



تاثیر کنترل نیمه فعال بر پاسخ غیرخطی سازه‌ها در قالب تحلیل دینامیکی افزایشی

حسن بهار^۱، آرش بهار^{۲*}

^۱ دانشجوی دکتری مهندسی عمران-سازه، دانشکده فنی، دانشگاه گیلان، رشت، ایران
^۲ استادیار گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی، دانشگاه گیلان، رشت، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۷-۱۱-۱۲
بازنگری: ۱۳۹۸-۰۱-۱۸
پذیرش: ۱۳۹۸-۰۱-۱۹
ارائه آنلاین: ۱۳۹۸-۰۲-۲۱

کلمات کلیدی:

تحلیل دینامیکی افزایشی
روش قیاس نیرو
کنترل سازه‌ها در محدوده غیرخطی
مدل فشرده سازی استاتیکی کامل
کنترل نیمه فعال

خلاصه: در این پژوهش رفتار غیرخطی سازه های کنترل شده به کمک تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) بررسی شده است. تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه‌های کنترل شده به کمک روش قیاس نیرو (FAM) و فضای حالت انجام گرفته است. با ارائه منحنی‌های IDA برای سازه با و بدون سیستم کنترلی در کنار یکدیگر، می‌توان تاثیر سیستم کنترل بر رفتار سازه را مشاهده نمود. ابتدا معرفی اجمالی از IDA، کنترل سازه‌ای، کنترل نیمه فعال SHD و FAM ارائه شده است. در ادامه مدل فشرده سازی استاتیکی کامل (FSCM) به عنوان روشی که می‌تواند رفتار غیرخطی، فشرده سازی استاتیکی و ماتریس کامل میرایی را به طور همزمان در مدل لحاظ کند، معرفی و برای حالتی که کنترل نیمه فعال سازه‌ای به مدل اعمال شود تعمیم داده و فرمولاسیونهای مربوطه بیان شدند. الگوریتمهای کنترل مورد استفاده در پژوهش، کنترل بهینه و کنترل نیمه فعال SHD بوده‌اند. به کمک برنامه نویسی در محیط MATLAB، مثال عددی سازه نمونه برای حالت‌های بدون کنترل، با کنترل بهینه و با کنترل نیمه فعال SHD (و در چند حالت مختلف جانمایی ابزار کنترل) تحلیل و منحنی‌های IDA آن ارائه شده‌اند. در انتها نتایج و تفسیرهایی که می‌توان از منحنی‌های IDA دریافت نمود و منجر به درک بهتری از رفتار دینامیکی سازه خواهند شد، به تفصیل بیان شده‌اند.

۱- مقدمه

الاستیک بتوانند رفتار مناسبی از خود بروز دهند، در مقابل زلزله‌های شدید، دچار فروپاشی نخواهند شد [۱]. بررسی بهتر و کاملتر رفتار سازه‌ها تحت اثر زلزله‌های شدید توسط روشی به نام تحلیل دینامیکی افزایشی^۲ (IDA) انجام می‌گیرد. روش IDA اولین بار توسط وامواتسیکس و کورنل معرفی شد [۲]. از IDA برای تحقیق در موارد متنوعی استفاده شده است. به عنوان نمونه می‌توان به تعیین ارزیابی حساسیت و عدم قطعیت پاسخهای لرزه‌ای به فرضیات مدلسازی و تنوع شتابنگاشتها [۳]، تعیین منحنی ظرفیت [۴]، مهندسی زلزله بر مبنای سطح عملکرد [۵]، خرابیهای پیشرونده [۶]، محاسبه احتمال فروپاشی لرزه‌ای و منحنی‌های خطر لرزه‌ای [۷] اشاره نمود. همانطور

پدیده زلزله از دیرباز مشکلات متعددی را برای جوامع بشری به همراه داشته است. در طول تاریخ همواره بناهای ساخت دست بشر مورد تهدید زلزله‌های شدید واقع شده و به شدت آسیب دیده و یا فرو ریخته‌اند. در مهندسی زلزله، هدف این است که بتوان سازه را به گونه‌ای طراحی کرد که بتواند در مقابل زلزله‌های شدید رفتار قابل پیش بینی از خود بروز داده و دچار فروپاشی کلی نشود. مطابق آنچه که گفته شد، تاکید طراحی لرزه‌ای بر رفتار پسا-ارتجاعی^۱ قرار گرفت. به این ترتیب که اگر سازه‌ها پس از ورود به محدوده غیر

1 Post Elastic

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: bahar@guilan.ac.ir



چند شتابنگاشت) مورد بررسی قرار گیرد. به این ترتیب برای انواع سازه‌ها، شتابنگاشتها، الگوریتمها و ابزارهای کنترل می‌توان با قطعیت بیشتری کارآیی و نقاط قوت و ضعف هر مدل را تحت زلزله‌های مختلف آتی تعیین نمود.

در بخشهای بعدی پژوهش، ابتدا IDA، کنترل سازه‌ای و FAM معرفی شده‌اند. در ادامه روش FSCM^۲ [۲۴] برای حالت سازه تحت کنترل تعمیر داده شده و فرمولاسیونهای مربوطه تکمیل و بیان شده‌اند. در انتها نیز با حل یک مثال عددی مربوط به سازه ۵ طبقه، مشاهدات و نتایج عملی تحقیق انجام گرفته مورد بررسی قرار گرفته است.

۲- تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)

روشهای تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی (خطی و غیرخطی) بر مبنای اعمال یک شتابنگاشت مشخص به یک سازه مشخص تعریف شده‌اند و بنابراین یک تحلیل تک نقطه‌ای ارائه می‌دهند. برای رفع این نقطه ضعف، تحلیل استاتیکی غیر خطی (تحلیل بارافزون^۳) به عنوان جانشینی برای تحلیل‌های دینامیکی مطرح شد، اما این تحلیل نمی‌تواند ارزیابی دقیقی از عملکرد لرزه‌ای ساختمانها ارائه دهد [۲۵]. مدرن‌ترین روش برای دستیابی به پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها، استفاده از روش IDA است. این روش در واقع بسطی از روش بارافزون بوده و در آن رفتار غیرخطی یک ساختمان مشخص تحت اثر شتابنگاشتهای مقیاس شده مورد تحلیل غیرخطی دینامیکی قرار گرفته و مقادیر حداکثر پارامترهای تغییرمکانی بحرانی آن در طول زمان لرزش محاسبه می‌شود. دستگاه مختصاتی که منحنی IDA در آنها ترسیم می‌شود، معمولاً دارای دو محور است. محور افقی مربوط به پارامتری به نام مقیاس آسیب^۴ (DM) و محور قائم نیز مربوط به پارامتری به نام مقیاس شدت^۵ (IM) است. منحنیهای IDA باید به‌گونه‌ای باشد که رفتار کلی سازه از حالت الاستیک خطی تا محدوده‌های غیرخطی و نیز فروپاشی سازه را نمایش دهد. به همین دلیل بازه انتخاب مقادیر IM برای تحلیل‌های دینامیکی باید از مقادیر بسیار کوچک (برای نمایش حالات الاستیک و خطی) تا مقادیر بزرگ (برای نمایش حالات نهایی مقاومت سازه و فروپاشی آن) را در بر بگیرد.

که در مراجع مذکور دیده می‌شود IDA عموماً روی بررسی رفتار سازه‌های کنترل نشده متمرکز بوده است.

از طرف دیگر، برای کاهش پاسخهای سازه در مقابل زلزله‌های شدید، انواع روشهای کنترل سازه در طول سالیان گذشته و توسط محققین مختلف پیشنهاد شده‌اند. در بیشتر موارد، تحلیل سازه کنترل شده بر این فرض استوار بوده است که سازه کنترل شده در محدوده رفتار خطی باقی می‌ماند به عنوان مثال می‌توان به تحقیق انجام گرفته توسط کوراتا و همکاران [۸] اشاره نمود که در آن از کنترل نیمه فعال SHD استفاده شده است و نیز مقالاتی که در آنها اعمال کنترل به سازه‌های مینا^۱ در قالب نسلهای مختلف معرفی شده‌اند، اشاره کرد [۹ و ۱۰]. لازم به ذکر است که در بعضی از مقالات سازه مینا [۱۱-۱۵] در مقدمه یا اسم مقاله، از مدلسازی رفتار سازه به صورت غیرخطی صحبت شده اما با بررسی مقاله معلوم می‌گردد که این رفتار غیرخطی برای بخش جداساز پایه در نظر گرفته شده و اجزای سازه اصلی، همچنان با رفتار خطی مدل شده‌اند. همچنین تحقیقاتی انجام گرفته‌اند که هرچند در آنها از الگوریتم کنترل غیرخطی استفاده شده، اما رفتار سازه همچنان خطی در نظر گرفته شده است [۱۶]. به طور خلاصه در اکثریت قریب به اتفاق پژوهشهای انجام گرفته تا کنون، رفتار سازه پس از اعمال کنترل به صورت خطی و الاستیک در نظر گرفته شده، در حالیکه در تحقیق پیش رو، رفتار غیر الاستیک سازه‌های کنترل شده مورد بررسی قرار گرفته است. در زمینه مدلسازی رفتار غیرخطی سازه کنترل شده، ژانگ و همکاران از ترکیب دو نرم‌افزار MATLAB و OpenSees استفاده کرده‌اند [۱۷]. همچنین باید از تحقیقات وونگ و همکاران برای مدلسازی رفتار غیرخطی سازه کنترل شده، به عنوان پیشینه تحقیقات نام برد [۱۸-۲۳].

در تحقیق پیش رو، از روش IDA برای سازه‌های کنترل شده استفاده شده است. با قراردادن سازه تحت شتابنگاشت زلزله‌های مقیاس شده (از طریق فلسفه IDA)، رفتار جامع سازه کنترل شده در مقابل زلزله‌های آتی مورد بررسی قرار می‌گیرد. هدف تحقیق آن است که با ترسیم منحنی IDA سازه کنترل شده در کنار منحنی IDA همان سازه بدون اعمال کنترل، میزان بهبود رفتار سازه تحت اثر اعمال کنترل از دیدگاه جامع IDA (و نه فقط تحت اثر یک یا

2 Full Static Condensation Model

3 Pushover Analysis

4 Damage Measure

5 Intensity Measure

1 Benchmark

را محاسبه نموده و بر اساس آنها سیستم کنترل کننده و سیستم کنترل شونده را طراحی نمود. شایان ذکر است که در ابتدا تحقیقات در زمینه کنترل به عنوان بخشهایی از مهندسی مکانیک و مهندسی الکترونیک انجام می‌گرفت و تئوری کنترل و مهندسی کنترل چندان توسط مهندسین عمران مورد استفاده قرار نگرفته بود. در سال ۱۹۷۲ یائو مفهوم کنترل سازه‌ای را برای اولین بار مطرح نمود [۲۶] و از آن تاریخ به بعد، تحقیقات در زمینه کنترل سازه‌ای در کنار سایر رشته‌ها به پیشرفتهای شایان توجهی دست یافت. تئوری کنترل به دو شاخه کنترل خطی و کنترل غیرخطی تقسیم می‌شود. هر کدام از این دو نوع کنترل قابل اعمال به سازه‌های با رفتار الاستیک یا غیر الاستیک هستند. به عنوان نمونه، اعمال کنترل خطی به سازه الاستیک در مرجع [۲۷]، استفاده از کنترل خطی برای سازه غیر الاستیک در مراجع [۲۸ و ۲۹]، کنترل غیرخطی بر سازه الاستیک در مرجع [۱۶] و اعمال کنترل غیرخطی به سازه غیر الاستیک در مرجع [۳۰] مورد بررسی قرار گرفته‌اند.

کنترل سازه‌ای بطور خاص برای بهبود رفتار، کاهش پاسخهای تغییرمکانی یا کاهش نیروهای ایجاد شده در سازه و بطور کلی کاهش خطر آسیب و فروپاشی در سازه‌ها در مقابل پدیده زلزله (یا هر تحریک خارجی دیگر) مورد استفاده قرار می‌گیرد. کنترل سازه‌ای به سه دسته فعال، غیر فعال و نیمه فعال تقسیم می‌شود. همچنین کنترل‌های فوق الذکر را می‌توان با یکدیگر ترکیب نموده و کنترل هیبرید را نیز به عنوان نوع چهارم کنترل سازه‌ای تعریف نمود. سیستمهای کنترل غیر فعال، عموماً با نصب قطعاتی در زیر یا در ارتفاع سازه اعمال می‌شوند. این سیستمها برای به کار افتادن، نیازی به اعمال نیرو از خارج ندارند و در واقع با بهبود مشخصات سیستم اصلی (تغییر در سختی یا میرایی) اثرگذار هستند. عملکرد اصلی آنها، اتلاف انرژی تحریک لرزه‌ای اعمال شده به سازه است.

از مزایای سیستمهای کنترل غیر فعال پایداری ذاتی آنهاست. از طرف دیگر در کنترل فعال، دستگاههایی به سازه متصل می‌گردند که می‌توانند به آن نیروهایی اعمال نمایند. به این دستگاهها، ابزارهای کنترل گویند و عموماً به صورت جکهای هیدرولیکی یا کابلها و تاندونها هستند که در نقاط مناسب سازه نصب می‌شوند و به طور فعال مقدار نیروهای وارده از طرف آنها در طول گامهای زمانی تغییر می‌نماید. برای محاسبه نیروی مورد نیاز در هر گام زمانی، می‌توان

برای ترسیم منحنی IDA یک سازه تحت تاثیر یک زلزله خاص، ابتدا شتابنگاشت آن زلزله در ضرابی به نام ضریب مقیاس^۱ ضرب می‌شود. مقدار عددی ضریب مقیاس از اعداد بسیار کوچک تا بزرگ به صورت پله پله^۲ با گامهای کوچک افزایش می‌یابد. در ادامه تک تک این شتابنگاشتها (با IM مشخص) به سازه اعمال شده و تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی روی سازه انجام می‌گیرد. با انجام تحلیل، مقدار DM قابل تعیین خواهد بود. این DM به همراه IM زوج مرتبی را تشکیل می‌دهند که مشخص کننده یک نقطه در دستگاه مختصات (IM-DM) است. با ترسیم این نقاط در دستگاه مختصات و متصل نمودن آنها به یکدیگر، منحنی IDA سازه برای زلزله اعمالی به دست می‌آید [۲].

۳- منحنیهای IDA برای سازه های کنترل شده و بدون کنترل

در مطالعات گذشته آثار مثبت کنترل سازه‌ای در بهبود رفتار سازه‌های تحت اثر زلزله مورد بررسیهای متعدد قرار گرفته است و انواع روشها، الگوریتمها و ابزارهای کنترل توسط محققین مختلف پیشنهاد شده است. در این تحقیقات، بطور کلی دیده شده است که پاسخ سازه (تغییرمکان، شتاب و سرعت) در اثر اعمال کنترل کاهش می‌یابد. روش کلی کار به این صورت بوده است که یک و یا تعداد معدودی شتابنگاشت به سازه اعمال و سازه تحلیل می‌شود [۹، ۱۰، ۱۲، ۱۳، ۱۴، ۱۵ و ۱۷]. بنابراین هنوز نقاط خالی بسیاری در مورد زلزله‌های احتمالی آینده وجود دارد. از طرف دیگر، یکی از مشخصه‌های تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی، وابستگی پاسخهای یک سازه مشخص به تحریک خارجی (شتابنگاشت انتخابی) است. به عبارت بهتر برحسب اینکه چه شتابنگاشتی برای تحلیل انتخاب شود، پاسخهای دریافتی از سازه می‌تواند بسیار متفاوت باشد. بنابراین در این پژوهش روش IDA برای سازه‌های کنترل شده استفاده شده تا تغییرات پاسخ سازه برحسب تغییرات شدت زلزله اعمالی قابل مشاهده و ردگیری باشد.

۴- معرفی کنترل سازه‌ای

در تئوری کنترل، مدلهایی تعریف می‌شود تا بتوان به کمک آنها سیستم کنترل شونده، سیستم کنترل کننده و میزان پاسخها و نیروها

1 Scale Factor
2 Incremental

برای سازه در نظر گرفته شده است. بنابراین پیش از ورود به قسمت بعدی، معرفی مختصری از کنترل SHD ارائه می‌شود. این سیستم کنترل نیمه فعال توسط کوراتا و همکاران [۸] ارائه شده است. در این سیستم اندازه میراگرها نسبتاً کوچک بوده و بنابراین می‌توان در هر ساختمان چندین عدد از آنها را نصب نمود. نیروی میرایی ایجاد شده توسط آنها حداکثر ۱۰۰۰ کیلونیوتن است. سازه مورد بررسی در مرجع [۸] اسکلت فولادی پنج طبقه بوده و SHDها در بادبندهای طبقات اول تا چهارم (هر طبقه دو عدد SHD) نصب شده‌اند. روش محاسبه نیروی کنترل بهینه^۷ مورد نیاز با استفاده از LQR^۸ بوده و در ادامه براساس آن در هر لحظه نیروی میرایی SHD تولید می‌شود. الگوریتم کنترل نیمه فعال برای محاسبه نیروی f_{vi} در میراگر i ام به وسیله رابطه (۱) بیان می‌شود [۸]:

$$f_{vi} = \begin{cases} f_{max} \times \text{sign}(v_i) & u_i \times v_i > 0, |u_i| > f_{max} \\ c_{max} \times v_i & u_i \times v_i > 0, |u_i/v_i| > c_{max}, |u_i| \leq f_{max} \\ c_i(t) \times v_i = u_i & u_i \times v_i > 0, |u_i/v_i| \leq c_{max}, |u_i| \leq f_{max} \\ 0 & u_i \times v_i \leq 0 \end{cases} \quad (1)$$

در رابطه (۱)، u_i نیروی کنترل بهینه در i امین SHD است که از طرف کامپیوتر محاسبه و به آن ارسال شده، v_i سرعت میراگر (سرعت نسبی طبقه) است. همچنین f_{max} و c_{max} به ترتیب حداکثر ظرفیت نیروی میرایی، حداکثر ضریب میرایی و ضریب میرایی لحظه ای در SHD هستند.

همچنین سایر مشخصات فنی میراگر SHD در (جدول ۱) نمایش داده شده است.

لازم به ذکر است که مدل سازه‌ای معرفی شده در مرجع [۸]، بعد از اعمال SHD به صورت خطی عمل می‌کند اما در این تحقیق، به دلیل استفاده از روش FSCM [۲۴] اجازه عبور مدل از محدوده خطی و ورود به محدوده غیرخطی نیز وجود دارد.

۶- معرفی روش قیاس نیرو (FAM)

روش قیاس نیرو، روشی برای تحلیل غیرخطی سازه‌ها است. در این روش، ماتریسهای سختی در ابتدای پروسه تحلیل تعریف

از مقادیر پاسخهای سازه‌ای یا از مقادیر شتاب زلزله وارده به سازه (و یا هر دو مورد) در گام زمانی قبل از آن استفاده کرد. این مقادیر قابل اندازه گیری بوده و به سیستم محاسبه نیروی کنترل قابل اعلام هستند. سیستم مقادیر مورد نیاز نیرو در هر لحظه را براساس اطلاعات دریافتی و نیز الگوریتم کنترل محاسبه نموده و از طریق ابزار کنترل به سازه اعمال می‌نماید. این عمل در گامهای زمانی کوتاه و برای تمام مدت زلزله تکرار می‌شود و به این ترتیب برحسب توانایی کل سیستم کنترل، مقدار پاسخهای سازه تحت اثر زلزله تا جای ممکن محدود می‌شود.

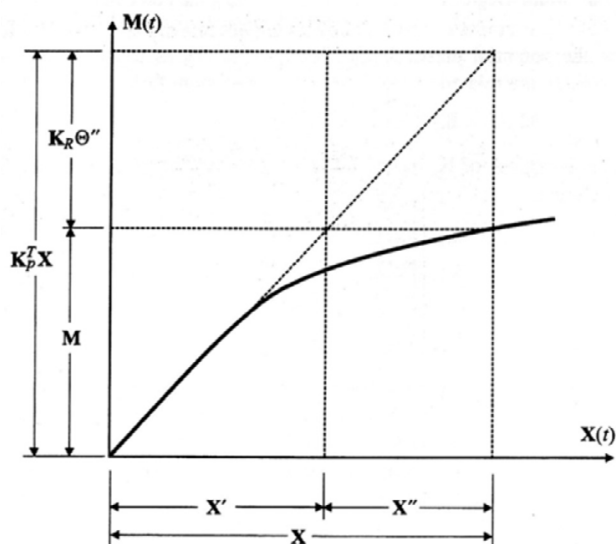
روش اعمال کنترل نیمه فعال، شبیه به کنترل فعال است با این تفاوت که به جای وسایل اعمال نیرو، در آنها وسایل اتلاف انرژی لرزه‌ای (با مشخصات فیزیکی قابل تغییر) نصب می‌شود. از نمونه‌های سیستمهای کنترل نیمه فعال می‌توان از دستگاههای با ویسکوزیته متغیر^۱، دستگاههای با سختی متغیر^۲، دستگاههای القاء مغناطیسی^۳ و دستگاههای القاء الکتریکی^۴، دستگاههای اصطکاکی^۵، میراگرهای مایع قابل تنظیم^۶ و مانند آن را نام برد. در این نوع کنترل، ابزارها به جای فعالسازی ابزارهای اعمال نیرو (همانند کنترل فعال)، ویژگیهای فیزیکی وسایل اتلاف انرژی نصب شده در سازه را به میزان مناسب تغییر می‌دهند. این وسایل برای به کار افتادن، به اعمال انرژی بسیار کمی نیاز دارند (به عنوان مثال با استفاده از انرژی الکتریکی تولید شده توسط باتری می‌توان مشخصات میراگر را تغییر داد). همین موضوع باعث قابل اعتماد بودن آنها در مقایسه با کنترل فعال می‌شود زیرا در لحظه بحرانی (وقوع زلزله شدید)، نگرانی از خراب شدن و از کار افتادن منابع تولید انرژی که سیستم را راه‌اندازی می‌کنند وجود ندارد. همچنین این سیستمها عموماً همانند سیستمهای کنترل غیر فعال بطور ذاتی پایدار هستند [۳۱].

۵- معرفی کوتاهی از کنترل نیمه فعال SHD

همانطور که گفته شد، دستگاهها و الگوریتمهای متعددی برای کنترل نیمه فعال در سازه‌ها وجود دارد. در بخش بررسی عددی این پژوهش، کنترل با میراگرهای هیدرولیکی نیمه فعال (SHD)

- 1 Variable Viscous Devices
- 2 Variable Stiffness Devices
- 3 Magneto Rheological - MR
- 4 Electro Rheological - ER
- 5 Friction Devices
- 6 Tuned Liquid Damper - TLD

7 Optimal Control
8 Linear-Quadratic Regulator



شکل ۱: منحنی لنگر-تغییرشکل [۲۸]
Fig. 1. Moment-rotation curve [28]

جدول ۱: مشخصات فنی SHD [8]
Table 1. Specification of SHD [8]

مقدار	شرح
1000 kN	حداکثر نیروی میرایی
800-900 kN	نیروی خلاص کننده
30 MP	فشار حداکثر
±60 mm	تغییر مکان حداکثر
> 400 kN/mm	سختی (شامل سختی بست (براکت))
> 200 kN sec/mm	حداکثر ضریب میرایی
< 1 kN sec/mm	حداقل ضریب میرایی
250 mm/sec	حداکثر سرعت
390 mm	قطر
1300 kg	وزن

آنها و نیز روش به دست آوردنشان به طور کامل شرح داده شده است. در این روش، تغییر مکانها و دورانهای درجات آزادی (x) به صورت جمع تغییر مکانهای الاستیک (x') و غیر الاستیک (x'') نوشته می شود:

$$x = x' + x'' \quad (3)$$

استفاده از روش FAM در قالب مراحل زیر و به فرم گام به گام صورت می گیرد:

الف- به کمک معادله حالت، مقدار Z و از روی آن مقدار x در هر گام زمانی محاسبه می شود:

$$\dot{Z} = AZ + Ha_{dg} + F_p^c x'' + Bf_c \quad (4)$$

توضیحات بیشتر در مورد رابطه (۴) و پارامترهای آن طی روابط (۱۹) و (۲۰) ارائه شده است.

ب- با جاگذاری x به دست آمده از رابطه (۴) در رابطه (۲) و استفاده از معادلات شرط، مقادیر θ'' و M_{PHL} در هر گام زمانی محاسبه خواهند شد.

پ- مقدار تغییر مکانهای غیر الاستیک به کمک رابطه (۵) به دست می آیند:

$$x'' = K^{-1} K_p \theta'' \quad (5)$$

می شوند که این ماتریسها توانایی مدل سازی رفتار غیر خطی در اعضا را دارند. برخلاف روش اجزاء محدود که در محدوده غیر خطی، ماتریس سختی برای هر گام زمانی باید جداگانه محاسبه شود، در روش FAM در کل زمان تحلیل و در همه گامهای زمانی مقادیر این ماتریسها ثابت باقی می ماند و هر نوع تغییر در سختی سازه در محدوده رفتار غیر خطی، از طریق نیروهای موهومی^۱ اعمال می گردد [۲۸]. در شکل ۱، مقادیر منحنی لنگر-تغییرشکل و همچنین تغییر مکانهای x' و x'' نمایش داده شده اند:

روش FAM، از یک دستگاه معادلات حاکم و یک دستگاه معادلات معادله شرط تشکیل شده است. معادلات شرط ارتباط میان لنگر ظرفیت را با میزان دوران پلاستیک نشان می دهند. دستگاه معادلات حاکم، ارتباط بین تغییر شکلها در درجات آزادی (x) با دورانهای پلاستیک (θ'') و لنگرهای خمشی ایجاد شده در نقاطی که دارای پتانسیل تشکیل مفصل پلاستیک^۲ (M_{PHL}) هستند، را بیان می کند [۲۴]:

$$M_{PHL} + K_R \theta'' = K_p^T x \quad (2)$$

ماتریسهای ارتباط دهنده این متغیرها، K_R و K_p هستند. این ماتریسها، از جنس ماتریسهای سختی بوده و در مرجع [۲۸] مشخصات

1 Fictitious Forces
2 Plastic Hinge Location

عموما در مدلسازی قابها، درجات آزادی به فرمهای حرکت جانبی در طبقات و دوران در گرهها در نظر گرفته می‌شوند. همچنین، جرم قابها در طبقات و به فرم جرمهای متمرکز دارای اینرسی در راستای حرکت جانبی انتخاب شده و از اینرسی جرمی دورانی در گرهها صرفنظر می‌شود. بنابراین درجات آزادی سازه به دو دسته دینامیکی (که اینرسی جرمی در راستای خود دارند) و استاتیکی (که فاقد اینرسی جرمی در راستای خود هستند) تقسیم می‌شوند. در کلیه روابط آتی، درجات آزادی دینامیکی و استاتیکی، به ترتیب با اندیسهای d و s از یکدیگر تفکیک شده‌اند.

عدم وجود اینرسی جرمی در درجات آزادی استاتیکی، باعث به وجود آمدن درآیه‌های صفر روی قطر اصلی ماتریس جرم می‌گردد. بنابراین رابطه (۶) بعد از تفکیک درجات آزادی دینامیکی و استاتیکی به فرم رابطه (۷) خواهد بود:

$$\begin{bmatrix} M_{dd} & O \\ O & O \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_d \\ \ddot{x}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{dd} & C_{ds} \\ C_{sd} & C_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_d \\ \dot{x}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{dd} & K_{ds} \\ K_{sd} & K_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_d \\ x_s \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} M_{dd} & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_{dg} \\ 0_{sg} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{dd} & K_{ds} \\ K_{sd} & K_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x''_d \\ x''_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} D_d \\ D_s \end{bmatrix} f_c \quad (7)$$

در رابطه (۷)، شتابها (x) ، سرعتها (\dot{x}) ، تغییرشکلهای کلی (x) ، تغییرشکلهای غیر الاستیک (x'') برای درجات آزادی استاتیکی و دینامیکی با اندیسهای d و s از یکدیگر تفکیک شده‌اند، همچنین دیده می‌شود که ماتریسهای جرم، میرایی، سختی و جرم نیز به طور مشابه به زیرماتریسهای تقسیم شده‌اند. توجه شود که سه تا از چهار زیرماتریس جرم برابر صفر در نظر گرفته شده‌اند. از آنجایی که ماتریس میرایی از نوع میرایی رایلی انتخاب شده (ترکیب خطی ماتریسهای جرم و سختی)، ابعاد آن با ماتریس سختی یکی شده است.

همچنین ماتریس موقعیت ابزارهای کنترل در سازه به زیرماتریسهای D_d و D_s تفکیک شده‌اند. این دو ماتریس به ترتیب موقعیت ابزارهای کنترل محدود کننده درجات آزادی تغییر مکانی

ت- مقادیر x محاسبه شده در هر گام به همراه سایر پارامترها همگی در رابطه (۴) مجددا جاگذاری می‌شوند.

ث- مراحل (الف) تا (ت) مجددا محاسبه می‌شوند تا دوره نوسان سازه تحت زلزله به پایان برسد. به این ترتیب، مقادیر تاریخچه زمانی تغییرشکلها و دورانهها در درجات آزادی به طور کامل به دست می‌آید. به طور خلاصه دیده می‌شود که برای به محاسبه تاریخچه زمانی پاسخ، به معادلات فضای حالت و معادلات FAM به طور همزمان احتیاج است. یکی از راه‌های حل نمودن دستگاه معادلات فضای حالت و FAM، استفاده از روش FSCM است. در بخش بعدی، این روش شرح داده شده است [۲۴].

۷- معرفی و تعمیم روش FSCM برای سیستم دارای کنترل سازه‌ای

روش FSCM روشی است که فضای حالت و FAM را با یکدیگر ترکیب نموده و همزمان میرایی رایلی را نیز در مدل سازه‌ای مد نظر قرار می‌دهد. از طرفی توانایی مدل کردن رفتار غیرخطی برای اجزای سازه را دارا بوده و نیز با حذف درآیه‌های صفر روی قطر اصلی ماتریس جرم، مشکل وارون ناپذیر بودن این ماتریس را رفع می‌نماید. این روش به دلیل استفاده از FAM، نسبت به روش اجزاء محدود، سرعت بالایی برای تحلیل مسائل غیر خطی دارا است و همزمان در مقابل ناپایداری‌های عددی که در روشهای اجزاء محدود بعضا باعث بروز مشکل در حصول نتایج میشود، بسیار پایدارتر است [۲۴]. در این قسمت، روش FSCM برای حالتی که کنترل سازه‌ای نیز در معادلات مد نظر قرار گرفته شده باشد، تعمیم داده می‌شود. ابتدا معادله حرکت سازه به فرم رابطه (۶) تعریف می‌شود [۲۸]:

$$M \ddot{x} + C \dot{x} + Kx = -Ma_g + Kx'' + Df_c \quad (6)$$

در رابطه (۶)، M ، C و K به ترتیب ماتریسهای جرم، میرایی و سختی کل سازه هستند. بردارهای x ، \dot{x} ، x'' و x'' به ترتیب بردارهای شتاب، سرعت، تغییر مکان کلی و تغییر مکان غیر الاستیک در درجات آزادی سازه و a_g بردار شتاب زمین وارده به درجات آزادی می‌باشند. همچنین D ماتریس موقعیت ابزارهای کنترل و معرف نیروی کنترل در ابزارهای کنترل است.

به دست آورد:

$$\begin{aligned} \ddot{x}_d &= -M_{dd}^{-1}(C_{dd} - C_{ds}C_{ss}^{-1}C_{sd})\dot{x}_d - \\ &M_{dd}^{-1}(K_{dd} - C_{ds}C_{ss}^{-1}K_{sd})x_d - \\ &M_{dd}^{-1}(K_{ds} - C_{ds}C_{ss}^{-1}K_{ss})x_s - a_{dg} + \\ &M_{dd}^{-1}(K_{dd} - C_{ds}C_{ss}^{-1}K_{sd})x''_d + \\ &M_{dd}^{-1}(K_{ds} - C_{ds}C_{ss}^{-1}K_{ss})x''_s + \\ &M_{dd}^{-1}(D_d - C_{ds}C_{ss}^{-1}D_s)f_c \end{aligned} \quad (۱۲)$$

پیش از ادامه محاسبات، ماتریسهای ضریب تغییرمکانها، سرعتها، شتابها و نیروی کنترل در روابط (۱۰) و (۱۲) را جهت سادگی به فرم روابط (۱۳) تعریف می‌کنیم:

$$C'_d = C_{ss}^{-1}C_{sd} \quad (۱۳-الف)$$

$$K'_d = C_{ss}^{-1}K_{sd} \quad (۱۳-ب)$$

$$K'_s = C_{ss}^{-1}K_{ss} \quad (۱۳-پ)$$

$$D' = C_{ss}^{-1}D_s \quad (۱۳-ت)$$

$$C''_d = C_{dd} - C_{ds}C_{ss}^{-1}C_{sd} \quad (۱۳-ث)$$

$$K''_d = K_{dd} - C_{ds}C_{ss}^{-1}K_{sd} \quad (۱۳-ج)$$

$$K''_s = K_{ds} - C_{ds}C_{ss}^{-1}K_{ss} \quad (۱۳-چ)$$

$$D'' = D_d - C_{ds}C_{ss}^{-1}D_s \quad (۱۳-ح)$$

بنابراین روابط (۱۰) و (۱۲) را می‌توان به صورت روابط (۱۴) و (۱۵) بازنویسی کرد:

$$\dot{x}_s = -K'_d x_d - K'_s x_s - C'_d \dot{x}_d + K'_d x''_d + K'_s x''_s + D' f_c \quad (۱۴)$$

$$\begin{aligned} \ddot{x}_d &= -M_{dd}^{-1}K''_d x_d - \\ &M_{dd}^{-1}K''_s x_s - M_{dd}^{-1}C''_d \dot{x}_d - \\ &a_{dg} + M_{dd}^{-1}K''_d x''_d + \\ &M_{dd}^{-1}K''_s x''_s + M_{dd}^{-1}D'' f_c \end{aligned} \quad (۱۵)$$

برای حل معادله دیفرانسیل، از روش فضای حالت استفاده می‌شود.

و ابزارهای کنترل محدود کننده درجات آزادی دورانی را مشخص می‌کنند. ماتریس D_s در اکثر موارد برابر صفر است. زیرا ابزارهای کنترل برای کنترل تغییرمکانهای جانبی سقف (و نه دورانه‌های گره‌ها) نصب می‌شوند.

ابتدا دو سطر رابطه (۷) بسط داده می‌شوند:

$$\begin{aligned} M_{dd} \ddot{x}_d + C_{dd} \dot{x}_d + C_{ds} \dot{x}_s + \\ K_{dd} x_d + K_{ds} x_s = -M_{dd} a_{dg} \\ + K_{dd} x''_d + K_{ds} x''_s + D_d f_c \end{aligned} \quad (۸)$$

$$\begin{aligned} C_{sd} \dot{x}_d + C_{ss} \dot{x}_s + K_{sd} x_d + \\ K_{ss} x_s = K_{sd} x''_d + \\ K_{ss} x''_s + D_s f_c \end{aligned} \quad (۹)$$

از رابطه (۹) می‌توان \dot{x}_s را برحسب سایر پارامترها محاسبه کرد. طرفین رابطه در C_{ss}^{-1} پیش ضرب می‌شوند. بعد از ساده کردن رابطه، مقدار \dot{x}_s به شرح رابطه (۱۰) به دست می‌آید:

$$\begin{aligned} \dot{x}_s = -C_{ss}^{-1}C_{sd} \dot{x}_d - C_{ss}^{-1}K_{sd} x_d - \\ C_{ss}^{-1}K_{ss} x_s + C_{ss}^{-1}K_{sd} x''_d + \\ C_{ss}^{-1}K_{ss} x''_s + C_{ss}^{-1}D_s f_c \end{aligned} \quad (۱۰)$$

با جاگذاری \dot{x}_s از رابطه (۱۰) در رابطه (۸)، مقدار \dot{x}_s از روابط حذف شده و پس از ساده کردن، رابطه (۸) به فرم رابطه (۱۱) نوشته خواهد شد:

$$\begin{aligned} M_{dd} \ddot{x}_d + (C_{dd} - C_{ds}C_{ss}^{-1}C_{sd})\dot{x}_d + \\ (K_{dd} - C_{ds}C_{ss}^{-1}K_{sd})x_d + \\ (K_{ds} - C_{ds}C_{ss}^{-1}K_{ss})x_s = -M_{dd} a_{dg} + \\ (K_{dd} - C_{ds}C_{ss}^{-1}K_{sd})x''_d + \\ (K_{ds} - C_{ds}C_{ss}^{-1}K_{ss})x''_s + \\ (D_d - C_{ds}C_{ss}^{-1}D_s)f_c \end{aligned} \quad (۱۱)$$

مقدار \ddot{x}_d را می‌توان با پیش ضرب کردن رابطه (۱۱) در M_{dd}^{-1}

ماتریسهای رابطه (۱۹) به شرح زیر هستند:

$$A = \begin{bmatrix} 0 & 0 & I \\ -K'_d & -K'_s & -C'_d \\ -M_{dd}^{-1}K''_d & -M_{dd}^{-1}K''_s & -M_{dd}^{-1}C''_d \end{bmatrix} \quad (۲۰-الف)$$

$$H = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ -I \end{bmatrix} \quad (۲۰-ب)$$

$$F_p^c = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ K'_d & K'_s \\ M_{dd}^{-1}K''_d & M_{dd}^{-1}K''_s \end{bmatrix} \quad (۲۰-پ)$$

$$B = \begin{bmatrix} 0 \\ D' \\ M_{dd}^{-1}D'' \end{bmatrix} \quad (۲۰-ت)$$

$$x'' = \begin{Bmatrix} x''_d \\ x''_s \end{Bmatrix} \quad (۲۰-ث)$$

جواب معادله دیفرانسیل حالت (رابطه (۱۹)) برای گام زمانی Δt

مطابق رابطه (۲۱) خواهد بود [۲۸]:

$$Z_i = F_s Z_{i-1} + H_d^{(EQ)} a_{dg,i-1} + F_p x''_{i-1} + G^* f_{c,i-1} \quad (۲۱)$$

ماتریسهای جملات رابطه (۲۱)، به شرط استفاده از تابع نیروی دلتا برای مدل کردن شتاب زلزله، تغییرمکان غیر الاستیک و نیروی کنترل در هر گام زمانی، به فرم روابط (۲۲) هستند [۲۸]:

$$F_s = e^{A\Delta t} \quad (۲۲-الف)$$

$$H_d^{(EQ)} = e^{A\Delta t} H \Delta t \quad (۲۲-ب)$$

$$F_p = e^{A\Delta t} F_p^c \Delta t \quad (۲۲-پ)$$

$$G = e^{A\Delta t} B \Delta t \quad (۲۲-ت)$$

کلیه پارامترهای مورد استفاده در روابط (۲۲) قبلاً شرح داده شده اند و Δt گام زمانی است. با توجه به روابط (۲۱) و (۲۲)، معادله حالت در هر گام زمانی، برحسب مشخصات ثابت سیستم و نیز مقادیر محاسبه

برای این منظور، متغیر Z به فرم رابطه (۱۶) انتخاب می‌گردد:

$$Z = \begin{Bmatrix} x_d \\ x_s \\ \dot{x}_d \end{Bmatrix} \quad (۱۶)$$

با توجه به روابط (۱۴) و (۱۵)، سه معادله تشکیل دهنده فضای حالت به فرم روابط (۱۷) بازنویسی می‌شوند:

$$\dot{x}_d = \dot{x}_d \quad (۱۷-الف)$$

$$\dot{x}_s = -K'_d x_d - K'_s x_s - C'_d \dot{x}_d + K'_d x''_d + K'_s x''_s + D' f_c \quad (۱۷-ب)$$

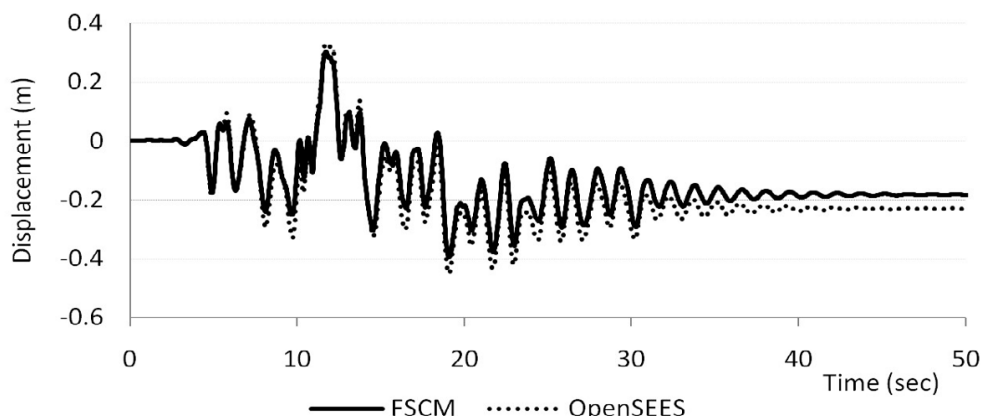
$$\ddot{x}_d = -M_{dd}^{-1}K''_d x_d - M_{dd}^{-1}K''_s x_s - M_{dd}^{-1}C''_d \dot{x}_d - a_{dg} + M_{dd}^{-1}K''_d x''_d + M_{dd}^{-1}K''_s x''_s + M_{dd}^{-1}D'' f_c \quad (۱۷-پ)$$

سه رابطه (۱۷) را می‌توان به فرم ماتریسی رابطه (۱۸) بازنویسی کرد:

$$\begin{Bmatrix} \dot{x}_d \\ \dot{x}_s \\ \ddot{x}_d \\ x_d \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & I \\ -K'_d & -K'_s & -C'_d \\ -M_{dd}^{-1}K''_d & -M_{dd}^{-1}K''_s & -M_{dd}^{-1}C''_d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_d \\ x_s \\ \dot{x}_d \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ -I \end{bmatrix} a_{dg} + \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ K'_d & K'_s \\ M_{dd}^{-1}K''_d & M_{dd}^{-1}K''_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x''_d \\ x''_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ D' \\ M_{dd}^{-1}D'' \end{bmatrix} f_c \quad (۱۸)$$

رابطه (۱۸) را می‌توان به فرم رابطه (۱۹) هم نوشت که همان فرم آشنای معادله حالت است (بازنویسی رابطه (۴)):

$$\dot{Z} = AZ + H a_{dg} + F_p^c x'' + B f_c \quad (۱۹)$$



شکل ۲: مقایسه پاسخ تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی روش FSCM و مدل OpenSees [۲۴]

Fig. 2. Comparison between nonlinear response histories of FSCM and OpenSees model [24]

و [۳۳] نیست. اما روش ارائه شده، مشکل وارون کردن ماتریس جرم با درآیه‌های قطر اصلی صفر را رفع می‌کند. به همین دلیل این روش به اختصار FSCM^۱ نامیده شده است. همچنین در شکل ۲ دیده می‌شود که جوابهای به دست آمده از این روش، همخوانی مناسبی با نتایج تحلیلهای غیرخطی به دست آمده از نرم‌افزار اجزاء محدود OpenSees [۳۴] دارند. در شکل ۲ مقایسه پاسخ تاریخچه زمانی دینامیکی غیر خطی تغییر مکان جانبی بام طبقه یک قاب پنج طبقه، تحت اثر شتابنگاشت زلزله طیس که به 1.0g مقیاس شده است، دیده میشود.

۸- بررسی عددی - مدل سازه‌ای نمونه

تاکنون روش IDA بر بررسی رفتار سازه‌های کنترل نشده متمرکز بوده و برای مطالعه رفتار سازه‌های کنترل شده، مورد استفاده قرار نگرفته است. در این تحقیق، با تعبیه نمودن سیستم کنترل در سازه و اعمال زلزله‌های متفاوت (از طریق فلسفه IDA) به آن، رفتار سازه کنترل شده در مقابل زلزله‌های آتی مورد بررسی قرار می‌گیرد. در واقع، هدف آن است که با ترسیم منحنی IDA سازه کنترل شده در کنار منحنی IDA همان سازه بدون اعمال کنترل، میزان بهبود رفتار سازه تحت اثر کنترل سازه‌ای و از دیدگاه IDA (و نه فقط تحت اثر یک یا چند زلزله خاص) مورد بررسی قرار گیرد. به این ترتیب براساس روشهای مورد استفاده در این تحقیق، تحت هر زلزله احتمالی آتی و برای انواع الگوریتمها و ابزارهای کنترل می‌توان با قطعیت بیشتری

شده در گام زمانی قبل قابل محاسبه خواهد بود. به طور خلاصه در این روش، معادله فضای حالت برای $Z = [x_d \quad x_s \quad \dot{x}_d]^T$ نوشته شده و با حل آن، مقادیر تغییر مکانهای کامل ($x = [x_d \quad x_s]^T$) در هر گام زمانی i محاسبه می‌گردد.

توجه شود که در سمت راست معادله حالت (رابطه (۲۱)) تغییر مکان غیر الاستیک (x) وجود دارد. برای به دست آوردن مقدار عددی آن در هر گام زمانی و جاگذاری در معادله حالت و محاسبه Z_i در گام زمانی بعد، از روش FAM استفاده می‌شود. با جاگذاری ماتریس x در معادله حاکم FAM (رابطه (۲۳))، مقادیر M و θ را می‌توان محاسبه کرد (بازنویسی رابطه (۲)) [۲۸]:

$$M_{PHL} + K_R \theta'' = K_p^T x \quad (23)$$

در ادامه و با معلوم بودن بردار θ'' ، می‌توان بردار x را نیز از رابطه (۲۴) محاسبه نمود (بازنویسی رابطه (۵)):

$$x'' = K^{-1} K_p \theta'' \quad (24)$$

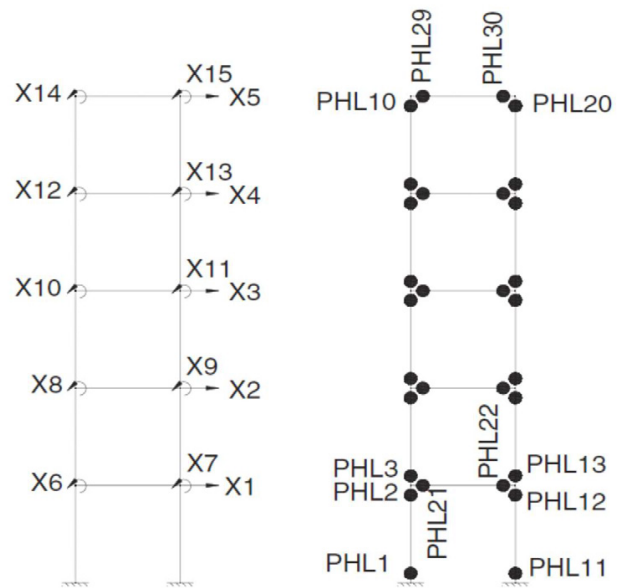
در FSCM، از آنجایی که ماتریسهای x و x'' در روابط (۲۳) و (۲۴) ماتریسهای کامل (شامل تغییر مکانها در همه درجات آزادی اعم از استاتیکی و دینامیکی) هستند، بنابراین ماتریسهای K ، K_p و K_R هم در حالت کامل و بدون تغییر مورد استفاده قرار می‌گیرند. از آنجایی که معادله حرکت به فرم «فشرده شده» نوشته نمی‌شود و همچنین در معادله فضای حالت مقادیر x_s هم وجود دارند، این روش لزوماً شبیه روشهای «فشرده سازی» شناخته شده مانند مراجع [۳۲]

برنامه نویسی در MATLAB [۳۵] استفاده شده است. در این مدل، مشخصات انتخابی به شرح زیر هستند:

کلیه تیرها و ستونها از پروفیل IPE180 انتخاب شدند. طول دهانه تیرها و ارتفاع ستونهای هر طبقه ۳ متر انتخاب شد. مصالح مورد استفاده در مدلسازی، فولاد دو خطی (الاستیک-پلاستیک کامل) با تنش تسلیم ۲۳۵/۴ و مدول الاستیسیته ۲۱۰۰۰ نیوتن بر میلیمتر مربع انتخاب گردید. جرم هر طبقه برابر با ۴۰۰۰ کیلوگرم در نظر گرفته شد که به صورت جرمهای متمرکز ۲۰۰۰ کیلوگرمی در هر یک از دو گره انتهایی تیرهای هر طبقه لحاظ شدند. نسبت میرایی براساس توصیه چوپرا [۳۲] برای قابهای خمشی فولادی برابر ۵٪ منظور شده است. همچنین از میرایی رایلی (ترکیب خطی ماتریسهای جرم و میرایی) برای ساخت ماتریس میرایی استفاده شد. از شتابنگاشت زلزله ال سنترو که PGA آن با گام افزایشی ۰/۱، از صفر تا ۷/۰ برابر شتاب جاذبه (g) مقیاس شده بود، در تحلیلها استفاده گردید. برای قاب، ۵ درجه آزادی حرکت جانبی در طبقات و ۱۰ درجه آزادی حرکت دورانی در گرهها در نظر گرفته شد (مطابق شکل ۳). در دو انتهای هر کدام از تیرها و هر کدام از ستونها، یک عدد PHL (نقاط دارای پتانسیل تشکیل مفصل پلاستیک^۱) و در کل به تعداد ۳۰ عدد منظور شد (مطابق شکل ۳).

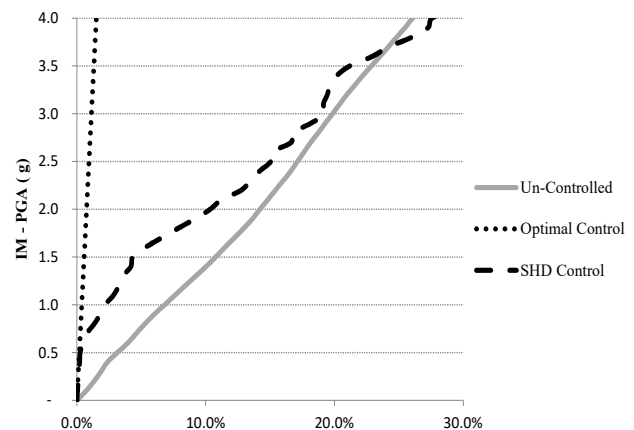
در این پژوهش، تحلیل IDA برای سه حالت سازه کنترل نشده، سازه کنترل شده با کنترل بهینه (برای همه طبقات) و سازه کنترل شده با کنترل نیمه فعال SHD (برای همه طبقات) انجام گرفت. در شکل ۴ منحنیهای IDA این سه مدل مشاهده می شود. براساس شکل ۴ دیده می شود که سازه با یک SHD در هر طبقه، برای زلزله های با PGA تا حدود 0.6g توانایی کنترل سازه تقریباً مشابه کنترل بهینه را دارد. اما برای زلزله های شدیدتر، کاهش پاسخ تغییرمکانی قابل توجهی وجود نداشته و پاسخها در آن نزدیک به حالت کنترل نشده هستند. دیده می شود که به ازای PGAهای بزرگتر از 1.5g، مقادیر θ_{max} رفته رفته به مقادیر متناظر در سازه کنترل نشده نزدیک می شوند و حتی در PGAهای بزرگتر از 3.5g، این پاسخها بزرگتر از پاسخهای سازه کنترل نشده می شوند.

علت نامناسب بودن استفاده از تنها یک SHD در هر طبقه برای قاب شکل ۳ و تحت اثر زلزله های شدید، تفاوت زیاد میان ظرفیت



شکل ۳: قاب نمونه به همراه شماره گذاری درجات آزادی (چپ) و PHL ها (راست) [۲۴]

Fig. 3. Sample frame with degree of freedom numbering (left) and PHL numbering (right) [24]

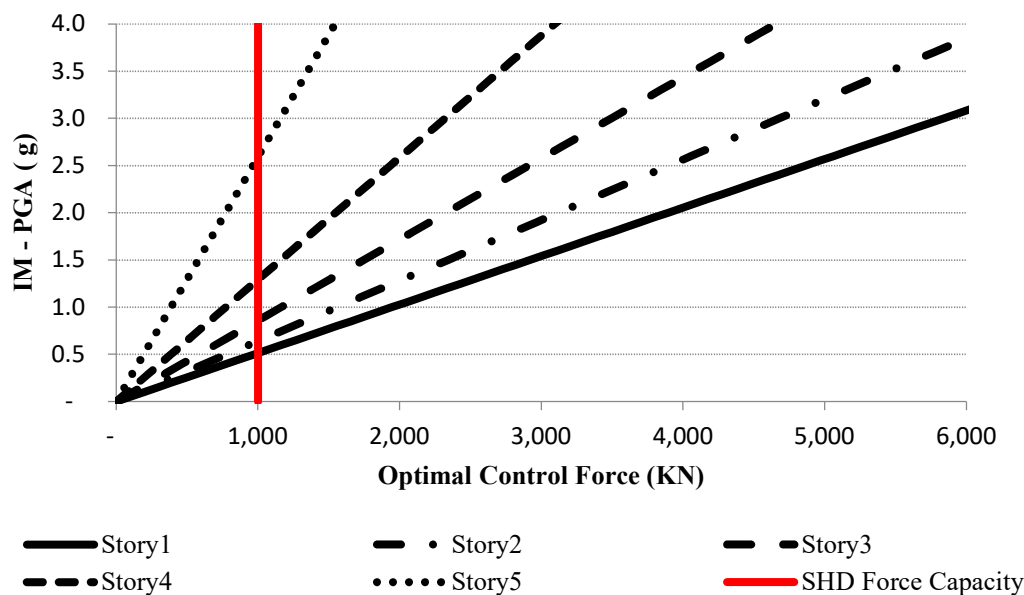


شکل ۴: منحنی IDA قاب نمونه تحت اثر زلزله ال سنترو، برای حالت کنترل نشده، کنترل بهینه و کنترل SHD در هر طبقه.

Fig. 4. IDA curves for sample frame under El Centro earthquake, for uncontrolled, optimal control and SHD control

کارایی و نقاط قوت و ضعف هر الگوریتم یا جانمایی ابزارهای کنترل را تعیین نمود.

در این پژوهش، برای نمونه عددی قاب پنج طبقه یک دهانه مطابق شکل ۳ در نظر گرفته شد. برای تحلیل دینامیکی غیرخطی و محاسبات منحنیهای IDA قاب مذکور، از روش FSCM [۲۴] و



شکل ۵: منحنی IDA نیروهای کنترل بهینه در طبقات مختلف نمونه تحت اثر زلزله ال سنترو
 Fig. 5. IDA curves for optimal control forces in stories of the sample frame under El Centro earthquake

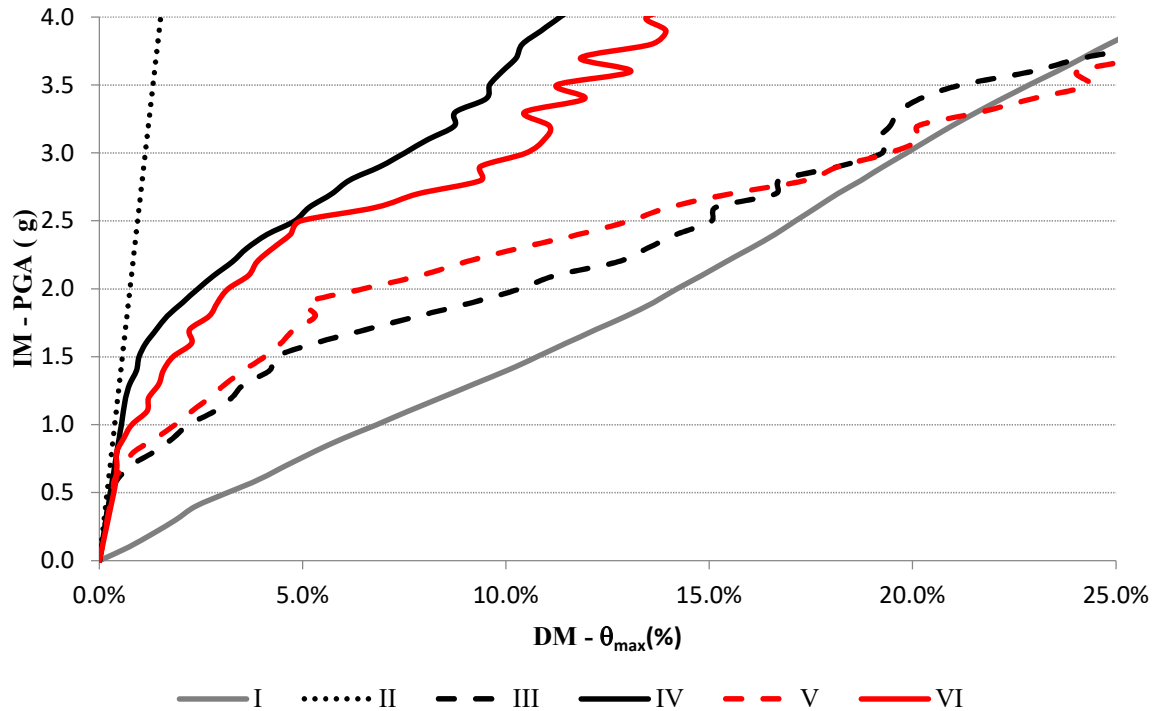
راهنمای مفیدی باشد. برای تصمیم گیری صحیح در این مورد، می توان موقعیت و تعداد ابزارها را در طبقات متفاوت تغییر داد و مدل عددی را تحلیل و منحنی های IDA مربوطه را ترسیم کرد. حالتی که در آن کمترین پاسخها در تحلیل IDA سازه کنترل شده مشاهده شد، وضعیت بهینه ابزار کنترل را مشخص می نماید. مراحل کار به این صورت است که، تعدادی منحنی IDA محاسبه و ترسیم می شود. این منحنی ها مربوط به تحلیل هایی است که در هر یک از آنها، ابزارهای کنترل (با جانمایی های متفاوت) روی طبقات نصب شده باشد. با ترسیم این منحنی های IDA در کنار هم معلوم می شود که کدام طبقات، دارای بهترین موقعیت برای نصب ابزارهای کنترل هستند. به عنوان نمونه در جدول ۲ فهرستی از جانمایی های مختلف برای مدل قاب ۵ طبقه ارائه شده است:

براساس حالات مختلف نصب ابزارهای کنترل که در جدول ۲ ارائه گردید، در شکل ۶ نمونه ای از منحنی های IDA برای حالت های مختلف نصب ابزارهای کنترل در طبقات ارائه شده است:

همانگونه که در شکل ۶ دیده می شود، در حالتی که سه عدد SHD در هر طبقه (و در مجموع ۱۵ عدد) نصب شده باشند (حالت IV)، رفتار سازه بسیار بهبود می یابد. این رفتار تا حد زیادی مشابه رفتار سازه با کنترل بهینه است. به عنوان نمونه تا مقادیر $PGA=1.5g$

نیروی در SHD ها، نسبت به نیروی مورد نیاز - که توسط کنترل بهینه محاسبه شده است - می باشد. مطابق جدول ۱، ظرفیت نیرویی در SHD ها ۱۰۰۰ کیلونیوتن است و تا زمانی که PGA کمتر از $0.6g$ باشد، طبق شکل ۵ نیروی بهینه مورد نیاز نیز در همان حدود و یا کمتر خواهد بود. بنابراین SHD ها می توانند نیروی مورد نیاز سازه را تامین کنند و به همین علت رفتار سازه شبیه حالت کنترل بهینه باقی می ماند. با افزایش PGA ، رفته رفته نیروی کنترل مورد نیاز نیز افزایش می یابد، اما SHD ها توانایی تامین آن را ندارند و بنابراین رفتار سازه کنترل شده از حالت بهینه خارج می شود. توجه شود که هرچند سازه رفتار غیرخطی دارد و این موضوع در محاسبات روش FSCM [۲۴] در نظر گرفته شده، اما مقادیر نیروی کنترل که از الگوریتم کنترل خطی محاسبه می شوند، به صورت خطی متناسب با افزایش PGA افزایش می یابند. تغییرات خطی نیروی کنترل در شکل ۵ به روشنی دیده می شود.

استراتژی انتخاب موقعیت نصب ابزار کنترل به کمک IDA: اگر بنا به دلایل اقتصادی یا هر دلیل دیگری قرار باشد در انتخاب تعداد ابزارهای کنترل در کل سازه محدودیتهایی وجود داشته باشد، تصمیم گیری در مورد موقعیت مناسب نصب این ابزارها می تواند چالش برانگیز باشد. در این حالت استفاده از IDA می تواند



شکل ۶: منحنی های IDA قاب نمونه، تحت اثر زلزله ال سنترو، با موقعیتهای مختلف جانمایی SHD
 Fig. 6. IDA curves for sample frame under El Centro earthquake for different SHD arrangements

قید شده در نتایج براساس حالت‌های شماره گذاری شده در جدول ۲ هستند.

- شناسایی شدت زلزله ایجاد کننده اولین تسلیم در سازه به ازای حالات مختلف جانمایی ابزارها: مقدار عددی PGA که به ازای آن اولین مفصل پلاستیک برای حالت‌های I تا VI رخ می‌دهد به ترتیب 0.2g، 0.8g، 1.4g، 0.9g و 1.3g است. بنابراین، مقدار عددی اولین ورود به مرحله پلاستیک برای هر کدام از حالات شش‌گانه مشخص می‌شود.

- شناسایی شدت‌هایی از زلزله که برای حالات مختلف جانمایی ابزارها، مقدار θ_{max} را به عدد از پیش تعیین شده‌ای می‌رسانند: از روش IDA می‌توان مقادیر IM‌هایی که در حالات مختلف، باعث رسیدن تغییرمکان جانبی نسبی به عدد خاصی - مثلاً ۳٪ (یا هر عدد دیگری) - می‌شود، را برآورد نمود. به این ترتیب می‌توان میزان مقاومت و ایستادگی سازه در مقابل شدت زلزله را برآورد نمود. به عنوان مثال مقدار عددی IM که باعث عبور θ_{max} از عدد ۳٪ می‌شود، برای حالت‌های I تا VI به ترتیب برابر با 0.5g، 1.6g، 2.6g، 1.8g و 2.0g است.

منحنی IDA سازه تقریباً مشابه کنترل بهینه باقی می‌ماند. البته در این حالت، هزینه‌های استفاده از ابزارهای کنترل به علت تعداد زیاد ابزارهای استفاده شده بالا می‌رود. در مرحله بعدی و برای بررسی رفتار سازه در حالتی که ابزارهای کمتر روی آن نصب شده باشد، در طبقه اول دو دستگاه SHD و در سایر طبقات یک دستگاه SHD نصب گردید (حالت V). دیده می‌شود که در این حالت نیز تفاوت چندانی در رفتار سازه و منحنی IDA آن نسبت به حالت III دیده نمی‌شود. اما با نصب دو عدد SHD در طبقه اول، دو عدد SHD در طبقه دوم و یک عدد SHD در سایر طبقات (حالت VI)، نتایج مشابه با استفاده از سه عدد SHD در هر طبقه (حالت IV) به دست می‌آید. به عبارت بهتر با استفاده از تعداد بسیار کمتری ابزار، میزان کنترل سازه در همان سطح IV باقی می‌ماند. شناسایی این ویژگی، با استفاده از IDA بسیار ساده‌تر بوده و با کمک این روش می‌توان موقعیت بهینه و تعداد بهینه ابزارهای کنترل را شناسایی نمود.

علاوه بر نتایج به دست آمده از منحنی های IDA در شکل ۶، با بررسی اطلاعات حاصله از خروجیهای تحلیل می‌توان نتایج بیشتری به شرح زیر استخراج نمود. لازم به ذکر است که شماره حالت‌های

جدول ۲: وضعیتهای مختلف نصب ابزارهای کنترل در قاب نمونه

Table 2. Different arrangements of control tools on sample frame

شماره حالت	شرح	تعداد کلی ابزارهای SHD
I	بدون کنترل	Not used
II	کنترل بهینه	Not used
III	یک عدد SHD در هر طبقه	5
IV	سه عدد SHD در هر طبقه	15
V	دو عدد SHD در طبقه اول، یک عدد در سایر طبقات	6
VI	دو عدد SHD در هر یک از دو طبقه اول و دوم، یک عدد SHD در سایر طبقات	7

جدول ۳: بزرگترین تغییرمکانهای نسبی طبقه قاب نمونه در حالات مختلف جانمایی SHD و به ازای اولین عبور سازه کنترل نشده از θ_{max} های معین

Table 3. Obtained max interstory drifts of sample frame with different arrangements of SHD for first pass of uncontrolled model from specified max interstory drifts

مقدار θ_{max} سازه کنترل نشده	IM	I	II	III	IV	V	VI
3%	0.5g	3.1%	0.2%	0.2%	0.3%	0.3%	0.4%
5%	0.8g	5.3%	0.3%	1.3%	0.4%	0.8%	0.4%
10%	1.4g	10.0%	0.5%	4.2%	0.9%	3.5%	1.6%
15%	2.2g	15.4%	0.8%	12.8%	3.3%	9.0%	3.9%
30%	4.5g	30.4%	1.7%	33.6%	14.7%	30.3%	17.6%

کنترل نشده به θ_{max} هایی برابر با ۳٪، ۵٪، ۱۰٪، ۱۵٪ و ۳۰٪ می‌رسد، مقادیر θ_{max} برای آرایشهای مختلف نصب SHD در سازه نوشته شده‌اند. همانگونه که در شکل ۶ و در جدول ۳ دیده می‌شود، حالت‌های III و V به دلیل θ_{max} نسبتاً بزرگ تقریباً غیر ایمن و حالت IV به دلیل استفاده از تعداد زیاد SHD تقریباً غیر اقتصادی است. بنابراین حالت VI می‌تواند به عنوان روشی که هم ایمن و هم اقتصادی است برای نصب ابزارهای کنترل بر روی سازه ۵ طبقه یک دهانه تحت اثر زلزله ال‌سنترو مقیاس شده مد نظر قرار بگیرد.

در انتها در مورد مدلسازی انجام گرفته در این پژوهش باید به نکات زیر توجه کرد:

- برای برجسته نمودن عملکرد غیرخطی و تشکیل مفصلهای

- محاسبه مقدار θ_{max} برای حالات مختلف جانمایی ابزارها، به ازای شدتهایی از زلزله که در سازه بدون کنترل ایجاد مقادیر معینی از θ_{max} می‌کنند: مطالعه مقدار عددی θ_{max} برای ارزیابی حالات حدی سازه می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد [۳۶]. به عنوان نمونه برای دو حالت حدی بهره برداری بی وقفه^۱ (IO) و ممانعت از فروپاشی^۲ (CP)، مقادیر θ_{max} به ترتیب ۱٪ و ۱۰٪ پیشنهاد شده است [۳۷]. بنابراین یک روش پیشنهادی برای مقایسه سیستمهای مختلف جانمایی نصب ابزارهای کنترل، استخراج مقدار عددی θ_{max} سازه‌های کنترل شده، به ازای فرارسیدن مقادیر خاصی از θ_{max} در سازه کنترل نشده است. در جدول ۳، به ازای IMهایی که سازه

1 Immediate Occupancy
2 Collapse Prevention

غیرخطی در نظر گرفته شد. دو نوع کنترل بهینه خطی و کنترل نیمه فعال SHD به سازه اعمال شدند و منحنیهای IDA بر مبنای آن ترسیم شد.

در مجموع نتایجی که از روش پیشنهاد شده در این پژوهش و تعمیم آن قابل ارائه هستند، در دو بخش نتایج عمومی (برای همه سازه‌ها) و نتایج اختصاصی (فقط برای قاب نمونه و مثال حل شده در مقاله) ارائه شده اند. لازم به ذکر است که در صورتی که از روش ارائه شده در این پژوهش برای هر قاب دلخواه و هر شتابنگاشت دلخواه استفاده شود، نتایج دیگری در همین سبک که ممکن است حسب مورد مشابه یا متفاوت با نتایج اختصاصی ذیل باشند قابل دستیابی خواهد بود.

نتایج عمومی: به طور کلی به کمک روشهای ارائه شده در این پژوهش برای سازه‌های کنترل شده (و نیز بدون اعمال کنترل) نتایج و تفسیرهایی به دست می‌آید که به شرح زیر هستند:

- محاسبات و ترسیم منحنی IDA سازه کنترل شده باعث در دست داشتن اطلاعات بیشتر و شناخت بهتر رفتار لرزه‌ای سازه گردیده و بنابراین منجر به تصمیم‌گیری صحیح‌تر در طراحی و بهسازی سازه می‌شود.

- انتخاب موقعیت نصب و تعداد مناسب ابزارهای کنترل، به کمک منحنیهای IDA به طرز صحیح‌تری صورت می‌گیرد.

- با اعمال کنترل بهینه و انجام تحلیل IDA، مقدار نیروی کنترل مورد نیاز برای حداکثر PGA زلزله طرح قابل محاسبه خواهد بود. در ادامه میتوان ابزارهای کنترل مورد نیاز برای تامین نیروی بهینه محاسبه شده (یا حداقل بخشی از آن) را در طبقات مختلف تامین نمود، بدیهی است که تامین تعداد بیشتری از ابزارها (و یا استفاده از ابزارهای قوی‌تر) برای طبقات پایینی، تاثیر بیشتری خواهند داشت.
- ملاحظه رفتار کلی سازه بعد از اعمال انواع کنترل و مقایسه آن با رفتار سازه کنترل نشده توسط روش ارائه شده در پژوهش قابل انجام خواهد بود.

- به کمک روش FSCM با کنترل، طبقات و اعضای که بعد از اعمال کنترل سازه‌ای نیز بیشترین پاسخهای تغییرمکانی (یا نیرویی) را دارند، قابل شناسایی خواهند بود. تقویت آنها و انجام مجدد کل پروسه تحلیل نشان خواهد داد که تقویت‌های سازه‌ای اعمال شده در مدل‌های عددی تا چه میزان موثر هستند.

پلاستیک در قاب کنترل شده، قاب پنج طبقه انتخاب شده برای حل مثال عددی، با مقاطعی نسبتاً ضعیف انتخاب گردید تا به راحتی وارد محدوده غیرخطی شده و رفتار غیرخطی شدید در آن بروز نماید. بدیهی است در مدلسازی‌های مربوط به سازه‌های واقعی، رفتار غیرخطی دیرتر بروز نموده و مقادیر پاسخهای سازه محدودتر خواهند بود.

- انتخاب موقعیت نصب و تعداد ابزارها در این پژوهش لزوماً بهینه‌ترین گزینه نیست و با بررسی‌های بیشتر، احتمال شناسایی حالت مناسب‌تر و ارزانتر با همان کارایی وجود دارد.

- در صورت اعمال شتابنگاشت‌های دیگر و یا بررسی قابهای متفاوت با قاب این مثال عددی، منحنی‌های IDA تغییر خواهند نمود. بنابراین ممکن است تفسیر، انتخاب تعداد و موقعیت مناسب نصب ابزارهای کنترل، متفاوت بشود.

- بدیهی است یکی از راههای بهبود رفتار سازه کنترل شده پس از بررسی منحنی‌های IDA، تقویت برخی از اعضای آن که بیشترین پاسخهای تغییرمکانی یا نیرویی در آنها اتفاق افتاده است می‌باشد. در این پژوهش از بررسی این موضوع صرف‌نظر شده و جهت جلوگیری از بروز پراکندگی در نتایج حاصله، قاب اولیه مدل بدون تغییر باقی مانده است.

۹- نتیجه‌گیری

در این پژوهش ترکیبی از دو روش IDA و تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه‌های کنترل شده ارائه گردید. پس از معرفی کوتاه IDA، FAM، FSCM، کنترل سازه‌ای و کنترل نیمه فعال SHD، روش FSCM برای حالتی که کنترل سازه‌ای هم در مدل وجود داشته باشد تعمیم داده شد. به کمک این تعمیم می‌توان رفتار قابهای مجهز شده به سیستم کنترل سازه‌ای و در محدوده رفتار غیرخطی مصالح را نیز مدلسازی و بررسی نمود.

در متن پژوهش به کمک ترکیب دو روش فضای حالت و FAM با در نظر گرفتن میرایی رایلی (روش FSCM)، ابتدا فرمولاسیونهای مربوط به روش FSCM که برای تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه‌های بدون کنترل بود، برای حالتی که کنترل سازه‌ای هم در سازه وجود داشته باشد، با ذکر جزئیات تعمیم داده شد. در بخش بررسی عددی، مدل سازه در هر دو وضعیت کنترل شده و بدون کنترل، با رفتار

شرح زیر هستند:

• برای حالتی که یک عدد SHD در هر طبقه نصب شده باشد (حالت III) و یا حالتی که دو عدد SHD در طبقه اول و یک عدد در سایر طبقات نصب شده باشد (حالت V)، به ویژه در مورد زلزله‌های شدید، کاهش چندان‌ی در پاسخهای سازه مشاهده نمی‌شود. بنابراین گزینه‌های مناسبی نیستند.

• اگر سه عدد SHD در هر طبقه (و در مجموع ۱۵ عدد) روی سازه نصب شده باشند (حالت IV)، رفتار سازه بسیار بهبود می‌یابد و حتی تا $PGA=1.5g$ منحنی IDA سازه تقریباً مشابه کنترل بهینه باقی می‌ماند. البته در این حالت، هزینه‌های استفاده از ابزارهای کنترل به علت تعداد زیاد ابزارهای کنترل بالا می‌رود.

• با نصب دو عدد SHD در هر یک از دو طبقه اول و دوم و یک عدد SHD در سایر طبقات (حالت VI)، نتایجی مشابه با استفاده از سه عدد SHD در هر طبقه (حالت IV) به دست می‌آید. به عبارت بهتر با استفاده از تعداد بسیار کمتری ابزار، میزان کنترل سازه در همان سطح قبلی باقی می‌ماند.

• برای حالات مختلف نصب ابزارهای کنترل، مقدار PGA که به ازای آن اولین ورود سازه به محدوده پلاستیک رخ می‌دهد، را می‌توان مشخص نمود. در مثال مورد بررسی، برای قاب بدون کنترل سازه‌ای اولین ورود به محدوده پلاستیک در $PGA=0.2g$ رخ داده بود، در حالیکه با اعمال مناسب کنترل نیمه فعال (حالت VI) این پدیده اولین بار به ازای $PGA=1.3g$ رخ داده است.

• یک روش پیشنهادی دیگر برای مقایسه سیستمهای مختلف جانمایی و نصب ابزارهای کنترل، استخراج مقدار عددی Θ_{max} سازه‌های کنترل شده، به ازای فرارسیدن مقادیر مشخصی از Θ_{max} در سازه کنترل نشده است. مثلاً وقتی Θ_{max} در سازه کنترل نشده به ۱۵٪ می‌رسد، مقدار Θ_{max} در سازه متناظر با سیستم کنترلی VI کمتر از ۴٪ خواهد بود.

مراجع:

- [01] King, A. 1998. *Earthquake Loads & Earthquake Resistant Design of Buildings*. Porirua, N.Z.: Building Research Association of New Zealand (BRANZ).
- [02] Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. 2002. Incremental

نتایج اختصاصی: ابتدا یادآوری می‌گردد که نتایج اختصاصی

زیر، قابل تعمیم به همه زلزله‌ها و همه قابها نبوده و فقط به عنوان فهرستی از نتیجه‌گیریهای مربوط به همین قاب نمونه نوشته شده‌اند. اما این سبک از نتیجه‌گیریها، برای هر نمونه قاب و زلزله دلخواه دیگری قابل استخراج هستند.

علاوه بر نتایج عمومی فوق، با بررسی نتایج مثال عددی تحلیل شده در این پژوهش، و خروجی‌های برنامه نوشته شده در فضای MATLAB [۳۵]، به طور خلاصه موارد زیر را می‌توان به عنوان نتایج اختصاصی ذکر نمود:

• در حالت استفاده از یک SHD در هر طبقه، برای زلزله‌های با PGA تا حدود 0.6g، نیروی محاسبه شده توسط کنترل بهینه در حدود ۸۰۰ کیلونیوتن (ظرفیت نیروی SHD) است و بنابراین رفتار سازه شبیه حالت کنترل بهینه باقی می‌ماند.

• برای زلزله‌های شدیدتر، نیاز نیروی کنترل افزایش می‌یابد و SHDها ظرفیت کافی برای تامین آن نیاز ندارند. در این حالت رفتار سازه از حالت کنترل بهینه منحرف می‌شود و در سازه کاهش پاسخ تغییرمکانی قابل توجهی وجود نخواهد داشت. دیده می‌شود که به ازای PGAهای بزرگتر از 1.5g، مقادیر Θ_{max} رفته رفته به مقادیر متناظر در سازه کنترل نشده نزدیک می‌شوند و حتی در PGAهای بزرگتر از 3.5g، این پاسخها بزرگتر از پاسخهای سازه کنترل نشده می‌شوند.

استراتژی انتخاب موقعیت نصب ابزار کنترل به کمک

IDA: اگر بنا به محدودیتهای منابع مالی یا معماری یا هر دلیل دیگری در انتخاب تعداد ابزارهای کنترل در کل سازه محدودیتهای وجود داشته باشد، استفاده از IDA می‌تواند راهنمای مفیدی باشد. به کمک IDA می‌توان حالت‌های ایجاد کننده Θ_{max} نسبتاً بزرگ (که باعث غیر ایمن شدن سازه می‌شود) و نیز حالتی که به دلیل استفاده از تعداد زیاد SHD هزینه‌های نصب سیستم کنترل بالا می‌رود را شناسایی و نهایتاً بهترین گزینه را انتخاب نمود. براساس تحقیقات این پژوهش بهترین گزینه - روشی که هم ایمن و هم اقتصادی باشد - نصب دو SHD در هر یک از دو طبقه اول و دوم و نصب یک SHD در سایر طبقات (حالت VI) برای سازه ۵ طبقه یک دهانه تحت اثر زلزله ال‌سنتر و مقیاس شده است. خلاصه نتایجی که در مورد حالات مختلف نصب ابزارهای کنترل (در این مثال عددی) به دست آمده، به

- H.P. 2006. Smart base-isolated benchmark building Part I: problem definition. *Structural Control & Health Monitoring*, 3(2)13). 588-573.
- [13] Ohtori, R. Christenson, R.E. Spencer, B.F. Dyke, S.J. 2004. Benchmark control problems for seismically excited nonlinear Buildings. *Journal of Engineering Mechanics*. 130 (4). 385-366.
- [14] Spencer, B.F. Christenson, R.E. and Dyke, S.J. 1999. Next Generation Benchmark Control Problem for Seismically Excited Buildings. Available at: <https://pdfs.semanticscholar.org/5750/aea16f4763101840992b5b574858667ee0bc.pdf> [Accessed 20.04.2018].
- [15] Johnson, E.A and Christenson, R.E. 2017. Structural Control: Benchmark Comparisons. Available at: <http://sstl.cee.illinois.edu/benchmarks/> [last updated: 17/5/7] [Accessed 20.04.2018].
- [16] Lynch, J.P. Law, K.H. 2000. A Market-Based Control Solution for Semi-Active Structural Control. In: *Computing in Civil and Building Engineering: Proceedings of the Eighth International Conference*. Stanford, CA: Reston, Va: American Society of Civil Engineers.
- [17] Zhang, J. Xi, W. Dyke, S. Ozdagli, A.I. and Wu B. 2012. Seismic Protection Design of Nonlinear Structures Using Hybrid Simulation. In: *15th World Conference on Earthquake Engineering (15 WCEE)*. Lisbon, Portugal.
- [18] Wong, K.K.F. Wang, Y. 2002. Seismic Energy Dissipation in Structures Using Active Control. In: *Structural Stability and Dynamics - The Second International Conference*. Singapore, 16 – 18 December 2002. Pages 855-850.
- [19] Wong, K.K.F. 2005. Structural Control Energy Efficiency Based on Elastic Displacement. In: *IUTAM Symposium on Vibration Control of Nonlinear Mechanisms and Structures*. Dordrecht: Springer, 374-365.
- [20] Wong, K.K.F. Yang, R. 2003. Predictive instantaneous optimal control of inelastic structures during earthquakes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32, 2195-2179.
- [21] Wong, K.K.F. Hart, G.C. 1997. Active Control of Inelastic Structural Response during Earthquake. *The Structural Design of Tall Buildings*, 2(6), 149-125.
- Dynamic Analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 3(31), 514-491.
- [03] Vamvatsikos, D. and Fragiadakis, M. 2009. Incremental Dynamic Analysis for Estimating Seismic Performance Sensitivity and Uncertainty. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2(39), 163-141.
- [04] Mahdavi, N., Ahmadi, H. R. and Mahdavi, H. 2012. A comparative study on conventional push-over analysis method and IDA approach. *Scientific research and essays*, 7(7), February 2012.
- [05] Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. 2004. Applied Incremental Dynamic Analysis. *Earthquake Spectra*, 2(20), 553-523.
- [06] Lu, D.G. Song, P.Y. Cui, S.S. and Chen, Z.H. 2010. Vertical IDA for Assessing Progressive Collapse Resistance and Failure Modes of Structures. In: *4th International Workshop on Reliable Engineering Computing (REC 2010)*, Professional Activities Center, National University of Singapore: Research Publishing Services, 172-159.
- [07] Mehanny, S. S. F., and Cordova, P.P. 2004. Development of a Two-Parameter Seismic Intensity Measure and Probabilistic Design Procedure. *Journal of Engineering and Applied Science*, 2(51), 252-233.
- [08] Kurata, N. Kobori, T. Takahashi, M. Niwa, N. 1999. Actual Seismic Response Controlled Building with Semi-Active Damper System. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 28, 1447-1427.
- [09] Nagarajaiah, S. and Narasimhan, S. 2006. Smart base-isolated benchmark building Part II: phase I sample controllers for linear isolation systems. *Structural Control & Health Monitoring*, 3(2)13). 604-589.
- [10] Erkus, B. Johnson, E.A. 2006. Smart base-isolated benchmark building Part III: a sample controller for bilinear isolation. *Structural Control & Health Monitoring*, 3(2)13). 625-605.
- [11] Narasimhan, S. Nagarajaiah, S. Gavin, H.P. and Johnson, E.A. 2002. Benchmark Problem for Control of Base Isolated Buildings. In: *15th ASCE Engineering Mechanics Conference*. Columbia University, New York, NY.
- [12] Narasimhan, S. Nagarajaiah, S., Johnson, E.A. and Gavin,

- [30] Li, G. Qifeng, L. Hongnan, L. 2011. Inelastic Structural Control Based on MBC and FAM. *Mathematical Problems in Engineering*. Volume 2011, Article ID 460731, Hindawi Publishing Corporation, 18 pages.
- [31] Casciati, F. Magonette, G. Marazzi, F. 2006. *Technology of Semiactive Devices and Applications in Vibration Mitigation*. Chichester, West Sussex: John Wiley & Sons, Ltd.
- [32] Chopra, A.K. 2012. *Dynamics of Structures, Theory and Application to Earthquake Engineering (4th Edition)*. Prentice Hall.
- [33] Wong, K.K.F. and Yang, R. 1999. Inelastic Dynamic Response of Structures using Force Analogy Method. *Journal of Engineering Mechanics*, 125, 1199-1190.
- [34] S. Mazzoni, F. McKenna, M. H. Scott, G. L. Fenves. (2007) *OpenSees Command Language Manual, open system for earthquake engineering simulation (OpenSEES)*. Available at: <http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual>. [Accessed 20.04.2018]
- [35] MATLAB, MathWorks Inc., Natick, Ma, USA
- [36] Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A., 2004. Investigating the Influence of Elastic Spectral Shape on the Limit-State Capacities of a 9-Story Building through IDA. In: *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 1463.
- [37] Vamvatsikos, D. Jalayer, F. and Cornell, C.A. 2003. Application of IDA to an RC-Structure. Available at: https://www.researchgate.net/profile/F_Jalayer2/publication/228578842_Application_of_Incremental_Dynamic_Analysis_to_an_RC_-_Structure/links/541046ac0cf2d8daaad33395.pdf [Accessed 20.04.2018].
- [22] Wong, K.K.F. Johnson, J. 2009. Seismic Energy Dissipation of Inelastic Structures with Multiple Tuned Mass Dampers. *Journal of Engineering Mechanics*, 135, 275-265.
- [23] Wong, K.K.F. Harris, J.L. 2013. Seismic Fragility and Cost Analyses of Actively Controlled Structures. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 7(22), 583-569.
- [24] Bahar, H. Bahar, A. 2018. A force analogy method (FAM) assessment on different static condensation procedures for frames with full Rayleigh damping. *The structural Design of Tall and Special Buildings*, [online] 9(27), 14, Available at: <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/10.1002/tal.1468>. [Accessed 19.05.2018].
- [25] Vejdani-Noghreiyani, H.R. Shooshtari, A. 2008. Comparison of Exact IDA and Approximate MPA-Based IDA for Reinforced Concrete Frames. In: *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China.
- [26] Yao, J.T.P. 1972. Concept of Structural Control. *Journal of the Structural Division*, 7(98), 1574-1567.
- [27] Soong, T.T. Spencer, B.F.Jr., 2000. Active, Semi-Active and Hybrid Control of Structures. In: *12th World Conference on Earthquake Engineering*. Auckland: Upper Hutt, N.Z.: New Zealand Society for Earthquake Engineering.
- [28] Hart, G.C. and Wong, K.K.F. 2000. *Structural Dynamics for Structural Engineers*, New York: John Wiley & Sons, Inc.
- [29] Li, G. and Wong, K.K.F. 2014. *Theory of Nonlinear Structural Analysis - The Force Analogy Method for Earthquake Engineering*. Singapore: John Wiley & Sons, Pte. Ltd.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

H. Bahar, A. Bahar, *The Effect of Semi-active Control on Nonlinear Response of Structures through Incremental Dynamic Analysis*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 52(8) (2020) 1935-1952.

DOI: [10.22060/ceej.2019.15710.6017](https://doi.org/10.22060/ceej.2019.15710.6017)



