

### چکیده

در روش‌های طراحی متعارف، ساختمان طوری طراحی می‌گردد که در هنگام وقوع زلزله این امکان وجود داشته باشد که در تمام طبقات ساختمان، مصالح سازه بتوانند وارد محدوده غیر ارتجاعی شوند. مشکل این روش آن است که یک ساختمان  $n$  طبقه منظم، در هر جهت اصلی دارای  $n$  درجه آزادی انتقالی می‌باشد؛ لذا برآورد رفتار غیر ارتجاعی ساختمان تحت اثر زلزله‌های نامتغین در آینده به‌سادگی قابل بررسی نخواهد بود و علیرغم طراحی دقیق، این احتمال وجود دارد که تحت یک زلزله خاص، تغییر مکان‌های طبقات دارای توزیعی نامناسب بوده و این تغییر مکان‌های غیر ارتجاعی در طبقاتی خاص متمرکز گردیده و باعث گسیختگی آن طبقات و در نهایت گسیختگی کل سازه شوند. در صورت استفاده از یک هسته صلب با اتصال مفصل به پی، یک سازه  $n$  طبقه، در هر راستا تقریباً دارای رفتاری یک درجه آزادی بوده و در نتیجه برآورد رفتار سازه تحت اثر زلزله‌های محتمل، ساده‌تر و دقیق‌تر خواهد بود و همچنین در این سیستم، امکان تمرکز تغییر مکان در برخی از طبقات ساختمان (طبقه نرم) به‌هیچ‌وجه وجود نخواهد داشت. نظر به آنکه رفتار چنین سازه‌ای عمدتاً در مود اول ارتعاشی می‌باشد، لذا در این مقاله یک روش ساده شده برای تحلیل این نوع سازه ارائه شده است و رفتار تاریخیچه زمانی ارتجاعی و غیر ارتجاعی سازه‌ی معادل با سازه اصلی، مقایسه گردیده و نتایج به‌دست‌آمده حاکی از دقت بسیار بالای سازه‌ی معادل در تحلیل ارتجاعی و دقت نسبتاً خوب در تحلیل‌های غیر ارتجاعی می‌باشد.

**واژگان کلیدی:** درجات آزادی، حرکت گهواره‌ای، هسته صلب، سازه‌ی معادل، تحلیل ارتجاعی تاریخیچه زمانی، تحلیل غیر ارتجاعی تاریخیچه زمانی.

## بررسی رفتار ساده شده سازه با حرکت گهواره‌ای توسط هسته صلب به همراه تیرهای پیوند

غلامرضا لگزبان

دانشجوی دکتری دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات، گروه آموزشی عمران، تهران

به‌رخ حسینی هاشمی (نویسنده مسئول)

دانشیار پژوهشکده سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران  
behrokh@iiees.ac.ir

محمود حسینی

دانشیار پژوهشکده سازه پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران

### ۱- مقدمه

امکان برکنش ستون بر روی صفحه ستون جاری شونده را دارد) بر روی میز لرزان آزمایش نموده و نتایج را با ساختمان با اتصال فیکس، مقایسه و نتایج مثبت اثر برکنش را معرفی نموده است. در سال ۲۰۰۷ پنا [۸]، یک مجموعه ۲۷۵ موردی تست آزمایشگاهی میز لرزان را بر روی چهار سنگ گرانیتی مکعبی شکل (به‌عنوان یک جسم صلب) انجام داد و آنها را تحت اثر ارتعاش آزاد، ارتعاش هارمونیک و ارتعاشات شتاب‌نگاشتی قرار داد و نتایج آن را با روابط تحلیلی مقایسه نموده و ضرابی را جهت هماهنگی بین نتایج آزمایش‌ها و روابط تئوری ارائه نمود. در سال ۲۰۰۸ پالمیری [۹] در مورد بلوک‌های صلب واقع بر

اولین شخص که روابط پارامتری رفتار ساختمان‌ها با پی بلند شونده را استخراج نمود هوسنر [۱] در سال ۱۹۶۳ بود. سپس در سال ۱۹۸۵ چوپرا [۲] و ییم و چوپرا [۳] در مورد رفتار این نوع ساختمان‌ها بررسی‌هایی را انجام دادند و به نتایج مثبتی دست یافتند. همچنین پرستلی و همکاران [۴] در سال ۱۹۹۸، هاکلبرج و کلاف [۵] در سال ۱۹۷۸ و همچنین سیکاریس [۶] در سال ۱۹۹۲ در مورد رفتار ساختمان‌های با رفتار پی بلند شونده کارهای تحلیلی و آزمایشگاهی انجام داده و به نتایج هماهنگ و قابل توجهی دست یافتند. در سال ۲۰۰۶ میدوریکاوا [۷] یک ساختمان سه‌طبقه فولادی مهاربندی با مقیاس یک‌دوم را (که

وجود دارد که تغییر مکان در برخی از طبقات ساختمان متمرکز گردیده و عامل شروع تخریب‌های زودرس و پیش‌رونده باشد. در این مقاله رفتار غیر ارتجاعی جدیدی برای سازه پیشنهاد شده است که یک سازه  $n$  درجه آزادی را در محدوده غیر ارتجاعی با دقت بسیار زیاد به یک سازه یک درجه آزادی تبدیل می‌کند؛ و سپس در ادامه، روش ساده شده‌ای برای انجام این تحلیل ارائه شده است.

## ۲- تشریح سیستم با هسته صلب

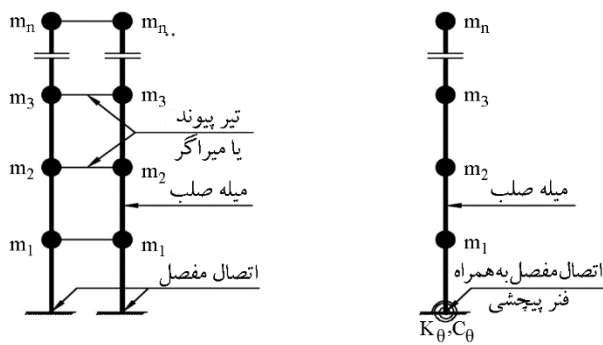
در تمام مطالعاتی که بر روی حرکت گهواره‌ای سازه انجام شده است (مثل مراجع [۱-۱۳])، تمام سازه دارای حرکت گهواره‌ای می‌باشد. ولی در روش سازه با هسته صلب، مطابق شکل‌های (۱) و (۲)، فقط بخشی از سازه (به نام هسته صلب) دارای حرکت گهواره‌ای بوده و مابقی سازه توسط اتصالات مفصل، به این دهانه‌های صلب متصل شده‌اند. در واقع برای آنکه سازه بتواند فقط طبق مود اول ارتعاش نماید، طبق شکل (۱)، لازم است یک یا چند دهانه نسبتاً صلب (که از این به بعد به طور اختصار تحت عنوان «هسته صلب» نامیده می‌شود) در داخل سازه وجود داشته باشد و ضمناً اتصال این هسته صلب به پی باید به صورت مفصل باشد. همچنین لازم است هسته صلب طوری طراحی شود که رفتارش کاملاً ارتجاعی باشد تا بتواند بدون تغییر شکل قابل توجه، ماهیت صلب خود را حفظ نماید. برای طرح ارتجاعی هسته صلب، لازم است که سازه تحت چندین شتاب‌نگاشت مختلف مطابق ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ [۲] تحلیل گردیده و سپس اعضای هسته صلب بر اساس بیشترین نیروهای ایجاد شده در آنها طراحی گردند. همچنین لازم به ذکر است که تحلیل ظرفیتی دهانه صلب امکان‌پذیر نیست زیرا درست است که می‌توان ظرفیت برشی و خمشی لینک‌ها را تعیین نمود ولی علاوه بر آن نیروها، نیروهای محوری در تیرهای پیوند و همچنین در دیافراگم سقف وجود دارد که برخی از آنها فشاری و برخی کششی است. این نیروهای محوری، ناشی از ارتعاش سازه در

تکیه‌گاه‌های ویسکوالاستیک روابط تئوری را ارائه نموده و این روابط را به صورت روابط خطی، ساده‌سازی کرده است. در سال‌های ۲۰۱۲ الی ۲۰۱۵، حسینی و ابراهیمی [۱۰] و حسینی و قربانی [۱۱] نیز در خصوص عملکرد گهواره‌ای کل ساختمان مطالعاتی را انجام دادند. در سال ۲۰۱۶ ماکریس [۱۲] در خصوص تحلیل ارتجاعی یک سازه یک طبقه که به یک بلوک صلب با حرکت گهواره‌ای متصل است، روابط پارامتری را ارائه نمود. در سال ۲۰۱۷ پارسافر و مقدم [۱۳] مطالعات آزمایشگاهی بر روی حرکت گهواره‌ای یک بلوک بتن مسلح انجام دادند و سعی کردند با افزودن میراگرهای جاری شون در اطراف آن، میرایی آن را در مقابل ارتعاشات دینامیکی افزایش دهند.

لازم به ذکر است که در تمام مطالعات فوق که بر روی حرکت گهواره‌ای سازه انجام شده است، کل سازه دارای حرکت گهواره‌ای می‌باشد؛ یعنی تمام سازه مانند یک بلوک منسجم، حرکت گهواره‌ای می‌نماید.

اما اگر بخواهیم به ماهیت رفتار سازه ورود نماییم لازم است بدانیم که برای اقتصادی شدن طرح یک ساختمان و همچنین برای کاهش شتاب‌های مطلق (و در نتیجه آسیب‌دیدگی کمتر اجزای غیر سازه‌ای)، لازم است سازه طوری طراحی شود که در هنگام وقوع زلزله بتواند وارد محدوده غیر ارتجاعی شود. سازه‌های ساختمانی به شکل‌های مختلفی وارد محدوده غیر ارتجاعی می‌شوند. مثلاً سازه‌های مهاربندی همگرا، با رفتار غیر ارتجاعی مهاربندها، سازه‌های مهاربندی واگرا با رفتار غیر ارتجاعی تیرهای پیوند و سازه‌های خمشی، با رفتار غیر ارتجاعی تیرها در محل اتصال تیر به ستون وارد محدوده غیر ارتجاعی می‌شوند.

اما مشکلی که تمامی حالت‌های فوق دارند آن است که یک سازه  $n$  طبقه غیر پیچشی، در هر جهت اصلی دارای  $n$  درجه آزادی می‌باشد و شناخت رفتار غیر ارتجاعی یک سازه  $n$  درجه آزادی با توجه به نامتعین بودن زلزله، تقریباً امری غیر ممکن است به این معنی که سازه حتی اگر با دقت بسیار زیاد هم طراحی شود، باز هم تحت اثر برخی زلزله‌های خاص، این امکان



شکل (۱): مدل ایده‌آل یک هسته صلب با فنر پیچشی (شکل سمت راست) و دو هسته صلب با تیر پیوند یا میراگر (شکل سمت چپ).

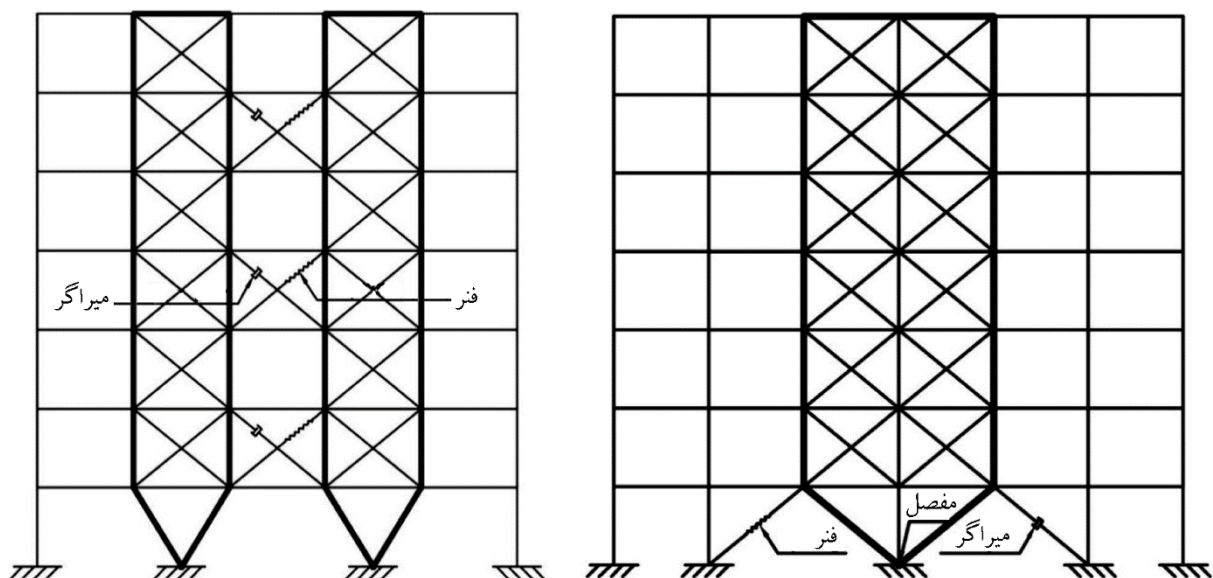
و اما در سازه‌های واقعی، با ایجاد یک یا دو دهانه مهاربندی و یا با ایجاد یک یا دو دهانه دیوار برشی فولادی یا بتنی، به روش‌های مختلف همچون شکل‌های (۲) و (۳)، می‌توان این هسته صلب با اتصال مفصل به پی را ایجاد نمود.

در دو سازه شکل (۳)، با جابه‌جایی محل تکیه‌گاه از وسط هسته صلب به کنار هسته صلب، به علت آنکه فاصله بین تکیه‌گاه‌های هسته صلب افزایش یافته است، لذا عکس‌العمل قائم تکیه‌گاهی هسته صلب کاهش یافته و در نتیجه نیروی برشی وارده بر تیرهای پیوند بین دو هسته صلب نیز به نسبت طول این دهانه‌ها کاهش می‌یابد که این موضوع ارجحیت قابل توجهی را برای در نظر گرفتن تکیه‌گاه در کنار هسته صلب ایجاد می‌کند.

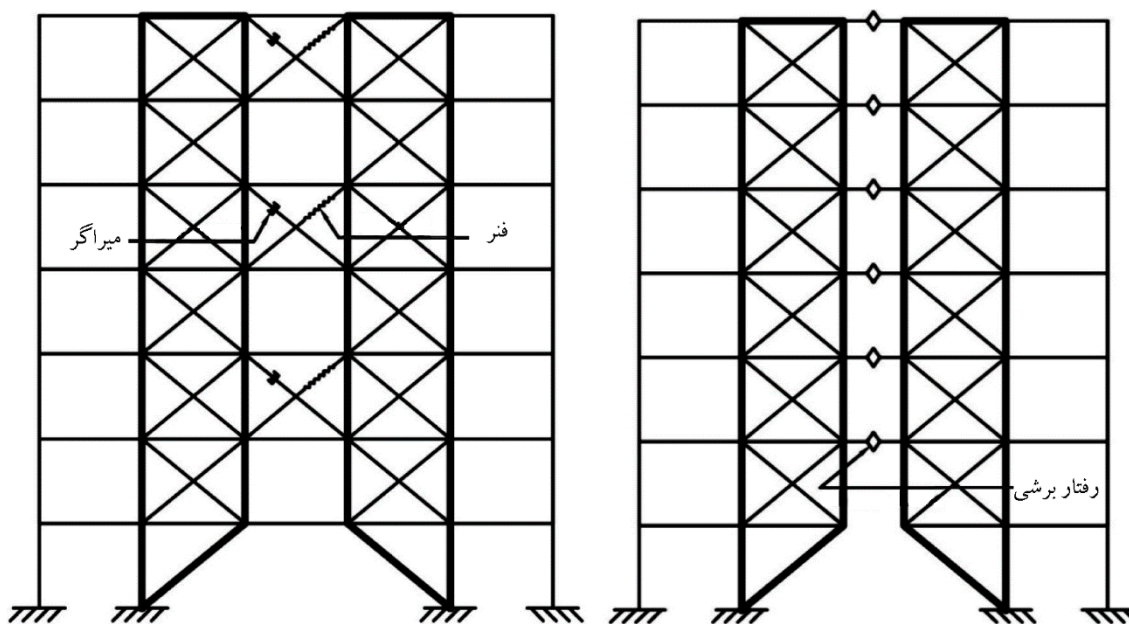
مودهای دوم به بالا می‌باشد.

با توجه به رفتار ارتجاعی و صلبیت بالای موجود در دهانه صلب، ارتعاش سازه به صورت خطی بوده و در نتیجه تغییر مکان نسبی تمام طبقات با یکدیگر تقریباً برابر خواهند شد. در عمل، برای هر یک از دو جهت اصلی ساختمان حداقل دو هسته صلب (از نوع قاب مهاربندی و یا دیوار برشی) ترجیحاً در طرفین ساختمان، با اتصال مفصل به پی در نظر گرفته می‌شود و لذا سازه رفتاری مشابه یک پاندول وارونه پیدا می‌کند که به زمین اتصال مفصل داشته و دارای یک فنر پیچشی با رفتار غیر ارتجاعی می‌باشد. البته در صورت قرار دادن دو هسته صلب در مجاورت یکدیگر، با قرار دادن فنر و میراگر (از نوع لزج، ویسکو الاستیک، اصطکاکی، جاری شونده، تیر پیوند و ...) در تمام و یا برخی از طبقات میانی بین دو هسته صلب، امکان اعمال نیرو به هسته صلب در قسمت‌های میانی نیز وجود خواهد داشت. لازم به ذکر است که هسته صلب باید طوری طراحی شود که در تمام لحظات وقوع زلزله، رفتاری کاملاً ارتجاعی داشته باشد و رفتار غیر ارتجاعی سازه، ناشی از تیرهای پیوند و یا میراگرهای داخل سازه می‌باشد.

شکل (۱) نشان‌دهنده‌ی حالت ایده‌آل برای چنین سازه‌ای می‌باشد:



شکل (۲): یک دهانه مهاربندی به عنوان یک هسته صلب (سمت راست) و دو دهانه مهاربندی به عنوان دو هسته صلب (سمت چپ).



شکل (۳): دو دهانه مهاربندی به عنوان هسته صلب با تکیه گاه مفصل در کنار و تیر پیوند با رفتار برشی در برخی از طبقات (سمت راست); دو دهانه مهاربندی به عنوان هسته صلب با تکیه گاه مفصل در کنار و فتر پیش فشرده و میراگر لزوج در برخی از طبقات (سمت چپ).

### ۳- مزایای سیستم هسته صلب

مزایای سیستم هسته صلب عبارت است از:

۳-۱- این روش، یک سازه  $n$  درجه آزادی را در هر جهت اصلی، تقریباً به یک سازه یک درجه آزادی تبدیل می کند. لذا مشکل اثر نامتعینی زلزله بر روی رفتار سازه به میزان قابل توجهی مرتفع گردیده و همچنین شناخت رفتار و عملکرد سازه ساده تر بوده و کنترل بهتری بر روی رفتار سازه وجود دارد.

۳-۲- به علت وجود هسته صلب، تغییر مکان نسبی در تمامی طبقات با دقت بسیار زیادی با یکدیگر برابر بوده و امکان تمرکز تغییر مکان در هیچ یک از طبقات ساختمان (ایجاد طبقه نرم) وجود ندارد.

۳-۳- به علت وجود هسته صلب، اگر یک یا برخی از تیرهای پیوند و یا میراگرها در طبقات آسیب دیده و یا گسیخته شوند، در آن طبقات گسیختگی رخ نداده و نیروی اعضای آسیب دیده، توسط هسته صلب به دیگر تیرهای پیوند یا میراگرهای دیگر طبقات منتقل شده و سازه به خوبی پایداری خود را حفظ می نماید (به عبارت دیگر خرابی زودرس و همچنین خرابی پیش رونده در ساختمان به نحو چشمگیری کاهش می یابد).

در صورتی که در ساختمان های متعارف این گونه نبوده و آسیب دیدگی یک طبقه، می تواند باعث شروع تخریب زودرس در کل سازه باشد.

۳-۴- نظر به این که هسته صلب در محدوده ارتجاعی عمل می کند لذا ساختمان پس از پایان زلزله از لحاظ سازه ای آسیب جدی ندیده و با هزینه ای مناسب، لینک ها و میراگرها، قابل مرمت بوده و حتی تغییر مکان های ماندگار پس از زلزله را می توان با اعمال نیروی جانبی به هسته صلب، اصلاح کرده و سازه را به حالت اولیه بازگرداند.

۳-۵- به علت وجود هسته صلب، برای کاهش هزینه ها می توان میراکننده ها و قطعات انتقال نیرو را در برخی از طبقات قرار داد و نه در تمام طبقات.

۳-۶- با توجه به آنکه می توان میراگرها و قطعات انتقال نیرو را در برخی از طبقات قرار داد لذا استفاده از سیستم کنترل نیمه فعال و یا سیستم کنترل فعال می تواند اقتصادی و قابل اجرا باشد.

اما معایبی که ممکن است در خصوص روش هسته صلب به نظر برسد به شرح زیر می باشد:

متر و دهانه وسط (تیرهای پیوند) به طول ۳ متر (جمع طول دهانه‌ها برابر با ۴۳ متر). از دید آیین‌نامه ۲۸۰۰ [۱۴]، می‌توان گفت که دهانه میانی، سیستم از نوع مهاربندی و اگرای ویژه فولادی با تیر پیوند برشی با اتصالات صلب به ستون‌ها می‌باشد و دیگر اتصالات تیر به ستون‌ها مفصل است و لذا ضریب رفتار سازه برابر است با:  $R_{II}=7$ . طراحی ساختمان بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۱۵] انجام شده است. کاربری ساختمان مسکونی و بارگذاری مرده و زنده سازه طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۱۶] و بارگذاری زلزله طبق ویرایش چهارم آیین‌نامه ۲۸۰۰ [۱۴] برای خاک تپ ۳ و مطابق با اطلاعات زیر انجام شده است:

پروژه در شهر تهران ( $A=0.35$ ) و ساختمان مسکونی با ضریب اهمیت متوسط ( $I=1$ ) زمان تناوب تحلیلی مود اول سازه ( $T_1=1.06518 \text{ sec}$ ) و طبقه‌بندی زمین از نوع ۳ ( $B=1.94$ ) و در نتیجه:

$$V_u = \frac{A \cdot B \cdot I}{R_u} \cdot W = \frac{0.35 \cdot 1.94 \cdot 1}{7} * 2173 = 211 \text{ ton} \quad (1)$$

دهانه‌های صلب در طبقات به کمک تیرهای پیوند با رفتار برشی به یکدیگر متصل شده‌اند. جهت کاهش نیروی برشی وارده بر تیرهای پیوند، محل تکیه‌گاه در دهانه‌های صلب به طرفین دهانه‌ها منتقل شده است که در نتیجه فواصل تکیه‌گاه‌ها

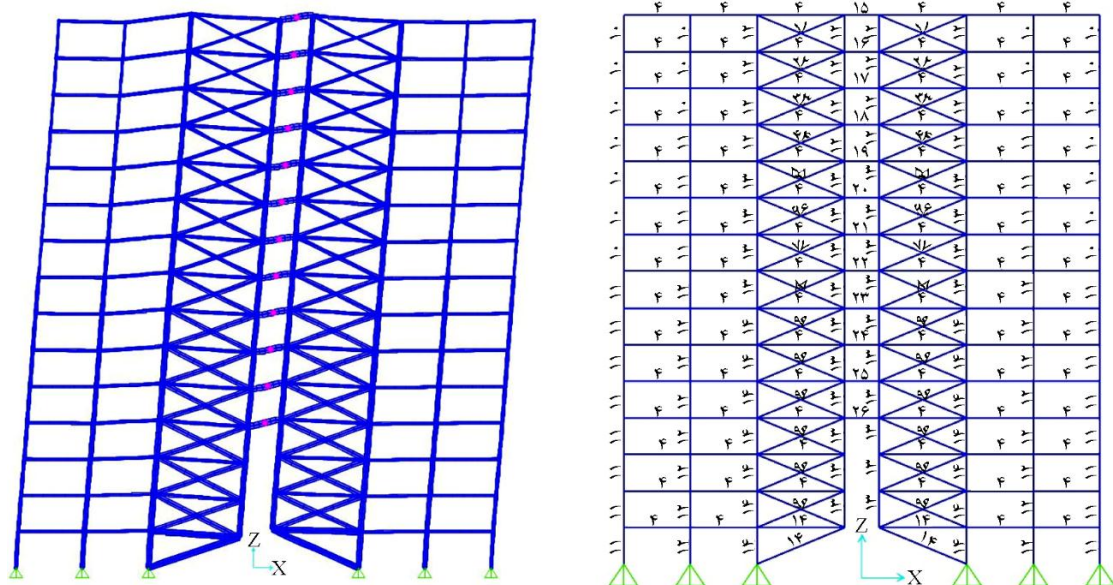
الف- اجرای اتصال مفصل هسته صلب به پی نیاز به دقت خاص دارد که البته این نوع اتصال طی چندین سال اخیر در پل‌های ماشین‌رو بسیار استفاده شده و لذا مشکل اجرایی خاصی متصور نیست.

ب- بعد از پایان زلزله، امکان وجود تغییر مکان‌های ماندگار در سازه وجود دارد که این امر در خصوص سازه‌های با رفتار غیر ارتجاعی و سازه‌های اصطکاکی، امری اجتناب‌ناپذیر است. ولی استفاده از فنرهای ارتجاعی در تعداد محدودی از طبقات (حدود ۲۰ درصد طبقات)، باعث کاهش تغییر مکان‌های ماندگار به کمتر از نصف می‌شود و در صورت حذف تیرهای پیوند و استفاده از فنرهای پیش‌فشرده و میراگرهای لزج (شکل ۳ سمت چپ)، می‌توان تغییر مکان‌های ماندگار را به صفر رساند.

#### ۴- بررسی رفتار لرزه‌ای سازه با هسته صلب (سازه اصلی)

برای بررسی رفتار لرزه‌ای سازه با هسته صلب، یک سازه فولادی ۱۵ طبقه با هسته صلب مهاربندی مطابق شکل (۴) در نظر گرفته شده است:

در سازه ۱۵ طبقه شکل (۴)، ارتفاع هر طبقه ۳/۳ متر بوده و سازه دارای هفت دهانه می‌باشد. دو دهانه سمت چپ و دو دهانه سمت راست به طول ۶ متر و دو هسته صلب هر کدام به طول ۸



شکل (۴): سازه ۱۵ طبقه مورد بررسی قبل از تغییر شکل جانبی (سمت راست) و بعد از تغییر شکل جانبی (سمت چپ).

تحلیل استاتیکی غیرارتجاعی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرارتجاعی می‌باشد. برای همه تحلیل‌ها و طراحی‌ها از نرم‌افزار SAP 2000-Ver. 19.0.0 استفاده شده است. برای تحلیل غیر ارتجاعی تاریخچه زمانی سازه، از ۱۰ شتاب‌نگاشت معروف دنیا و پنج شتاب‌نگاشت مصنوعی استفاده شده است. هر شتاب‌نگاشت برای شش حالت مختلف ماکزیمم شتاب، به شرح زیر مورد بررسی قرار گرفته است:  $P.G.A. = 0.25g - 0.5g - 0.75g - 1g - 1.25g - 1.5g$  و لذا سازه تحت اثر ۹۰ تحلیل تاریخچه زمانی غیر ارتجاعی قرار گرفته است.

در نهایت در خصوص رفتار لرزه‌ای سازه با هسته صلب (سازه شکل ۴)، نتایج زیر قابل ارائه می‌باشند:

۱- نتایج تحلیل استاتیکی غیر ارتجاعی سازه شکل (۴):

الف- تغییر مکان قابل تحمل توسط سازه با هسته صلب حدوداً ۱۰ برابر تغییر مکان هدف بوده و این امر حاکی از رفتار بسیار مناسب این سازه می‌باشد.

ب- شروع ایجاد مفاصل پلاستیک برشی در تیرهای پیوند در تمام طبقات، به صورت هم‌زمان ایجاد شده و توسعه مفاصل بعدی نیز به‌طور هم‌زمان اتفاق افتاده است. هم‌زمان اتفاق افتادن مفاصل پلاستیک باعث می‌شود که میزان تغییر شکل غیرارتجاعی آنها

افزایش یافته و لذا نیروی برشی وارده بر تیرهای پیوند به ۵۸ درصد حالت تکیه‌گاه در وسط رسیده است. همچنین جهت رفتار خطی هسته صلب، توزیع نیرو در تیرهای پیوند طوری صورت گرفته که لنگر خمشی وارده بر هسته صلب (ناشی از نیروهای خارجی و نیروهای وارده توسط تیرهای پیوند)، برابر با صفر گردیده است. روابط دقیق در مقالات دیگری از نگارنده ارائه شده است. لذا تغییر شکل هسته صلب به شکل خط با شیب ثابت نزدیک‌تر شده و دارای انحنا در داخل خود نباشد و در نتیجه بسیار بهتر بتواند وظیفه کنترل برابری تغییر شکل نسبی طبقات را به انجام رساند.

بعد از بارگذاری، تحلیل و طراحی سازه، در نهایت ابعاد تیرها، ستون‌ها، مهاربندها و تیرهای پیوند در ساختمان شکل (۴)، در جداول (۱) تا (۳) ارائه گردیده‌اند.

تمام تیرهای پیوند دارای مقطع I شکل بوده و ارتفاع تمام تیرها برابر با ۵۱۰ میلی‌متر می‌باشد و ضخامت بال تمام تیرها نیز برابر با ۳۲ میلی‌متر است. عرض بال و ضخامت جان تیرهای پیوند مطابق جدول (۳) می‌باشد. تیرهای پیوند طوری طراحی شده‌اند که دارای رفتار برشی باشند. تحلیل‌های انجام شده بر روی سازه با دهانه صلب از نوع:

جدول (۱): مقطع تیرها و مهاربندها در سازه ۱۵ طبقه شکل (۴) (ابعاد بر حسب میلی‌متر).

نام مقطع	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹
مقطع تیرها و مهاربندها	IPB200	IPB220	IPB240	IPB260	IPB280	IPB300	IPB320	IPB340	IPB400

جدول (۲): مقطع ستون‌ها در سازه ۱۵ طبقه شکل (۴) (ابعاد بر حسب میلی‌متر).

نام مقطع	۱۰	۱۱	۱۲	۱۳	۱۴
مقطع ستون‌ها	BOX 200×200×12	BOX300×300×15	BOX400×400×20	BOX450×450×30	BOX500×500×40

جدول (۳): مقطع تیرهای پیوند در سازه ۱۵ طبقه شکل (۴) (ابعاد بر حسب میلی‌متر).

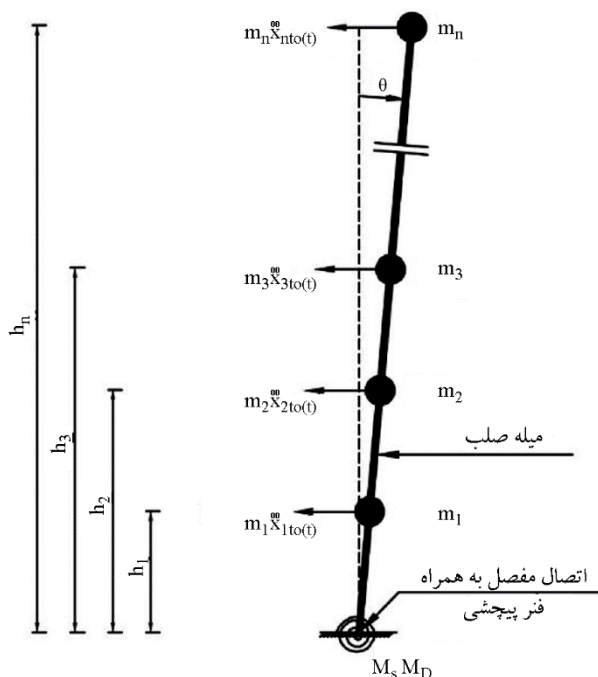
نام مقطع	۱۵	۱۶	۱۷	۱۸	۱۹	۲۰	۲۱	۲۲	۲۳	۲۴	۲۵	۲۶
عرض بال	۲۰	۶۰	۱۰۰	۱۴۰	۱۸۰	۲۲۰	۲۶۰	۳۰۰	۳۴۰	۳۸۰	۴۲۰	۳۵۹
ضخامت جان	۰/۵	۱/۵	۲/۵	۳/۵	۴/۵	۵/۵	۶/۵	۷/۵	۸/۵	۹/۵	۱۰/۵	۸/۹۷۵

نگارنده در این خصوص، مطالعاتی را انجام داده است. در این مطالعات، برای اتصال بین دو دهانه صلب، به جای استفاده از تیرهای پیوند، از میراگرهای لزج و همچنین فنرهای ارتجاعی پیش فشرده استفاده شده است و لذا پس از پایان زلزله، سازه به موقعیت اولیه خود بازگشته و هیچ گونه تغییر مکان ماندگاری در سازه باقی نمی‌ماند.

#### ۵- بررسی معادلات پارامتری سازه با هسته صلب

طبق مطالب ارائه شده در بخش ۴، نتایج تحلیل سازه با دهانه صلب حاکی از آن است که رفتار این سازه به میزان زیادی مشابه رفتار سازه‌های یک درجه آزادی است که آن درجه آزادی در واقع دوران سازه حول محور پایه  $(\theta)$  می‌باشد.

در ادامه، معادلات پارامتری یک سازه  $n$  طبقه با دهانه صلب (با فرض آنکه صلیب دهانه بسیار بالا باشد) ارائه می‌گردد. با توجه به شکل (۵)، با فرض آنکه دهانه صلب دارای صلیب خمشی قابل توجهی باشد، می‌توان گفت سازه فقط دارای یک درجه آزادی از نوع دورانی  $(\theta)$  می‌باشد. شکل (۵)، حالت عمومی تغییر مکان سازه و همچنین نیروهای اینرسی وارده بر سازه را نشان می‌دهد.



شکل (۵): نیروهای وارده بر سازه  $n$  طبقه با دهانه صلب و اتصال مفصل به پی.

برابر بوده و همگی با هم به نقطه گسیختگی برسند (گسیختگی زودرس در مفاصل ایجاد نمی‌شود) و همچنین باعث می‌شود که نیروهای برشی ایجاد شده در تیرهای پیوند، همگی به نسبت ثابت تغییر یابند و لذا منطبق حاکم بر توزیع نیروها در راستای صفر شدن لنگر خمشی وارده بر هسته صلب، همواره صادق مانده و لذا از ابتدا تا انتهای تحلیل، علیرغم ایجاد مفاصل پلاستیک در تیرهای پیوند، لنگر خمشی هسته صلب همواره برابر با صفر بماند.

ج- نتایج تحلیل حاکی از آن است که تغییر شکل جانبی سازه با شیب ثابت بوده و تغییر شکل نسبی تمام طبقات با دقت بسیار بالایی با یکدیگر برابر می‌باشد و به هیچ وجه امکان ایجاد تمرکز تغییر مکان در هیچ یک از طبقات سازه وجود نخواهد داشت.

۲- نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیر ارتجاعی سازه (شکل ۴):

الف- هسته صلب به خوبی وظیفه خود را انجام داده و توانسته است تغییر مکان نسبی طبقات را با یکدیگر برابر نماید و تمام طبقات با یکدیگر جابه‌جا گردیده و هم‌زمان به ماکزیمم و مینیمم تغییر مکان می‌رسند.

ب- شروع تشکیل مفاصل برشی و توسعه آنها در تمام طبقات به طور هم‌زمان اتفاق افتاده که این امر باعث می‌شود که نیروی مفاصل برشی به تناسب تغییر نماید و لذا منطبق حاکم بر توزیع نیروها در راستای ایجاد لنگر خمشی صفر در هسته صلب، از ابتدا تا انتهای تحلیل برقرار بماند.

ج- مفاصل برشی، ظرفیت بسیار خوبی را از خود نشان داده‌اند که این امر به علت ماهیت رفتاری آنها بوده و همچنین به علت توزیع برابر تغییر مکان در تیرهای پیوند می‌باشد که مانع از بروز تمرکز تغییر مکان در برخی طبقات و در نهایت خرابی زودرس آن طبقات می‌گردد.

د- دوران نسبی طبقات، در حد مناسب و قابل قبولی می‌باشد.

ه- در پایان زلزله، تغییر مکان ماندگاری در سازه وجود دارد که این امر در خصوص سازه‌های جاری شونده امری متعارف می‌باشد که البته اگر بتوان این تغییر مکان ماندگار را به صفر رساند، در بهره‌برداری از سازه پس از پایان زلزله، کمک شایانی می‌نماید.

$$M_2^{*00} + M_D + M_S = -X_{g(t)}^{00} \cdot (M_1^*) \quad (8)$$

$$M_2^* = \sum_{i=1}^n (m_i \cdot h_i^2), \quad M_1^* = \sum_{i=1}^n (m_i \cdot h_i) \quad (9)$$

تفاوت رابطه (۸) با روابط سازه‌های یک درجه آزادی متعارف آن است که در سازه‌های یک درجه آزادی متعارف می‌توان نوشت:  $M_2^* = M_1^*$  ولی در این رابطه، این طور نیست. در صورت ارتجاعی بودن رفتار سازه، می‌توان نوشت:

$$(M_2^*) \cdot \ddot{\theta}_{(t)} + C_0 \cdot \dot{\theta}_{(t)} + K_0 \cdot \theta_{(t)} = -X_{g(t)}^{00} \cdot (M_1^*) \quad (10)$$

اگر طرفین رابطه (۱۰) را بر  $m^* \theta$  تقسیم نماییم می‌توان به رابطه زیر دست یافت:

$$\ddot{\theta}_{(t)} + \left(\frac{C_0}{M_2^*}\right) \dot{\theta}_{(t)} + \left(\frac{K_0}{M_2^*}\right) \theta_{(t)} = -X_{g(t)}^{00} \cdot \left(\frac{M_1^*}{M_2^*}\right) \quad (11)$$

$$\frac{K_0}{M_2^*} = \omega^2, \quad \frac{C_0}{M_2^*} = 2\xi\omega \quad (12)$$

لذا می‌توان رابطه ارتجاعی تعادل دینامیکی سازه (رابطه ۱۱) را مطابق زیر نوشت:

$$\ddot{\theta}_{(t)} + 2\xi\omega \dot{\theta}_{(t)} + \omega^2 \theta_{(t)} = -X_{g(t)}^{00} \cdot \left(\frac{M_1^*}{M_2^*}\right) \quad (13)$$

ملاحظه می‌شود که رابطه (۱۳) مشابه معادله تعادل دینامیکی سازه‌های یک درجه آزادی می‌باشد با این تفاوت که شتاب زلزله  $X_{g(t)}^{00}$  در یک ضریب ثابت  $\left(\frac{M_1^*}{M_2^*}\right)$  ضرب شده است. لذا در صورتی که سازه دارای رفتار ارتجاعی باشد، می‌توان برای تعیین حداکثر مقادیر  $\theta$ ،  $\dot{\theta}$  و  $\ddot{\theta}$  از منحنی‌های طیف متعارف استفاده نمود و چون شتاب زمین در ضریب  $\left(\frac{M_1^*}{M_2^*}\right)$  ضرب شده است لذا لازم است منحنی‌های طیف مربوطه نیز در ضریب  $\left(\frac{M_1^*}{M_2^*}\right)$  ضرب شوند.

در صورتی که سازه یک سازه کاملاً منظم در ارتفاع باشد می‌توان نوشت:

$$h_i = i \cdot h_0 \quad \text{و} \quad m_i = \text{cte} = m_0 \quad (14)$$

در شکل (۵)،  $X_{i to}$  شتاب مطلق جرم طبقه نام سازه می‌باشد. نظر به آنکه اتصال دهانه صلب به پی به صورت مفصل می‌باشد، لذا طبق اصل دالامبر لازم است لنگر خمشی نیروهای فوق، حول پایه برابر با صفر باشد. لذا می‌توان نوشت:

$$\sum_{i=1}^n (M_i \cdot X_{i to}^{00} \cdot h_i) + M_D + M_S = 0 \quad (2)$$

که  $M_D$  لنگر ناشی از میرایی و  $M_S$  لنگر ناشی از سختی در پای سازه می‌باشد.

می‌توان مطابق رابطه (۳) شتاب مطلق را به شتاب نسبی تبدیل نمود:

$$X_{i to} = X_i + X_g \Rightarrow X_{i to}^{00} = X_i^{00} + X_g^{00} \quad (3)$$

که در آن  $X_g$  شتاب زمین می‌باشد. از طرفی دیگر نظر به آنکه سازه دارای یک درجه آزادی دورانی ( $\theta$ ) می‌باشد، لذا اگر زاویه  $\theta$  بر حسب رادیان در نظر گرفته شود و با توجه به کوچک بودن مقدار زاویه  $\theta$ ، می‌توان نوشت:

$$X_i = h_i \theta \Rightarrow X_i = h_i \theta \quad (4)$$

در نتیجه می‌توان رابطه (۳) را به صورت زیر نوشت:

$$X_{i to}^{00} = h_i \theta_i^{00} + X_g^{00} \quad (5)$$

و در واقع، تمامی شتاب‌های مطلق طبقات  $(X_{i to}^{00})$  بر حسب شتاب دورانی  $\theta^{00}$  جایگزین می‌شوند و لذا تنها مجهول مسئله، پارامتر  $\theta$  خواهد بود.

با جاگذاری رابطه (۵) در رابطه (۲)، می‌توان به رابطه زیر دست یافت:

$$\sum_{i=1}^n [m_i (h_i \theta + X_g) h_i] + M_D + M_S = 0 \Rightarrow \quad (6)$$

$$\left(\sum_{i=1}^n m_i \cdot h_i^2\right) \theta_{(t)} + M_D + M_S = -X_{g(t)}^{00} \cdot \left(\sum_{i=1}^n m_i \cdot h_i\right) \quad (7)$$

رابطه (۶)، رابطه تحلیل سازه با دهانه کاملاً صلب می‌باشد.

جهت کاهش پارامترها، می‌توان رابطه (۶) را به صورت رابطه

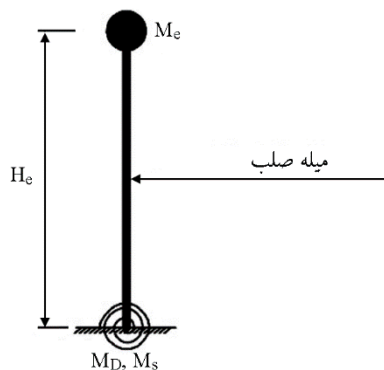
زیر نیز نوشت:



در ادامه، مشخصات یک سازه‌ی معادل یک درجه آزادی طوری استخراج می‌گردد که از لحاظ روابط پارامتری بتواند مشابه سازه n طبقه با هسته صلب عمل نماید. این موضوع می‌تواند در سادگی تحلیل، سرعت تحلیل و درک بهتر از نتایج تحلیل، تأثیرات مفید و قابل توجهی داشته باشد.

### ۶- بررسی معادلات پارامتری سازه‌ی معادل

نظر به رفتار یک درجه آزادی سازه با هسته صلب، برای ساده‌سازی روابط تحلیل، به جای سازه n طبقه، یک سازه‌ی معادل یک طبقه با جرم  $M_e$  و ارتفاع  $H_e$  مطابق شکل (۶) در نظر گرفته می‌شود:



شکل (۶): نیروهای وارده بر سازه یک طبقه با دهانه صلب و اتصال مفصل به پی.

مشابه با سازه n طبقه قبلی و با توجه به رابطه (۷)، رابطه تعادل دینامیکی سازه یک طبقه (شکل ۶) با رفتار غیر ارتجاعی، مطابق رابطه زیر می‌باشد:

$$(M_e \cdot h_e^2) \ddot{\theta}_{(t)} + M_D + M_S = -\ddot{X}_{g(t)} \cdot (M_e \cdot h_e) \quad (19)$$

و اگر رفتار سازه، ارتجاعی باشد، آنگاه رابطه (۱۹) برابر خواهد شد با:

$$(M_e \cdot h_e^2) \ddot{\theta}_{(t)} + C_{\theta} \cdot \dot{\theta}_{(t)} + K_{\theta} \cdot \theta_{(t)} = -\ddot{X}_{g(t)} \cdot (M_e \cdot h_e) \quad (20)$$

برای آنکه دوران ( $\theta$ ) سازه‌ی معادل برابر با دوران سازه اصلی باشد، لذا باید معادلات پارامتری تحلیل آنها کاملاً با یکدیگر برابر باشد.

که  $h_0$  ارتفاع نسبی یک طبقه از ساختمان می‌باشد. همچنین می‌توان اقدام به ساده‌سازی  $M^*_1$  و  $M^*_2$  و نسبت  $(\frac{M^*_1}{M^*_2})$  نمود. با توجه به رابطه (۹)، برای ساده‌سازی  $M^*_1$  می‌توان نوشت:

$$M^*_1 = \sum_{i=1}^n (m_i \cdot h_i) = m_0 \cdot h_0 \sum_{i=1}^n i = m_0 \cdot h_0 \frac{n(n+1)}{2} = m_{all} \cdot h_0 \frac{(n+1)}{2} \quad (15)$$

و با توجه به رابطه (۹)، برای ساده‌سازی  $M^*_2$  می‌توان نوشت:

$$M^*_2 = \sum_{i=1}^n (m_i \cdot h_i^2) = m_0 \cdot h_0^2 \sum_{i=1}^n i^2 = m_0 \cdot h_0^2 \frac{n(n+1)(2n+1)}{6} = m_{all} \cdot h_0^2 \frac{(n+1)(2n+1)}{6} \quad (16)$$

که  $m_{all}$  جرم کل سازه می‌باشد. ملاحظه می‌گردد با داشتن مقادیر  $h_0$ ،  $m_0$  و  $n$  می‌توان مقادیر  $M^*_1$  و  $M^*_2$  را به سادگی محاسبه نمود و همچنین می‌توان نسبت  $(\frac{M^*_1}{M^*_2})$  را نیز مطابق رابطه زیر به دست آورد:

$$\frac{M^*_1}{M^*_2} = \frac{m_{all} \cdot h_0 \frac{(n+1)}{2}}{m_{all} \cdot h_0^2 \frac{(n+1)(2n+1)}{6}} = \frac{3}{h_0(2n+1)} \quad (17)$$

لذا با قرار دادن مقدار رابطه (۱۷) در رابطه (۱۳)، می‌توان به معادله زیر برای ساختمان‌های منظم در جرم و ارتفاع دست یافت:

$$\ddot{\theta}_{(t)} + 2\xi_{\theta} \omega_{\theta} \dot{\theta}_{(t)} + \omega_{\theta}^2 \theta_{(t)} + \omega^2 \theta_{(t)} = \frac{3}{h_0(2n+1)} \ddot{X}_{g(t)} \quad (18)$$

ملاحظه می‌شود که رابطه فوق، مشابه سازه‌های یک درجه آزادی متعارف است با این تفاوت که شتاب زمین در ضریب  $\frac{3}{h_0(2n+1)}$  ضرب شده است. همچنین طبق این رابطه ملاحظه می‌گردد که با افزایش مقادیر  $h_0$  و  $n$  اثر شتاب زمین کاهش یافته و لذا در تحلیل‌های ارتجاعی، مقادیر نسبی برای  $\ddot{\theta}$ ،  $\dot{\theta}$ ،  $\theta$  نیز کاهش می‌یابند.

به کمک رابطه (۱۸) به سادگی می‌توان اقدام به تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی سازه نمود و یا حتی از منحنی‌های طیف پاسخ نیز استفاده کرد (با اعمال ضریب  $\frac{3}{h_0(2n+1)}$  در نتایج پاسخ).

ارتجاعی، سختی ارتجاعی سازه‌ی معادل برابر با سازه‌ی اصلی باشد و در تحلیل غیر ارتجاعی، علاوه بر سختی ارتجاعی، لازم است منحنی چرخه‌ای سازه‌ی معادل نیز برابر با منحنی چرخه‌ای سازه اصلی باشد.

سختی ارتجاعی سازه، تابعی از سختی تک تک اعضای سازه است، لذا بهتر است به جای برابری سختی ارتجاعی، زمان تناوب سازه‌ی معادل را برابر با زمان تناوب مود اول سازه‌ی اصلی در نظر گرفت. به عبارت دیگر، ابتدا به کمک روابط تجربی مثل روابط آیین نامه ۲۸۰۰ [۱۴] و یا با تحلیل سازه‌ی اصلی، فرکانس دورانی مود اول ارتعاش سازه ( $\omega_1$ ) به دست می آید و سپس با توجه به رابطه (۲۴)، می توان سختی دورانی سازه‌ی معادل را محاسبه نمود:

$$\omega_1^2 = \omega^2, \omega^2 = \frac{K_0}{M_e \cdot H_e^2} = \frac{K_0}{M_2^*} \rightarrow K_0 = \omega_1^2 \cdot M_2^* \quad (24)$$

رابطه (۲۴) برای سازه‌های منظم در ارتفاع برابر خواهد شد با:

$$K_0 = \omega_1^2 \cdot M_{all} \cdot h_0^2 \frac{(n+1)(2n+1)}{6} \quad (25)$$

برای تحلیل‌های غیر ارتجاعی، علاوه بر برابری سختی ارتجاعی، لازم است منحنی چرخه‌ای غیر ارتجاعی دو سازه‌ی معادل و اصلی نیز با یکدیگر برابر باشند. برای این کار، در سازه‌ی معادل، در محل اتصال دهانه صلب به پی، یک لینک خمشی با منحنی چرخه‌ای مطابق شکل (۷) لحاظ گردیده است:

در رابطه (۱۹) دو مجهول اصلی وجود دارد که عبارتند از: جرم سازه‌ی معادل ( $M_e$ ) و ارتفاع سازه‌ی معادل ( $H_e$ ). برای تعیین این دو مجهول کافی است که جملات اول و آخر رابطه پارامتری تحلیل سازه اصلی (رابطه شماره ۸) و سازه‌ی معادل (رابطه شماره ۱۹) را با یکدیگر برابر در نظر بگیریم:

$$\begin{cases} M_e \cdot H_e^2 = M_2^* \\ M_e \cdot H_e = M_1^* \end{cases} \quad (21)$$

با حل دو معادله و دو مجهول فوق می توان جرم و ارتفاع سازه‌ی معادل را از رابطه (۲۲) به دست آورد:

$$M_e = \frac{(M_1^*)^2}{M_2^*}, H_e = \frac{M_2^*}{M_1^*} \quad (22)$$

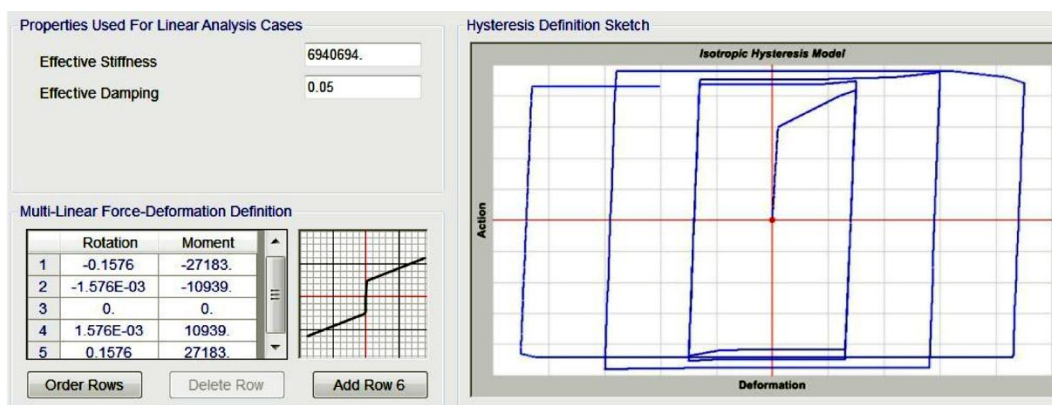
با توجه به روابط (۱۵) و (۱۶)، برای سازه‌های منظم در ارتفاع، می توان رابطه (۲۲) را به صورت زیر ساده نمود:

$$M_e = m_{all} \frac{3n+3}{4n+2}, H_e = h_0 \frac{2n+1}{3} \quad (23)$$

در واقع در روش سازه‌ی معادل، به جای تحلیل یک سازه ۱۵ طبقه، می توان یک سازه یک طبقه با جرم معادل و ارتفاع معادل را مدل نمود. البته هنوز مقادیر نیروی میرایی و نیروی سختی مشخص نشده است.

برای تعیین لنگر ناشی از میرایی ( $M_D$ )، کافی است درصد میرایی سازه اصلی و سازه‌ی معادل را برابر در نظر گرفت (که معمولاً پنج درصد میرایی بحرانی لحاظ می گردد).

برای تعیین لنگر ناشی از سختی ( $M_s$ )، کافی است در رفتار



شکل (۷): منحنی چرخه‌ای لینک در سازه‌ی معادل در محل اتصال به پی.

مقادیر  $K_0$ ،  $\theta_y$  و  $M_y$  در جدول داخل شکل (۷) به کار رفته است. همچنین با توجه به جرم کل سازه، طبق رابطه (۲۳) جرم سازه‌ی معادل  $M_e=171.55$  ton به دست می‌آید. همچنین ارتفاع هر یک از طبقات سازه برابر با  $3/3$  متر بوده که طبق رابطه (۲۳)، ارتفاع سازه‌ی معادل:  $H_e=34.1$  m به دست می‌آید. در ادامه، سازه‌ی معادل (سازه ۱ طبقه) و سازه اصلی (سازه ۱۵ طبقه)، در دو حالت: «تحلیل تاریخیچه زمانی ارتجاعی» و «تحلیل تاریخیچه زمانی غیر ارتجاعی» تحلیل گردیده و نتایج این تحلیل‌ها با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

#### ۷- مقایسه رفتار ارتجاعی سازه‌ی معادل با سازه اصلی

جهت تحلیل تاریخیچه زمانی، از ۱۵ شتاب‌نگاشت مختلف زلزله استفاده شده که عبارتند از: چهار شتاب‌نگاشت مربوط به کشور ایران، شش شتاب‌نگاشت معروف دنیا و پنج شتاب‌نگاشت مصنوعی برای خاک نوع ۳ (که غالباً متعارف‌تر و بحرانی‌تر از خاک نوع ۱ و ۲ می‌باشد). این شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی با توجه به منحنی طیف خاک نوع ۳ در آیین‌نامه [۱۴] ۲۸۰۰ و به کمک نرم‌افزار SeismoArtif از مجموعه نرم‌افزارهای SeismoSoft به دست آمده است. جدول نام و ماکزیمم شتاب، ماکزیمم سرعت و ماکزیمم تغییر مکان این شتاب‌نگاشت‌ها برای شتاب ماکزیمم  $1g$  مطابق جدول (۴) می‌باشد: برای تحلیل‌های ارتجاعی، تمام شتاب‌نگاشت‌ها با نصف شتاب ثقل ( $0.5g$ ) مقیاس گردیده‌اند.

محل شروع مفاصل پلاستیک در سازه‌ی معادل بر اساس برابری میزان دوران در ایجاد تغییر شکل پلاستیک در طبقات سازه اصلی و در سازه‌ی معادل می‌باشد. در ادامه، جزئیات محاسبه مقادیر داخل شکل (۷)، ارائه می‌شود: زمان تناوب مود اول سازه اصلی برابر است با:  $T_1=1.06518$  sec و لذا فرکانس دورانی مود اول سازه اصلی:  $\omega_1=5.899$  بوده و وزن کل سازه اصلی برابر با  $2173$  تن نیرو بوده و لذا جرم کل سازه اصلی برابر است با:  $M_{all}=221.58$  ton و ارتفاع نسبی هر طبقه برابر است با:  $h_0=3.3$  m و تعداد طبقات ساختمان برابر است با:  $n=15$  لذا طبق رابطه (۲۵)، سختی دورانی سازه‌ی معادل برابر است با:

$$K_0 = \frac{5.89871^2 * 221.58 * 3.3^2 * (15+1)(2*15+1)}{6} = 6940694 \text{ ton.m/rad} \quad (26)$$

از نتایج تحلیل استاتیکی غیر ارتجاعی سازه اصلی که بر اساس توزیع بار خطی و ثابت [۱۷] انجام شده است، ایجاد مفاصل پلاستیک و در نتیجه شروع رفتار غیر ارتجاعی در سازه اصلی در دوران  $\theta_y=0.001576$  رادیان اتفاق افتاده است و با توجه به آنکه سختی دورانی سازه‌ی معادل  $K_0=6940694$  t.m/rad محاسبه گردید، لذا لنگر جاری شدن سازه‌ی معادل، برابر است با:

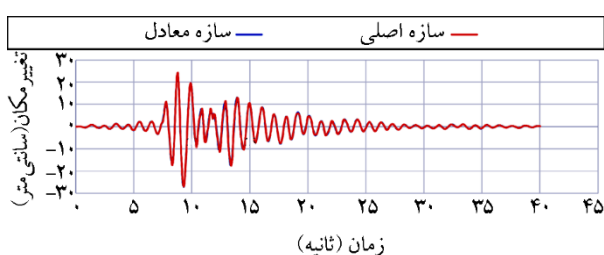
$$M_y = \theta_y \cdot K_0 = 0.001576 * 6940694 = 10939 \text{ t.m} \quad (27)$$

جدول (۴): نام ۱۰ شتاب‌نگاشت واقعی و ماکزیمم شتاب، سرعت و تغییر مکان آنها.

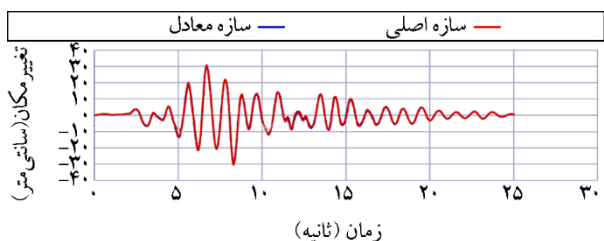
ردیف	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	بیشینه	کمینه	متوسط	زلزله‌های واقعی	
														بم	ناگان
	۹/۸۰۶	۹/۸۰۶	۹/۸۰۶	۹/۸۰۶	۹/۸۰۶	۹/۸۰۶	۹/۸۰۶	۹/۸۰۶	۹/۸۰۶	۹/۸۰۶	۹/۸۰۶	۹/۸۰۶	۹/۸۰۶	(m/sec <sup>2</sup> )	P.G.A.
	۱۸۵/۵	۷۹/۲	۱۶۲/۹	۱۸۷/۵	۸۵/۱	۱۸۶/۴	۱۸۷/۴	۹۱/۲	۹۹/۹	۱۲۱/۵	۱۸۷/۵	۷۹/۲	۱۳۸/۷	(cm/sec)	P.G.V.
	۱۱۷/۲	۳۱/۶	۱۱۶/۴	۹۸/۰	۳۶/۴	۱۱۵/۶	۷۸/۸	۱۵/۹	۴۴/۹	۵۳/۲	۱۱۷/۲	۱۵/۹	۷۰/۸	(cm)	P.G.D.

جدول (۵): نام پنج شتاب‌نگاشت مصنوعی و ماکزیمم شتاب، سرعت و تغییر مکان آنها.

ردیف	۱	۲	۳	۴	۵	پیشینه	کمینه	متوسط	زلزله‌های مصنوعی	
									Artificial	Artificial
	۹/۸۰۶	۹/۸۰۶	۹/۸۰۶	۹/۸۰۶	۹/۸۰۶	۹/۸۰۶	۹/۸۰۶	۹/۸۰۶	(m/sec <sup>2</sup> )	P.G.A.
	۲۷۲/۳	۲۹۹/۵	۲۸۷/۵	۲۳۱/۸	۲۷۶/۴	۲۹۹/۵	۲۳۱/۸	۲۷۳/۵	(cm/sec)	P.G.V.
	۳۲۲/۸	۶۴۸/۴	۱۶۸/۳	۲۰۸/۷	۲۷۸/۵	۶۴۸/۴	۱۶۸/۳	۳۲۵/۳	(cm)	P.G.D.



شکل (۹): منحنی تغییر مکان ارتجاعی سازه‌ی معادل و سازه اصلی برای زلزله کوبه با نصف شتاب ثقل.



شکل (۱۰): منحنی تغییر مکان ارتجاعی سازه‌ی معادل و سازه اصلی برای زلزله مصنوعی شماره ۴ با نصف شتاب ثقل.

شکل‌های (۸) تا (۱۰) نشان می‌دهد که با دقت بسیار بالایی، رفتار ارتجاعی ارتعاش سازه‌ی معادل مشابه با سازه اصلی می‌باشد طوری که دو منحنی تقریباً به‌طور کامل روی هم منطبق گشته‌اند.

میزان ماکزیمم دوران (بر حسب درصد رادیان) در تحلیل ارتجاعی سازه‌ی معادل و سازه اصلی، برای ۱۵ شتاب‌نگاشت زلزله (با ماکزیمم شتاب 0.5g) و درصد خطا در جدول (۶) ارائه شده است:

از جداول (۴) و (۵) ملاحظه می‌شود که علیرغم برابری ماکزیمم شتاب در تمام ۱۵ شتاب‌نگاشت، میانگین سرعت در شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی، حدود دو برابر شتاب‌نگاشت‌های واقعی بوده و میانگین تغییر مکان در شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی بیش از چهار برابر شتاب‌نگاشت‌های واقعی می‌باشد. علت این تفاوت در آن است که شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی، تعداد نقاط اوج بسیار بیشتری از شتاب‌نگاشت‌های واقعی داشته و همچنین محتوای فرکانسی وسیع‌تری دارند. لذا شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی، بهتر می‌توانند زلزله‌های محتمل را پوشش دهند.

سازه اصلی، یک سازه ۱۵ طبقه با مشخصات شکل (۴) می‌باشد. سازه‌ی معادل یک سازه یک طبقه با مشخصات شکل (۶) می‌باشد.

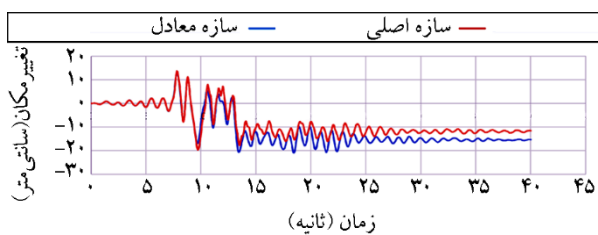
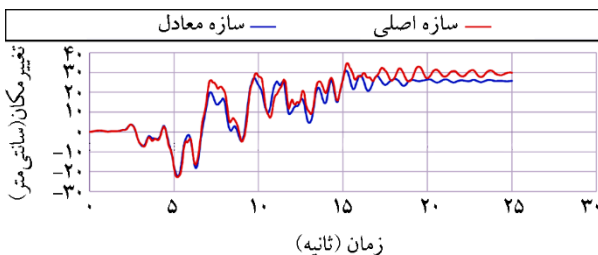
منحنی‌های تغییر مکان ارتجاعی سازه‌ی معادل و سازه اصلی (هر دو در تراز ۳۴/۱ متر) بر حسب سانتی‌متر در مقابل سه نمونه از شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌های: بم، کوبه و زلزله مصنوعی شماره ۴، در شکل‌های (۸) تا (۱۰) ارائه گردیده‌اند:



شکل (۸): منحنی تغییر مکان ارتجاعی سازه‌ی معادل و سازه اصلی برای زلزله بم با نصف شتاب ثقل.

**جدول (۶): ماکزیمم دوران (بر حسب درصد رادیان) در سازه اصلی و سازهی معادل و درصد خطا در تحلیل ارتجاعی.**

ردیف	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	۱۱	۱۲	۱۳	۱۴	۱۵
شتابنگاشت (0.5 g)	بم	ناگان	طبس	اب بار	پارک فیلد	السترو	کوبه	نورثریج	ایمپریال ولی	لومپرینا	Arti-1	Arti-2	Arti-3	Arti-4	Arti-5
ماکزیمم دوران سازه اصلی	۰/۵۸۱	۰/۱۷۸	۰/۳۸۹	۰/۳۸۳	۰/۲۷۵	۰/۷۳۴	۰/۷۹۱	۰/۲۹۲	۰/۳۷۷	۰/۳۷۷	۰/۸۲۱	۰/۸۱۰	۰/۷۹۷	۰/۸۹۹	۰/۸۶۸
ماکزیمم دوران سازه معادل	۰/۵۸۸	۰/۱۷۲	۰/۳۷۷	۰/۳۷۱	۰/۲۷۶	۰/۷۱۸	۰/۷۹۴	۰/۳۲۸	۰/۳۸۹	۰/۴۲۲	۰/۷۸۹	۰/۸۳۶	۰/۸۰۰	۰/۸۸۵	۰/۸۵۴
درصد خطا	۱/۱۱۸	-۳/۷۵۸	-۳/۲۸۸	-۳/۱۵۶	۰/۵۴۶	-۲/۱۶۸	۰/۴۹۳	۱۲/۲۳۰	۳/۳۱۹	-۴/۷۱۶	-۳/۹۳۲	۳/۱۹۸	۰/۴۶۴	-۱/۵۴۶	-۱/۶۴۷
میانگین قدر مطلق درصد خطاها	۳/۰۳۹														


**شکل (۱۲): منحنی تغییر مکان غیر ارتجاعی سازهی معادل و سازه اصلی برای زلزله کوبه با نصف شتاب ثقل.**

**شکل (۱۳): منحنی تغییر مکان غیر ارتجاعی سازهی معادل و سازه اصلی برای زلزله مصنوعی شماره ۴ با نصف شتاب ثقل.**

شکل‌های (۱۱) تا (۱۳) نشان می‌دهند که با دقت نسبتاً خوبی، رفتار غیر ارتجاعی ارتعاش سازهی معادل مشابه با سازه اصلی می‌باشد. علت تفاوت بین دو منحنی در آن است که سازه اصلی یک سازه ۱۵ طبقه با ۱۵ مود ارتعاشی می‌باشد ولی سازهی معادل یک سازه یک طبقه است و دارای فقط یک مود ارتعاشی می‌باشد. میزان ماکزیمم درصد دوران (بر حسب رادیان) در تحلیل ارتجاعی سازهی معادل و سازه اصلی، برای ۱۵ شتاب‌نگاشت زلزله (با ماکزیمم شتاب 0.25g, 0.5g, 0.75g) و درصد خطا در جداول (۷) تا (۹) ارائه گردیده‌اند.

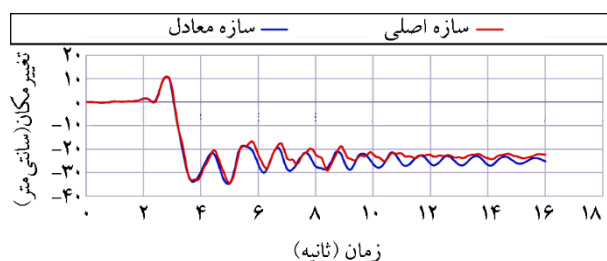
از جدول (۶) ملاحظه می‌شود که دقت تحلیل سازهی معادل در تحلیل ارتجاعی بسیار بالا بوده و میانگین درصد خطا برابر با ۳/۰۳۹ درصد می‌باشد.

#### ۸- مقایسه رفتار غیر ارتجاعی سازهی معادل با سازه اصلی

جهت تحلیل تاریخچه زمانی، از همان ۱۵ شتاب‌نگاشت قبلی استفاده شده که عبارتند از: چهار شتاب‌نگاشت مربوط به کشور ایران و شش شتاب‌نگاشت معروف دنیا و پنج شتاب‌نگاشت مصنوعی.

برای تحلیل‌های غیر ارتجاعی، تمام شتاب‌نگاشت‌ها در سه حالت: 0.75g, 0.5g, 0.25g مقیاس گردیده‌اند.

منحنی‌های تغییر مکان ارتجاعی سازهی معادل و سازه اصلی (هر دو در تراز ۳۴/۱ متر) بر حسب سانتی‌متر در مقابل سه نمونه از شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌های بم، کوبه و زلزله مصنوعی شماره ۴ (با شتاب 0.5g) در شکل‌های (۱۱) تا (۱۳) ارائه گردیده‌اند:


**شکل (۱۱): منحنی تغییر مکان غیر ارتجاعی سازهی معادل و سازه اصلی برای زلزله بم با نصف شتاب ثقل.**

جدول (۷): ماکزیمم دوران (بر حسب درصد رادیان) در سازه اصلی و سازهی معادل در تحلیل غیر ارتجاعی با ماکزیمم شتاب 0.25g.

ردیف	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	۱۱	۱۲	۱۳	۱۴	۱۵
شتابنگاشت (0.25 g)	بم	ناگان	طیس	اب بار	پارک فیلد	السترو	کوبه	نورثریج	ایمپریال ولی	لوماپرینا	Arti-1	Arti-2	Arti-3	Arti-4	Arti-5
ماکزیمم دوران سازه اصلی	۰/۴۲۸	۰/۰۸۹	۰/۲۰۶	۰/۱۹۴	۰/۱۳۵	۰/۲۹۳	۰/۲۶۱	۰/۱۳۳	۰/۱۵۶	۰/۲۷۳	۰/۴۴۴	۰/۶۵۰	۰/۴۹۱	۰/۵۱۵	۰/۲۸۹
ماکزیمم دوران سازه معادل	۰/۴۱۷	۰/۰۸۶	۰/۱۹۸	۰/۱۸۷	۰/۱۳۷	۰/۳۲۴	۰/۳۰۹	۰/۱۶۴	۰/۱۹۲	۰/۲۶۵	۰/۳۷۷	۰/۵۸۶	۰/۳۸۲	۰/۴۶۸	۰/۳۱۴
درصد خطا	-۲/۶۳۴	-۳/۲۵۰	-۳/۹۱۲	-۳/۵۷۸	۱/۱۴۳	۱۰/۵۰۴	۱۸/۴۹۳	۲۲/۸۵۰	۲۳/۱۰۷	-۳/۰۷۷	-۱۵/۰۸۵	-۹/۹۰۸	-۲۲/۱۶۵	-۹/۲۱۱	۸/۶۲۳
میانگین قدر مطلق درصد خطاها	۱۰/۵۰۳														

جدول (۸): ماکزیمم دوران (بر حسب درصد رادیان) در سازه اصلی و سازهی معادل در تحلیل غیر ارتجاعی با ماکزیمم شتاب 0.5g.

ردیف	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	۱۱	۱۲	۱۳	۱۴	۱۵
شتابنگاشت (0.5 g)	بم	ناگان	طیس	اب بار	پارک فیلد	السترو	کوبه	نورثریج	ایمپریال ولی	لوماپرینا	Arti-1	Arti-2	Arti-3	Arti-4	Arti-5
ماکزیمم دوران سازه اصلی	۱/۰۱۰	۰/۱۷۸	۱/۰۶۹	۰/۳۵۸	۰/۲۹۹	۰/۴۶۷	۰/۵۷۶	۰/۲۹۱	۰/۴۴۰	۰/۶۸۵	۰/۹۰۵	۲/۴۹۱	۱/۰۰۲	۱/۰۱۴	۱/۲۴۰
ماکزیمم دوران سازه معادل	۱/۰۱۷	۰/۱۷۲	۱/۰۶۶	۰/۳۱۰	۰/۲۲۵	۰/۵۶۳	۰/۶۰۹	۰/۳۰۱	۰/۴۱۶	۰/۷۱۴	۰/۹۰۰	۲/۵۰۲	۱/۴۶۰	۰/۹۰۵	۱/۱۶۷
درصد خطا	۰/۶۸۳	-۳/۲۵۰	-۰/۲۵۱	-۱۳/۳۰۵	-۲۴/۸۸۰	۲۰/۶۴۳	۵/۷۷۴	۳/۵۳۸	-۵/۵۱۹	۴/۱۸۴	-۰/۵۵۸	۰/۴۴۵	۴۵/۷۰۶	-۱۰/۷۳۲	-۵/۹۱۸
میانگین قدر مطلق درصد خطاها	۹/۶۹۲														

جدول (۹): ماکزیمم دوران (بر حسب درصد رادیان) در سازه اصلی و سازهی معادل در تحلیل غیر ارتجاعی با ماکزیمم شتاب 0.75g.

ردیف	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	۱۱	۱۲	۱۳	۱۴	۱۵
شتابنگاشت (0.75 g)	بم	ناگان	طیس	اب بار	پارک فیلد	السترو	کوبه	نورثریج	ایمپریال ولی	لوماپرینا	Arti-1	Arti-2	Arti-3	Arti-4	Arti-5
ماکزیمم دوران سازه اصلی	۱/۵۷۸	۰/۲۴۶	۱/۶۰۲	۰/۸۰۷	۱/۴۳۵	۰/۹۲۷	۰/۵۴۷	۰/۳۲۲	۱/۱۹۶	۱/۷۷۸	۴/۶۶۹	۱/۵۰۵	۱/۳۴۵	۲/۶۰۲	
ماکزیمم دوران سازه معادل	۱/۴۸۳	۰/۲۶۹	۱/۶۴۶	۰/۶۲۶	۱/۰۰۲	۰/۹۱۷	۰/۴۶۵	۰/۴۷۹	۱/۱۳۹	۱/۸۳۲	۳/۹۶۵	۱/۶۹۲	۱/۳۷۷	۲/۶۷۱	
درصد خطا	-۶/۰۰۷	۹/۱۴۳	۲/۷۴۷	-۲۲/۴۲۹	-۳۰/۱۷۴	-۳/۲۵۴	-۱/۱۰۸	-۱۵/۰۶۵	۴۸/۷۵۸	-۴/۷۶۳	۳/۰۵۰	-۱۵/۰۷۲	۱۲/۴۲۱	۲/۳۴۵	۲/۶۵۱
میانگین قدر مطلق درصد خطاها	۱۱/۹۳۲														

در سازه که دارای اتصال مفصل به پی می‌باشد، رفتار سازه کنترل شده‌تر خواهد بود، بدین معنا که هسته صلب (که همواره رفتاری ارتجاعی دارد) باعث می‌شود تمام طبقات ساختمان از یک روند تغییر شکل خطی تبعیت نمایند که این تغییر شکل خطی باعث می‌شود که رفتار سازه فقط در یک مود ارتعاشی اتفاق بیفتد و دیگر مودهای ارتعاشی تقریباً حذف شوند و همچنین باعث می‌شود که تغییر مکان نسبی تمام طبقات با یکدیگر برابر بوده و امکان ایجاد طبقه نرم در سازه وجود نداشته باشد.

۲- برای بررسی عملکرد سازه هسته صلب، یک قاب اسکلت فولادی ۱۵ طبقه مورد بررسی قرار گرفته و دو هسته صلب در

از جداول (۷) تا (۹) ملاحظه می‌گردد که ماکزیمم میانگین درصد خطا برابر با ۱۱/۹۳۲ درصد می‌باشد که این مقدار خطا حدود چهار برابر خطای تحلیل ارتجاعی می‌باشد. این افزایش درصد خطا در تحلیل‌های غیر ارتجاعی، معرف آن است که اثرات مودهای ارتعاشی دوم به بالا، در تحلیل‌های غیر ارتجاعی بیشتر از تحلیل‌های ارتجاعی می‌باشد؛ زیرا در واقع سازه یک طبقه معادل، فقط مود اول ارتعاش سازه اصلی ۱۵ طبقه را لحاظ می‌نماید.

## ۹- نتیجه گیری

۱- در این مقاله، سیستمی معرفی گردید که به واسطه وجود هسته صلب

- Uplift. American Society of Civil Engineers, *Journal of Structural Engineering*, **111**(4), 906-930.
3. Yim, S.C-S and Chopra, A.K. (1985) Simplified Earthquake Analysis of Multistory Structures with Foundation Uplift. *Journal of Structural Engineering*, **111**(12), 2708-2731.
  4. Priestly, J.N., Evison, R.J., and Carr, A.J. (1998) Seismic Response of Structure Free to Rock on Their Foundations. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, **11**(3), 141-150.
  5. Hucklebridge, A.A. and Clough, R.W. (1978) Seismic Response of Uplifting Building Frame. American Society of Civil Engineers. *Journal of Structural Division*, **104**(ST8), 1211-1229.
  6. Psycharis, I.N. (1992) *Dynamic Behavior of Rocking Structures Allowed to Uplift*. Report No. EERL-81-02, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, CA.
  7. Midorikawa, M., Azuhata, T., Ishihara, T., Wada, A. (2006) Shaking table tests on seismic response of steel braced frames with column uplift. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **35**, 1767-1785.
  8. Pena, F., Prieto, F., Lourenço, P.B., Campos Costa, A., Lemos, J.V. (2007) On the dynamics of rocking motion of single rigid-block structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **36**(15), 2383-2399.
  9. Palmeri, A. and Makris, N. (2008) Linearization and first-order expansion of the rocking motion of rigid blocks stepping on viscoelastic foundation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **37**, 1065-1080.
  10. Hosseini, M. and Ebrahimi, H. (2015) Applying 'Deliberate Directing of Damage' idea for creation of repairable buildings by using rocking tubular frame structural system and yielding-plate dampers at foundation level. *Proceedings of the 7<sup>th</sup> International Conference on Seismology and Earthquake Engineering (SEE-7)*, Tehran, Iran.
  11. Hosseini, M. and GhorbaniAmirabad, N. (2015) Yielding-curved-bars and hemisphere core energy dissipating device as the central support of repairable buildings with see-saw motion. *Proceedings of the*

آن به کار رفته و دهانه‌های صلب در طبقات به کمک تیرهای پیوند با رفتار برشی به یکدیگر متصل شده‌اند. جهت کاهش نیروی برشی وارده بر تیرهای پیوند، محل تکیه گاه در دهانه‌های صلب به طرفین دهانه‌ها منتقل شده است که در نتیجه فواصل تکیه گاه‌ها افزایش یافته و لذا نیروی برشی وارده بر تیرهای پیوند به ۵۸ درصد حالت تکیه گاه در وسط رسیده است. همچنین جهت رفتار خطی هسته صلب، توزیع نیرو در تیرهای پیوند طوری صورت گرفته که لنگر خمشی وارده بر هسته صلب (ناشی از نیروهای خارجی و نیروهای وارده توسط تیرهای پیوند) برابر با صفر شده و لذا تغییر شکل هسته صلب به شکل خط با شیب ثابت نزدیک تر شده و دارای انحنا در داخل خود نباشد و در نتیجه بسیار بهتر بتواند وظیفه کنترل برابری تغییر شکل نسبی طبقات را به انجام رساند.

۳- برای ساده‌سازی تحلیل، یک سازه‌ی معادل یک طبقه معرفی گردید و به کمک روابط پارامتری، جرم، ارتفاع، سختی دورانی و منحنی چرخه‌ای سازه‌ی معادل، از اطلاعات مربوط به ساختمان اصلی محاسبه شده و روابط پارامتری مربوطه ارائه شد.

۴- تحلیل‌های ارتجاعی تاریخچه زمانی انجام شده بر روی سازه‌ی معادل و سازه اصلی در مقابل ۱۵ شتاب‌نگاشت زلزله، حاکی از دقت بسیار بالای نتایج تحلیل سازه‌ی معادل می‌باشد طوری که میانگین درصد خطای تحلیل برابر با ۳/۰۳۹ درصد می‌باشد.

تحلیل‌های غیر ارتجاعی تاریخچه زمانی انجام شده بر روی سازه‌ی معادل و سازه اصلی در مقابل ۱۵ شتاب‌نگاشت زلزله و هر کدام در سه حالت ماکزیمم شتاب 0.25g، 0.5g و 0.75g حاکی از آن است که میانگین خطای تحلیل‌های غیر ارتجاعی حداکثر برابر با ۱۱/۹۳۲ درصد می‌باشد.

## مراجع

1. Housner, G.W. (1963) The Behavior of Inverted Pendulum Structures During earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, **53**(2), 403-417.
2. Chopra, A.K. and Yim, S.C-S. (1985) Simplified Earthquake Analysis of Structures with Foundation

7<sup>th</sup> International Conference on Seismology and Earthquake Engineering (SEE-7), Tehran, Iran.

12. Makris, N. and Aghagholizadeh, M. (2017) The dynamics of an elastic structure coupled with a rocking wall. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **46**(6), 945-962.
13. Parsafar, S., Moghadam, A.S. (2017) Development of a rocking R/C shear wall system implementing repairable structural fuses. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, **9**(3), 247-258.
14. Research Center for Roads, Housing and Urban Development (2014) *Earthquake Resistant Design Regulations (Standard 2800)*. 4<sup>th</sup> Edition, Iran (in Persian).
15. Department of National Construction Regulations (2013) *Design and Implementation of Steel Structures*. Section 10 of National Construction Regulations, Iran (in Persian).
16. Department of National Construction Regulations (2013) *Loads Exerted on the Building*. Section 6 of National Construction Regulations, Iran (in Persian).
17. Presidential Deputy of Strategic Planning and Supervision (2013) *Instructions on Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. Publication No. 360, Iran (in Persian).



## Simplified Seismic Analysis of Building Structure with Rocking Rigid Core(s) and Link Beams

Gholamreza Legzian<sup>1</sup>, Behrokh Hosseini Hashemi<sup>2\*</sup> and Mahmood Hosseini<sup>3</sup>

1. Ph.D. Student, Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University (IAU), Tehran, Iran
2. Associate Professor, Structural Engineering Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran,  
\*Corresponding Author, email: behrokh@iiees.ac.ir
3. Associate Professor, Structural Engineering Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran.

In conventional design methods, buildings are designed such that during an earthquake materials of the structure can enter into inelastic zone in all stories of the building. The problem with this method is that in a regular n-story building with rigid diaphragm, which has  $3n$  degrees of freedom, the inelastic behavior subjected to future earthquakes cannot be estimated easily. Therefore, in spite of the detailed design, it is likely that the stories' displacements have an inappropriate distribution under a particular earthquake and these inelastic displacements may be concentrated in certain stories and lead to failure of those stories and eventually collapse of the entire structure. To overcome this difficulty, in the current article, a structural system with one or two rocking rigid core(s) and link beams is introduced for n-story buildings, and a simplified method is presented for its seismic analysis. Because of the existence of the rigid core(s) the entire building has a behavior very similar to a one-degree of freedom system in each of the main lateral directions. In this way, estimating the behavior of the structure under the influence of the possible future earthquakes will be easier with a higher level of precision. In addition, concentration of plastic deformations in columns of some stories of the building, and creation of soft stories is not likely in the proposed system.

To show the efficiency of the proposed system and its simplified analysis method, a 15-story steel building has been considered, once with one rigid core, and once more with two rigid cores. The rigid core is consisted of a one bay by one bay braced frame, designed to remain quite elastic under the seismic loads. The connections between the core and the building's frames are all hinges at all stories to accommodate the relative rotation between the core and the surrounding frames during an earthquake, leading to the vibration of the building to take place basically in the first mode in each lateral direction. In case of two rigid core there are some link beams between them with capability of plastic deformation in shear, by which the integrity of the system and its stability will be provided. The link beams are designed in such a way that result in the minimal amount of bending moment in the rigid core to make it oscillate basically in its first mode and therefore better do its main duty, which is creating the uniform drift in all stories of the building, and eliminating the higher modes effects, resulting a more reliable seismic behavior of the building. For decreasing the amount of shear forces imposed to the link beams, the hinge supports of the two rigid cores has been shifted to their external sides; since in this case, the distance between the support is maximum, leading to minimum shear force in link beam, which is around 58% of its values in case of hinges at the middle.

Regarding that the proposed system behaves similar to a one-degree-of-freedom system, for its dynamic analysis, first the equations of motion have been developed for the n-degree-of-freedom system and then by

dynamic compatibility conditions, the mass and height of the equivalent SDOF system have been obtained. Besides, stiffness and yielding displacement of the equivalent SDOF system have been determined so that they result in hysteretic loops similar to the original structure. To investigate the inelastic seismic behavior of the original building and its equivalent SDOF system, the three-component accelerograms of a set of 15 selected earthquakes, including six ones happened outside Iran, four ones of Iranian earthquakes, and five artificial ones, have been used, all corresponding to the soil type III. The PGA values of all records have been scaled to 0.5 g. Finally, elastic and inelastic seismic responses of the original 15-story building and its equivalent SDOF system have been compared. Comparisons show that there is less than 3% and 11% differences in elastic and inelastic responses, respectively.

**Keywords:** Degrees Of Freedom, Rocking Motion, Rigid Core, Static Inelastic Analysis, Dynamic Inelastic Analysis, Equivalent SDOF System.