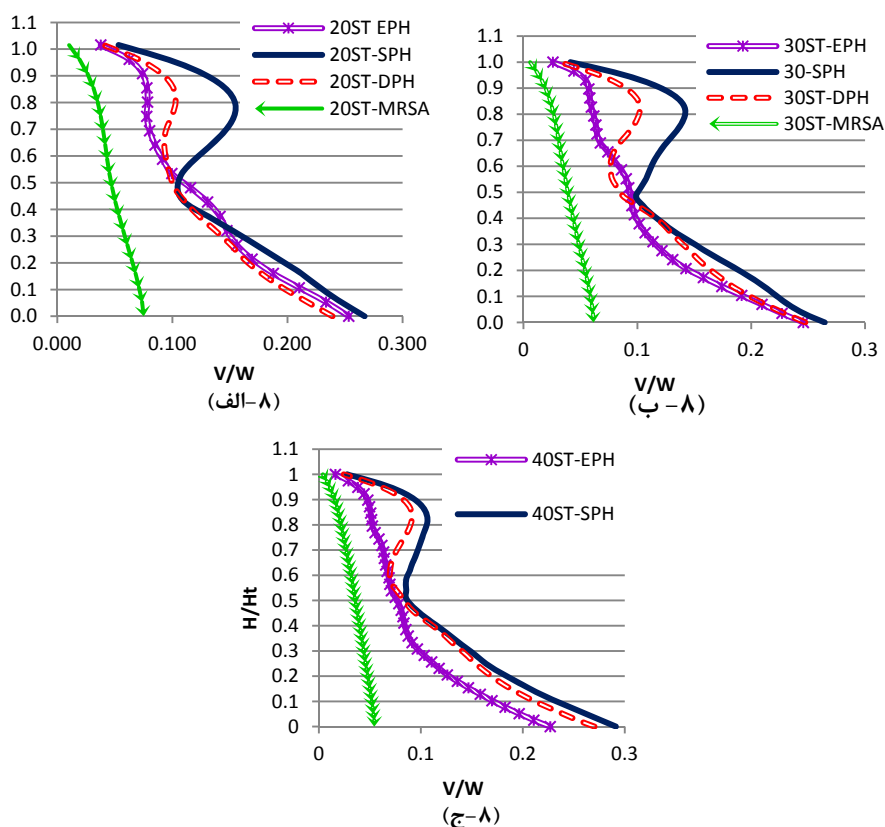
به دلیل اثر مدهای بالاتر، مقادیر نیاز لنگر در اواسط ارتفاع در حالت مفصل یگانه، دارای شکل تومی است که همانگونه که پیش‌تر بیان شد، با یافته‌های سایر محققین همخوانی دارد. در این باب، به کارگیری ایده مفصل دو گانه، موجب تغییر در نیازها خواهد شد. ملاحظه می‌شود که در نتیجه امکان وقوع مفصل پلاستیک دوم در ارتفاع که در حالت مدل مفصل دوگانه وجود دارد، نیاز لنگر در حدود نواحی میانی برای سازه ۲۰، ۳۰ و ۴۰ طبقه به ترتیب حدود ۳۵، ۳۴ و ۳۰ درصد نسبت به حالت مفصل یگانه کاهش دارد. بعلاوه، محل مفاصل دوم برای سازه‌های مذکور با عنایت به محل وقوع حداکثر مقادیر لنگر در مدل مفصل یگانه، در هر سه سازه در حدود ۰٫۴۲ ارتفاع کل واقع است.



شکل ۷: الف: مقادیر متوسط لنگر نرمال شده در مدل‌های ۲۰ طبقه. ب: مقادیر متوسط لنگر نرمال شده در مدل‌های ۳۰ طبقه. ج: مقادیر متوسط لنگر نرمال شده در مدل‌های ۴۰ طبقه.

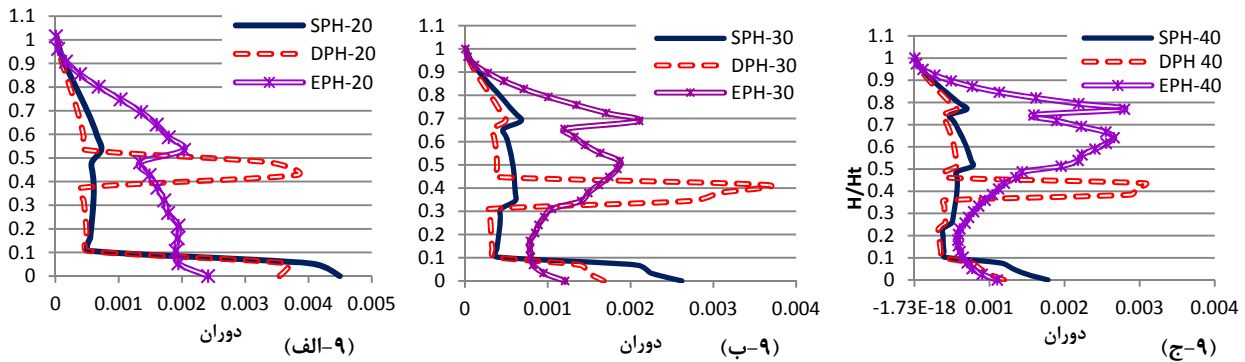
در شکل‌های ۸الف، ۸ب و ۸ج، دیاگرام برش در ارتفاع سازه‌ها ترسیم شده است. محور افقی، برش نرمال شده به وزن کل لرزه‌ای W و محور قائم، ارتفاع کل نرمال شده به واحد را نشان می‌دهد. در حالت مفصل یگانه، روند کلی نمودار برش ناشی از تحلیل‌های تاریخچه زمانی با آنچه از تحلیل طیف پاسخ حاصل شده، متفاوت است. ملاحظه می‌شود که مقادیر برش پایه به حدود ۲۵ درصد کل وزن لرزه‌ای سازه‌ها میرسد. این موضوع تحت عنوان تشدید دینامیکی برش شناخته می‌شود و علت عمده آن همان اثر مدهای بالاتر در سازه است؛

باضافه اینکه در واقع مقادیر برش نیاز، در اثر وقوع مفصل خمشی در تراز پایه چندان دچار کاهش نمی‌گردد. برخی از آیین نامه‌ها نظیر آیین نامه اروپا، نیوزلند، کانادا و اروپا سعی دارند این موضوع را به گونه‌ای با ارائه یک پوش برشی لحاظ کنند [۱۴، ۱۵، ۱۶ و ۱۷]، اما آیین نامه‌های ایران و آمریکا چنین موضوعی را در نظر نمی‌گیرند.



شکل ۸: مقادیر متوسط برش نرمال شده در مدل‌های الف: ۲۰ طبقه. ب: ۳۰ طبقه. ج: ۴۰ طبقه.

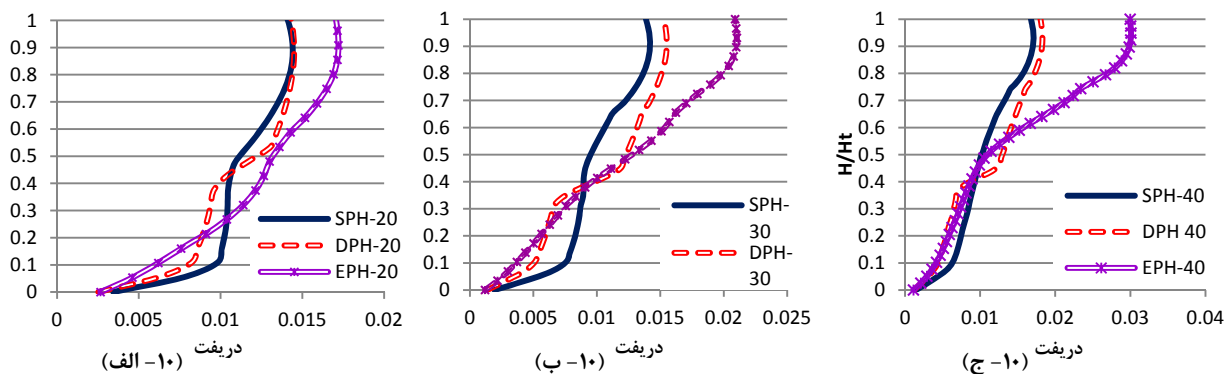
در حالت پلاستیسیته گسترده به دلیل گسترش رفتار غیرخطی در کل ارتفاع سازه، مقادیر منحنی نیاز لنگر در ارتفاع در همه مدل‌ها تقریباً به صورت خطی می‌باشد. وقوع این موضوع صرفاً در حالت تنوری ممکن است و بعلاوه، همانگونه که ملاحظه خواهد شد، برخی از پاسخ‌ها نظیر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در این حالت در مواردی فراتر از مقادیر مجاز خواهد بود. شکل‌های ۹ الف، ۹ ب و ۹ ج، مقادیر دوران ناشی از متوسط هفت رکورد را نشان می‌دهد. در این نمودار دوران در نواحی غیر خطی مورد نظر است. مشاهده می‌کنیم در همه موارد، مقادیر دوران از مقدار حد آن که معادل ۰/۰۱ مطابق مرجع [۲۶] برای عملکرد ایمنی جانی تعیین شده، کمتر است. بنابراین وقوع مفصل دوم در ارتفاع با عنایت به میزان دوران غیر خطی کنترل شده به نظر می‌رسد. در حالت مفصل یگانه، شاهد تمرکز پلاستیسیته در ناحیه پای دیوار هستیم لذا رفتار غیر خطی صرفاً در یک ناحیه رخ می‌دهد، در حالیکه در حالت مفصل دوگانه، پلاستیسیته در دو ناحیه که در مجموع حدود ۲۰ درصد ارتفاع کل ساختمان است، رخ می‌دهد. این موضوع موجب اتلاف انرژی بیشتر و مطلوب‌تر است. دوران در حالت پلاستیسیته گسترده ممکن است دارای روند غیر قابل پیش بینی باشد. مقادیر دوران در ترازهای بالاتر از تراز پایه در برخی موارد به حدود ۲/۵ برابر مقدار دوران تراز پایه می‌رسد. این موضوع نشان می‌دهد که در کل نواحی بالاتر از تراز پایه بایستی برای کنترل تغییر شکل‌ها و دوران پلاستیک، جزئیات مناسبی از میلگرد گذاری مورد نظر قرار گیرد. این واقعیت در آیین نامه‌های بتن ایران و آمریکا دیده نشده است.



شکل ۹: الف: مقادیر متوسط دوران در مدل‌های ۲۰ طبقه. ب: مقادیر متوسط دوران در مدل‌های ۳۰ طبقه. ج: مقادیر متوسط دوران در مدل‌های ۴۰ طبقه

در ساختمان ۴۰ طبقه در طبقات ۲۰ و ۳۰ شاهد پرش‌هایی در نمودار دوران نیاز هستیم که بیشتر از همه در حالت پلاستیسیته گسترده مشهود است. این موضوع ناشی از کاهش ضخامت دیوار در این نواحی است و برای ساختمان‌های ۲۰ و ۳۰ طبقه نیز قابل مشاهده است و نیاز به پژوهش‌های بیشتری دارد.

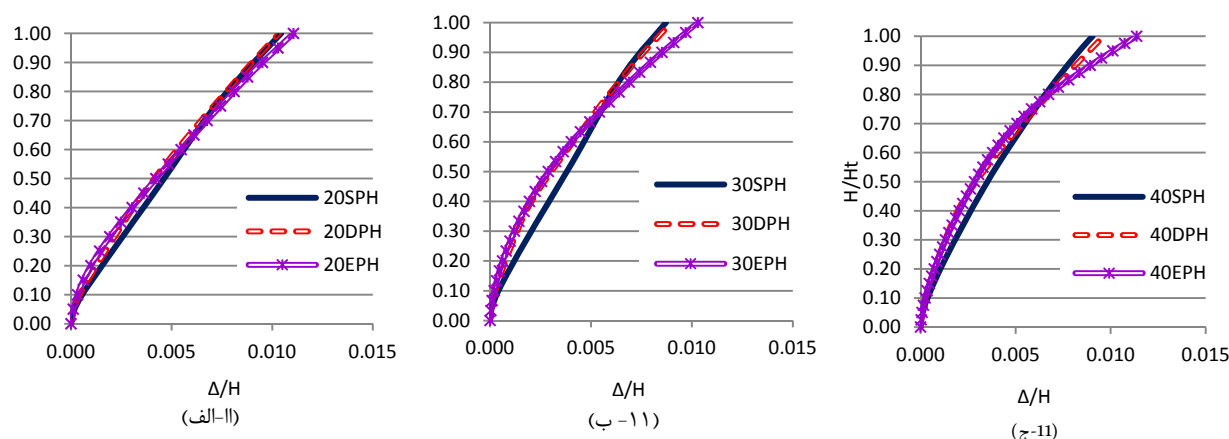
شکل‌های ۱۰ الف، ۱۰ ب و ۱۰ ج، مقادیر متوسط جابجایی نسبی بین طبقه‌ای ناشی از اعمال هفت رکورد را نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که حداکثر مقدار جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در همه مدل‌ها در طبقات فوقانی رخ می‌دهد. حداکثر آن در حالت مفصل دوگانه نسبت به حالت مفصل یگانه برای هسته ۲۰، ۳۰ و ۴۰ طبقه به ترتیب حدود ۱، ۹ و ۶ درصد افزایش دارد که مقدار ناچیزی است. نکته اینکه برای هر دو حالت یگانه و دوگانه همواره مقدار جابجایی نسبی بین طبقه‌ای کمتر از مقدار حدی آن یعنی ۲ درصد است. علت افزایش جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در حالت دوگانه، دوران نسبتاً بیشتر در محل مفصل پلاستیک دوم است که موجب افزایش جابجایی نسبی بین طبقه‌ای می‌شود. در سازه ۳۰ و ۴۰ طبقه با امکان مفصل گسترده مقدار حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای حدود ۵ و ۵۰ درصد بیشتر از مقدار حدی ۰/۰۲ درصد می‌شود که این موضوع، نامطلوب است.



شکل ۱۰: الف: مقادیر متوسط جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در مدل‌های ۲۰ طبقه. ب: مقادیر متوسط جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در مدل‌های ۳۰ طبقه. ج: مقادیر متوسط جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در مدل‌های ۴۰ طبقه.

در شکل‌های ۱۱ الف، ۱۱ ب و ۱۱ ج، نمودار میانگین نرمال شده تغییر شکل‌های جانبی سازه تحت اثر هفت شتابنگاشت زلزله در مقابل ارتفاع نرمال شده آنها ترسیم شده است. محور افقی درصد نسبت تغییر مکان به کل ارتفاع هر سازه می‌باشد. ملاحظه می‌کنیم در حالت مفصل دو گانه نسبت به یگانه به ترتیب برای سازه‌های ۲۰، ۳۰ و ۴۰ طبقه مقدار دریفت بام، که عبارت است از حداکثر جابجایی کل بام تقسیم بر ارتفاع سازه، حدود صفر، ۳ و ۵ درصد افزایش می‌یابد. این مقادیر بسیار ناچیز هستند به گونه‌ای که می‌توان مدعی شد که

دریافت بام برای حالت مفصل یگانه و دوگانه تقریباً یکسان است. با دقت در نمودار تغییر مکان حالت مفصل یگانه، می‌توان گفت منحنی تغییر شکل جانبی آن در ارتفاع، پس از ناحیه مفصل پایه، تقریباً به صورت خطی است، این موضوع به علت تمرکز پلاستیسیته در پای سازه و خطی بودن رفتار دیوار در ترازهای بالاتر است. نمودار تغییر مکان برای حالت مفصل دوگانه بعلت وقوع رفتار غیر خطی در ناحیه دیگری در ارتفاع سازه، دچار خمیدگی بیش‌تری می‌باشد که منجر به افزایش ناچیزی در جابجایی بام می‌گردد. همانگونه که انتظار می‌رفت، مقدار جابجایی سازه در حالت پلاستیسیته گسترده دارای جابجایی بام بیش‌تری است. این مقدار برای سازه ۲۰، ۳۰ و ۴۰ طبقه نسبت به حالت مفصل یگانه دارای حدود ۱۰، ۱۸ و ۲۴ درصد افزایش است که علت آن توسعه رفتار غیر خطی در کل ارتفاع سازه است.



شکل ۱۱: الف: نمودار تغییر شکل مدل‌های ۲۰ طبقه. ب: نمودار تغییر شکل مدل‌های ۳۰ طبقه. ج: نمودار تغییر شکل مدل‌های ۴۰ طبقه.

۸- نتیجه‌گیری

در این پژوهش سه هسته بتن مسلح ۲۰، ۳۰ و ۴۰ طبقه به روش طیف پاسخ مودی مورد تحلیل و طراحی قرار گرفتند. سپس در حالت اول با فرض اینکه یک مفصل در پای سازه رخ دهد و همچنین در حالت دوم با فرض اینکه امکان وقوع دو مفصل یکی در پای سازه و دیگری در ارتفاع وجود داشته باشد و در حالت سوم با فرض امکان وقوع پلاستیسیته گسترده، تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی انجام شد و نتایج زیر به دست آمد.

- ۱- در حالت مفصل یگانه، روند نمودار لنگر نیاز در ارتفاع که از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی حاصل شده با آنچه از تحلیل طیف پاسخ مودی به دست آمده تفاوت داشت، به نحوی که نیاز لنگر در حدود اواسط ارتفاع دارای تورم نسبتاً زیادی بود. وقوع این پدیده به دلیل اثر مدهای بالاتر است و چنین موضوعی در آیین‌نامه‌های ایران دیده نشده است.
- ۲- محل وقوع حداکثر لنگر در تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی در حالت مفصل یگانه برای سازه ۲۰، ۳۰ و ۴۰ طبقه در حدود ارتفاع $0.42H$ ارتفاع کل واقع شد. با تدبیر وقوع مفصل دوم در حدود این تراز، به ترتیب حدود ۳۵، ۳۴ و ۳۰ درصد از مقادیر لنگر حداکثر در ارتفاع سازه‌ها کاسته شده است. مدل ایده آل پلاستیسیته گسترده دارای تورم نبود.
- ۳- برش پایه در حالت مفصل دو گانه نسبت به حالت مفصل یگانه به طور متوسط دارای حدود ۸ درصد کاهش بود. همچنین در حدود تراز $0.8H$ ارتفاع کل از تراز پایه، مدل‌های مذکور دارای تورم در دیگرام برش حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی بودند. به علاوه اینکه برش پایه به طور متوسط نزدیک به ۲۵ درصد کل جرم لرزه‌ای می‌رسید. علت این موضوع تأثیر مدهای بالاتر در پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها است که این پدیده نیز در آیین‌نامه‌های طراحی ایران مد نظر قرار نگرفته است.
- ۴- دوران در همه مدل‌ها کمتر از مقدار یک درصد بود که می‌توان گفت در حد قابل قبول قرار دارد؛ در حالت مفصل یگانه و مفصل دوگانه، دوران و پلاستیسیته در دو ناحیه مشخص و کنترل شده واقع می‌شود، اما در مدل پلاستیسیته گسترده دوران و رفتار غیر خطی

در ارتفاع سازه در هر جایی امکان توسعه دارد و در مدل‌های ۳۰ و ۴۰ طبقه مقادیر دوران در محدوده زیادی از ارتفاع سازه بیشتر از مقادیر آن در پای سازه بود. این موضوع بدین معنی است که تمهیدات میلگردگذاری برای کنترل شکل پذیری در کل ارتفاع سازه‌ها در حالت پلاستیسیته گسترده باید مد نظر باشد.

۵- مقادیر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای همه مدل‌های مفصل یگانه و دوگانه کمتر از حد دو درصد بود، در حالی که سازه‌های ۳۰ و ۴۰ طبقه در حالت پلاستیسیته گسترده حدود ۵ و ۵۰ درصد از حد مذکور فراتر می‌روند. علت این موضوع، وقوع رفتار غیر خطی در ترازهای بالاتر از ترازهای پایه است که می‌تواند در هر محل و یا کل ارتفاع سازه گسترش یابد.

۶- افزایش جابجایی بام بطور متوسط برای همه مدل‌های مفصل دوگانه نسبت به مفصل یگانه کمتر از حدود شش درصد بود که مقدار ناچیزی به شمار می‌آید، اما جابجایی بام حالت پلاستیسیته گسترده نسبت به حالت مفصل یگانه در سازه‌های ۲۰، ۳۰ و ۴۰ طبقه حدود ۱۰، ۱۸ و ۲۴ درصد افزایش نشان می‌داد که علت آن همان وقوع پلاستیسیته در کل ارتفاع و دوران‌های مربوط به آن می‌باشد.

۹- مراجع

- [1] Maffei, J. and Yuen, N.; "Seismic Performance and Design Requirements for High Rise Buildings"; *Structural Magazine*, (2007) 28–32.
- [2] Lew, M.; "The relationship of ground motion hazard to the design of tall buildings"; *Structural Design of Tall and Special Building*, No. 19, (2010) 43–60.
- [3] Blakeley RWG. Cooney RC. Megget LM.; "Seismic shear loading at flexural capacity in cantilever wall structures"; *Bulletin New Zealand National Society Earthquake Engineering*, No. 8 (1975) 278–290.
- [4] Derecho, AT. Iqbal, M. Ghosh, SK. Fintel, M. Corley, WG. and Scanlon, A.; "Structural Walls in Earthquake-Resistant Buildings Dynamic Analysis of Isolated Structural Walls Development of Design Procedure – Design Force Levels"; *Portland Cement Association: Skokie, IL*, (1981).
- [5] Eibl, J. and Keintzel, F.; "Seismic shear forces in RC cantilever shear walls"; *Proceedings, 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo/Kyoto, Japan, (1988) Report 9-1-1.
- [6] Paulay T, Priestley MJN.; "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings"; Wiley: Hoboken, NJ, (1992).
- [7] Eberhard MO, Sozen MA.; "Member behavior-based method to determine design shear in earthquake-resistant walls", *Journal of Structural Engineering*, No. 119 (1993) 619–640.
- [8] Filiatrault A, D'Aronco D.; "Tinawi R. Seismic shear demand of ductile cantilever walls: a Canadian code perspective"; *Canadian Journal of Civil Engineering*, No. 21 (1994) 363–376.
- [9] Panneton M, Léger P, Tremblay R.; "Inelastic analysis of a reinforced concrete shear wall building according to the National Building Code of Canada 2005"; *Canadian Journal of Civil Engineering* No.33 (2006) 854–871.
- [10] Rutenberg A, Nsieri E.; "The seismic shear demand in ductile cantilever wall systems and the EC8 provisions"; *Bulletin of Earthquake Engineering*, No.4 (2006) 1–21.
- [11] Panagiotou M, Restrepo JJ, Conte JP.; "Shake Table Test of a 7-Story Full Scale Reinforced Concrete Wall Building Slice, Phase I: Rectangular Wall", *ASCE Journal of Structural Engineering*, No.137 (2011) 691–705.
- [12] Panagiotou M.; "Seismic design, testing, and analysis of reinforced concrete wall buildings", Ph.D. Thesis, University of California, San Diego (2008).
- [13] Park R, Paulay T.; "Reinforced Concrete Structures", John Wiley & Sons, Inc.: NJ (1975).
- [14] ACI 318-08.; "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary", *ACI Committee 318: Farmington Hills*, (2008).
- [15] ASCE 7-05.; "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures"; *American Society of Civil Engineers: Reston, VA*, (2006).
- [16] CEN EC8.; "Design of Structures for Earthquake Resistance", *European Committee for Standardisation: Brussels, Belgium*, (2004).
- [17] NZS 3101.; "New Zealand Standard, Part 1- The Design of Concrete Structures", *Standards New Zealand: Wellington, New Zealand*, (2006).

- [18] CSA Standard A23.3-04.; "Design of Concrete Structures. *Canadian Standard Association: Rexdale, Canada*, (2005).
- [19] Moehle J, Bozorgnia Y, Yang TY.; "The Tall Buildings Initiative", *Proceedings SEAOC Convention (2007)* 315-324.
- [20] Panagiotou M, Restrepo JI.; "Dual-plastic hinge design concept for reducing higher-mode effects on high-rise cantilever wall buildings", *Earthquake engineering and structural dynamics*, No. 38 (2009) 1359-1380.
- [21] Sullivan, T.J. Priestley MJN.; "Calvi GM, Estimating the Higher-Mode Response of Ductile Structures", *Journal of Earthquake Engineering*, No. 12 (2008) 456-472.
- [22] Calugaru, V. and Panagiotou, M.; " Response of tall cantilever wall buildings to strong pulse type seismic excitation"; *Earthquake engineering and structural dynamics*, No. 41 (2012) 1301-1318
- [23] Panagiotou, M and Restrepo, JI.; " Dual-plastic hinge design concept for reducing higher-mode effects on high-rise cantilever wall buildings"; *Earthquake engineering and structural dynamics*, No. 38 (2009) 1359-1380.
- [۲۴] آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ویرایش سوم، ۱۳۸۴.
- [24] ETABS Nonlinear Version 9.2.0.; "Extended 3D Analysis of Building Structures, Computers and Structures", Inc. Berkeley, CA.24 peer (2008).
- [26] Computer and Structures, Inc.; "Perform-3D V5: Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures", Berkeley, CA, (2011).
- [۲۶] سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود ۱۳۸۱.
- [27] Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R.; "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", *ASCE Journal of Structural Engineering*, No. 114(8) (1988), 1804-1826.
- [۲۸] خیرالدین، علی، "آنالیز و طراحی دیوارهای برشی"، انتشارات دانشگاه سمنان، ویرایش دوم، ۱۳۹۰.
- [29] Powell, G.; "Detailed example of a tall shear wall building using CSI's Perform 3D nonlinear dynamic analysis," Berkeley, CA: Computers and Structures Inc, (2007).
- [30] Wallace, J.W.; "Modeling issues for tall reinforced concrete core wall buildings"; *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, No. 16 (2007) 615-632.
- [31] Data source: PEER (<http://peer.berkeley.edu/smcat>).