

ارزیابی اثرات اندرکنش خاک-سازه بر قاب‌های خمشی فولادی بهسازی شده با میراگر

تسلیمی TADAS

امید پوراسماعیل جانباز، عباس حق‌اللهی*، سعید غفارپور جهرمی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران، ایران

* haghollahi@sru.ac.ir

چکیده

میراگرهای تسلیمی یکی از رایج‌ترین سیستم‌های کنترل غیرفعال برای بهبود عملکرد سازه در برابر زلزله هستند. ویژگی‌های دینامیکی سازه، تحت تأثیر انعطاف‌پذیری خاک و استهلاک انرژی زلزله توسط سیستم خاک-سازه، می‌تواند عملکرد میراگرهای تسلیمی را در برابر نیروهای لرزه‌ای دستخوش تغییر کند. در این پژوهش، تأثیر اندرکنش خاک-سازه و میراگر تسلیمی، بر قاب‌های خمشی ۳ و ۹ طبقه فولادی، در سه حالت مختلف و در دو سطح خطر لرزه‌ای، مورد بررسی قرار گرفته است. اثربخشی این سیستم‌ها بر پارامترهای دوره تناوب، جابه‌جایی نسبی، شتاب مطلق و برش پایه، به عنوان معیارهای عملکرد لرزه‌ای، با روش تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی ارزیابی شده است. نتایج نشان داد که افزودن میراگر تسلیمی TADAS در قاب‌های کوتاه و میان‌مرتبه، باعث کاهش دوره تناوب می‌شود. با این حال، اثرات اندرکنش سبب افزایش مجدد دوره تناوب گردید. همچنین، با الحاق میراگر به قاب‌ها، در هر دو سطح خطر لرزه‌ای، میزان شتاب در طبقات میانی و بالایی نسبت به طبقات زیرین افزایش بیشتری پیدا می‌کند. با این وجود، در نظر گرفتن اثرات اندرکنش، این افزایش را برای سطح خطر MCE تشدید کرده، اما برای سطح خطر DBE اندکی تعدیل می‌کند. از سوی دیگر، در هر دو قاب، اثرات اندرکنش در طبقات پایینی، برخلاف طبقات بالایی، موجب افزایش قابل ملاحظه‌ی جابجایی نسبی طبقات در هر دو سطح خطر می‌شود. الحاق میراگر در هر دو قاب و در هر دو سطح خطر، موجب کاهش برش پایه در قاب‌ها شده و در نظر گرفتن اثرات اندرکنش، این کاهش را، به‌ویژه در قاب ۹ طبقه، تشدید می‌کند.

کلمات کلیدی:

اندرکنش خاک - سازه، میراگر تسلیمی، قاب خمشی فولادی، تحلیل تاریخچه زمانی، سطح خطر لرزه‌ای

در رویکردهای نوین مهندسی سازه، کاهش خسارات ناشی از بارهای دینامیکی وارد بر سازه، از قبیل زلزله و باد، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. به طور کلی، سیستم‌های مقاوم در برابر زلزله را می‌توان به دو دسته سیستم‌های سنتی و سیستم‌های نوین طبقه‌بندی کرد. در سیستم‌های سنتی، اعضای اصلی سازه در نقاطی مشخص، مانند محل اتصال تیرها و ستون‌ها، با ورود به ناحیه‌ی غیرخطی و ایجاد مفصل‌های پلاستیک، همراه با بهره‌گیری از خاصیت شکل‌پذیری اعضا، انرژی ورودی ناشی از بارهای دینامیکی نظیر زلزله را مستهلک می‌کنند. در این حالت، عمدتاً خساراتی به اعضای سازه وارد می‌شود که نیاز به بازسازی پس از وقوع زلزله را اجتناب‌ناپذیر می‌سازد [۱]. در مقابل، سیستم‌های نوین با بهره‌گیری از تجهیزات کنترل غیرفعال مانند میراگرها، به‌ویژه میراگرهای تسلیمی، امکان کاهش پاسخ دینامیکی سازه را فراهم می‌سازند. این میراگرها مانند فیوزهای شکل‌پذیر در نقاط مختلف سازه نصب می‌شوند و با جذب انرژی، باعث افزایش میرایی، کاهش ارتعاشات و اصلاح رفتار دینامیکی سازه می‌شوند. تمرکز آسیب در این قطعات، موجب سهولت تعمیر و بازرسی سازه پس از زلزله خواهد شد. استفاده از این روش‌ها بدون ایجاد تغییرات اساسی در سیستم باربر اصلی، موجب بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه می‌شود. در صورتی که سازه‌ای بر روی خاک نرم احداث شود، تعامل میان سازه و خاک منجر به تغییراتی در پاسخ دینامیکی آن می‌شود. این پدیده که به اندرکنش خاک و سازه معروف است، ناشی از تأثیر متقابل ویژگی‌های دینامیکی سازه و خاک می‌باشد [۲]. نتایج مطالعه گنجوی و همکاران [۳] نشان داد که ویژگی‌های خاک زیر فونداسیون می‌تواند به‌طور معناداری بر پاسخ‌های ارتجاعی و غیرارتجاعی سازه در برابر اثرات ناشی از حرکت زمین تأثیر بگذارد. طبق نتایج تحقیقات ونانزی و همکاران [۴] در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه باعث افزایش تغییرمکان‌ها و کاهش نیروهای داخلی در سازه می‌شود. فرآیند دشوار مدل‌سازی و تحلیل اندرکنش خاک و سازه و اعتقاد به در جهت اطمینان بودن لحاظ نمودن اثرات اندرکنش بر پاسخ‌های سازه‌ای، دلیل اصلی نادیده گرفتن اثرات اندرکنش در آیین‌نامه‌ها بوده است. بر خلاف تصور قبلی، تحقیقات پژوهشگران در سالهای اخیر، برای سازه‌های مختلف نشان داده است که فرض در جهت اطمینان بودن اثرات اندرکنش، همواره درست نیست. بر همین اساس، در آیین‌نامه‌های جدید روشهایی برای لحاظ نمودن اثرات اندرکنش در تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها پیشنهاد شده است. اندرکنش خاک و سازه با تغییر قابل ملاحظه در رفتار دینامیکی سازه موجب کاهش سختی، افزایش دوره تناوب اصلی سازه و تغییر پاسخ‌های سازه شده که این امر بر خلاف هدف استفاده از میراگرهای تسلیمی در سازه‌ها که عموماً کاهش پاسخ‌های سازه‌ای می‌باشد، می‌تواند عملکرد سازه‌های مجهز شده به میراگرهای تسلیمی را تحت تأثیر قرار دهد. بر اساس تحقیقات انجام شده در مراجع معتبر جدید، از جمله ASCE/SEI 7-22 [۵] برای طراحی سازه‌های مجهز به میراگرها، به‌ویژه در خاک‌های نرم یا با مقاومت کم، لحاظ نمودن اثرات اندرکنش خاک و سازه ضروری است. بنابراین مدل‌سازی خاک زیر سازه و تحلیل دقیق اثرات اندرکنش برای اطمینان از عملکرد بهینه سازه‌های مجهز به میراگرهای تسلیمی و افزایش ایمنی و کارایی سیستم مقاوم‌سازی شده اهمیت ویژه‌ای دارد. در مطالعه حاضر نیز، با انجام تحلیل‌های دقیق دینامیکی غیرخطی، تأثیرات هم‌زمان اندرکنش خاک و سازه و میراگرهای تسلیمی بر پارامترهای کلیدی لرزه‌ای نظیر تغییرمکان نسبی طبقات، شتاب و برش پایه مورد بررسی قرار گرفته است.

۱-۱- مطالعات کاربرد میراگرهای تسلیمی و اثرات اندرکنش خاک - سازه در سازه‌های فولادی

نخستین تحقیقات آزمایشگاهی جامع در مورد بررسی عملکرد میراگرهای تسلیمی، توسط کلی و همکاران [۶] انجام شد. در این پژوهش، سه نوع میراگر فلزی نوار خمیده U- شکل، تیر پیچشی و تیر خمشی مورد مطالعه قرار گرفتند. صنعتی و همکاران [۷] در پژوهشی، به بررسی طراحی بهینه دو قاب خمشی فولادی ۴ و ۸ طبقه، با و بدون میراگرهای تسلیمی TADAS^۱، با استفاده از فرآیند طراحی مبتنی بر حداقل رساندن هزینه چرخه عمر پرداختند. برای تحلیل پاسخ سازه از روش زمان - دوام و چهار رویکرد طراحی استفاده

شد. در رویکردهای سوم و چهارم این تحقیق به ترتیب مشخصات میراگر TADAS و در ادامه مشخصات قاب و میراگر TADAS به طور همزمان بهینه‌سازی شدند. نتایج نشان داد افزودن میراگرهای فلزی با پارامترهای بهینه، می‌تواند الزامات بهسازی را تأمین کرده و از طراحی مجدد جلوگیری کند. اکبری و همکاران [۸] عملکرد سه نوع سیستم میراگر چندمرحله‌ای TADAS متشکل از مصالح با مقاومت‌های تسلیم مختلف، پدهای اصطکاکی و یا تغییر اندازه سوراخ محل اتصال ورق‌ها را در یک قاب فولادی پنج‌دهانه و ده‌طبقه بررسی کردند. از میان پنج میراگر طراحی شده بر اساس پارامترهایی نظیر سختی، شکل‌پذیری و جذب انرژی، مناسب‌ترین میراگر انتخاب شد و عملکرد لرزه‌ای این سیستم در یک قاب خمشی فولادی با پنج دهانه و ده طبقه، تحت تحلیل^۱ IDA برای دو سطح خطر زلزله و با استفاده از رکوردهای حوزه نزدیک و دور مورد بررسی قرار گرفت. نتایج حاکی از آن بود که تأثیر میراگر چندمرحله‌ای TADAS با ۳ صفحه اصلی و ۲ صفحه کمکی، در زلزله‌های حوزه دور نسبت به حوزه نزدیک عملکرد بهتری دارد. لبیبی و همکاران [۹] با ارائه یک میراگر تسلیمی نوین با عملکرد دومرحله‌ای، به مطالعه‌ی پارامترهای هندسی متنوع و بررسی میزان تأثیر این میراگر بر پاسخ‌هایی نظیر شتاب نسبی، برش پایه و سرعت طبقات در یک قاب فولادی ۳ طبقه پرداختند. نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت هفت شتاب‌نگاشت منتخب نشان داد که استفاده از این نوع میراگر منجر به کاهش قابل توجهی در شتاب نسبی، سرعت طبقات و برش پایه در قاب مورد مطالعه می‌شود. اورتگا و همکاران [۱۰] با هدف کاهش شتاب‌های طبقات، به بهینه‌سازی مشخصات و توزیع ارتفاعی میراگرهای هیستریزیس با استفاده از الگوریتم جستجوی الگو پرداختند. تأثیر احتمالی پیوند اصلی سازه، محتوای فرکانسی تحریک، و تعداد طبقات بر مشخصات بهینه میراگرهای هیستریزیس برای طیفی از سازه‌های برشی یک طبقه الاستیک خطی با دوره تناوب‌هایی در محدوده ۰/۵ تا ۴ ثانیه مورد بررسی قرار گرفتند. یافته‌های این مطالعه برای یک مدل ساختمان معیار ۹ طبقه که تحت رکوردهای طبیعی قرار گرفته است اعتبارسنجی شده‌اند. نتایج نشان داد توزیع غیریکنواخت بهینه برای میراگرهای هیستریزیس در ارتفاع سازه، در مقایسه با توزیع یکنواخت بهینه، عملکردی تقریباً مشابه یا تنها کمی بهتر دارند. پژوهش‌های متعددی به بررسی تأثیر اندرکنش خاک و سازه بر پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌های بلند پرداخته‌اند. آراز و همکاران [۱۱] با تحلیل عددی یک ساختمان ۴۰ طبقه، تحت ده رکورد زلزله و شش نوع خاک مختلف نشان دادند که اندرکنش خاک و سازه موجب افزایش دوره تناوب و کاهش شتاب طبقات، به‌ویژه در سازه‌های واقع بر خاک‌های نرم می‌شود. همچنین بیشترین تغییرات شتاب در طبقات میانی و فوقانی رخ داده است، که بر اهمیت لحاظ نمودن اندرکنش خاک و سازه در تحلیل‌های لرزه‌ای تأکید دارد. میراگرهای جرمی تنظیم شده (TMDs^۲) یکی از روش‌های مؤثر در کنترل ارتعاشات سازه‌ها در برابر بارگذاری لرزه‌ای می‌باشند که غالباً با فرض پی صلب طراحی می‌شوند. با این حال، تأثیرات اندرکنش خاک و سازه و همچنین رفتار غیرخطی خاک می‌توانند تأثیر قابل توجهی بر عملکرد سازه‌ها داشته باشند. یانگ ژو و همکاران [۱۲] با مدل‌سازی سه‌بعدی یک قاب ۱۰ طبقه، در چهار حالت مختلف اثر رفتار غیرخطی خاک و اندرکنش خاک-سازه را بررسی کردند. نتایج حاکی از بهبود عملکرد میراگرها و کاهش پاسخ لرزه‌ای سازه در حضور رفتار غیرخطی خاک بود. طراحی مبتنی بر فرکانس سیستم خاک-سازه، به‌ویژه در خاک‌های نرم، عملکرد بهتری نسبت به طراحی با فرض پی صلب داشت. در مطالعه‌ای که توسط احمدی و همکاران [۱۳] انجام شد، به بررسی بهبود عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فولادی خمشی احداث شده بر روی خاک نرم پرداخته شده است. در این پژوهش از میراگرهای اصطکاکی و میراگرهای فلزی تسلیمی، برای بهبود مقاومت لرزه‌ای ساختمان‌های آسیب‌پذیر استفاده گردید. تحلیل‌ها با و بدون در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه بر روی سه نمونه قاب ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه انجام شد. نتایج نشان داد که استفاده از این، میراگرها منجر به کاهش تغییر مکان‌های باقیمانده، نسبت‌های دریافت بین طبقات و نیروهای برشی پایه گردید. در مرحله بعد، با لحاظ نمودن اثرات اندرکنش خاک و سازه، رفتار واقعی تری از قاب‌های سازه‌ای روی خاک نرم شبیه‌سازی شد. نتایج نشان داد که عدم لحاظ

1 Incremental Dynamic Analysis

2 Tuned Mass Dampers

کردن اندرکنش خاک-سازه می‌تواند منجر به پیش‌بینی نادرست پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها شود. فتحی زاده و همکاران [۱۴] با استفاده از الگوریتم فراکاوشی ECGA^۱، قاب‌های خمشی فولادی ۶ و ۹ طبقه را با در نظر گرفتن تابع هدف کمینه‌سازی وزن سازه، بهینه‌سازی کردند. در این تحقیق، اثرات اندرکنش خاک-سازه با استفاده از مدل تیر بر بستر غیرارتجاعی وینکلر لحاظ شده و از تحلیل پوش‌آور برای ارزیابی رفتار قاب‌ها در سطوح مختلف عملکردی استفاده شده است. در تحقیقات پیشین، روابط طراحی میراگرهای اصطکاکی با فرض ثابت بودن پایه سازه‌ها ارائه شده و اثرات اندرکنش خاک-سازه در آن‌ها مورد توجه قرار نمی‌گرفت. سانقای و همکاران [۱۵] در پژوهشی به بررسی روشهای طراحی میراگرهای اصطکاکی با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک-سازه در یک قاب خمشی بتنی پرداختند. در این تحقیق، دو رفتار خطی و غیرخطی برای خاک در نظر گرفته شد. نتایج نشان داد که در نظر گرفتن رفتار غیرخطی خاک در طراحی این میراگرها، موجب به‌دست‌آمدن نتایج واقع‌بینانه‌تر در طراحی لرزه‌ای می‌شود.

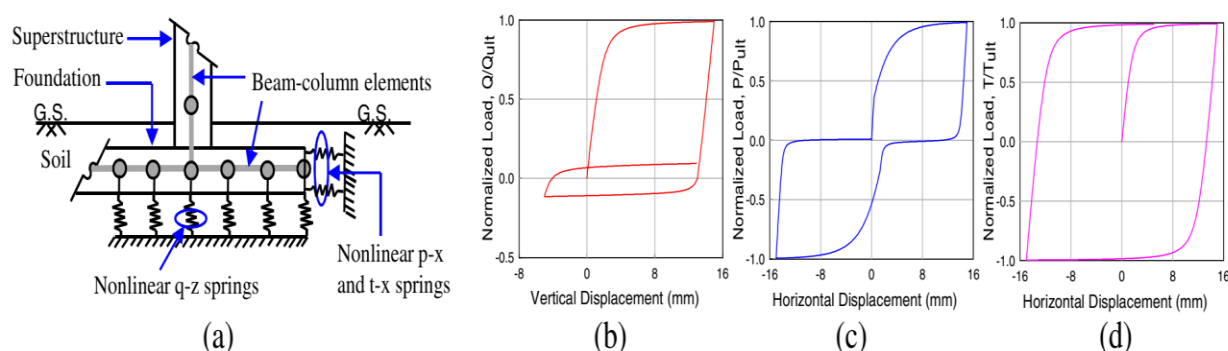
۲-۱- مبانی اندرکنش خاک و سازه

پاسخ یک سازه به تحریک زلزله تحت تاثیر اندرکنش سه عامل سازه، فونداسیون و خاک قرار می‌گیرد. تحلیل اندرکنش خاک-سازه و به عبارتی دیگر خاک-فونداسیون-سازه، ارزیابی پاسخ مجموعه این سیستم به یک تحریک زمین‌لرزه را شامل می‌شود [۱۶]. تغییرشکل‌های خاک هنگام زلزله مستقیماً بر رفتار دینامیکی سازه تأثیر می‌گذارند. تأثیری که اندرکنش دینامیکی خاک و سازه ایجاد می‌نماید به دو اثر اندرکنش اینرسی و اثر اندرکنش سینماتیکی تقسیم بندی می‌شود. اندرکنش سینماتیکی ناشی از سختی فونداسیون روی خاک نرم است و باعث اختلاف حرکت فونداسیون نسبت به میدان آزاد می‌شود. در مقابل، اندرکنش اینرسی ناشی از ارتعاش سازه و نیروی اینرسی حاصل از آن است که حرکات جدیدی در فونداسیون ایجاد می‌کند. این مؤلفه نقش کلیدی در استهلاک انرژی و تغییرشکل سیستم دارد. پژوهشگران در سال‌های اخیر دو روش مستقیم و زیرسازه را برای تحلیل و مدل‌سازی مسائل اندرکنش خاک و سازه ارائه نموده‌اند. در روش مستقیم، سازه و بخشی از خاک اطراف سازه توسط اجزای محدود مش‌بندی شده و به عنوان یک سیستم کلی مدل‌سازی می‌شوند، به طوری که تحلیل در یک مرحله انجام می‌گیرد. در این روش، فرضیه جمع آثار قوا لازم نیست؛ بنابراین، می‌توان تحلیل‌های غیرخطی واقع‌بینانه‌تری را در مسائل متنوع با هندسه‌های مختلف پیاده‌سازی کرد. در روش زیرسازه، خاک و سازه به صورت جداگانه تحلیل و سپس ترکیب می‌شوند. در این رویکرد، فنرها و میراگرهایی با ویژگی‌های مکانیکی خاک، رفتار مرزی بین سازه و خاک را شبیه‌سازی می‌کنند. این روش بر اصل برهم‌نهی آثار قوا استوار بوده و بیشتر برای رفتار خطی خاک مناسب است، هرچند به عنوان یک تقریب مهندسی موجه، برای سیستم‌هایی با رفتار غیرخطی متوسط نیز کاربرد دارد. هاردن و همکاران [۱۷] روشی را برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی خاک در پی‌های نواری تحت بارهای لرزه‌ای و سیکلی معرفی کردند. مدل تیر متکی بر بستر غیرخطی وینکلر (BNWF)^۲، به دلیل سادگی، کاهش پیچیدگی‌های محاسباتی و ارائه مدلی رفتاری که با نتایج عملی و آزمایشگاهی همخوانی دارد، به عنوان یکی از پرکاربردترین روش‌ها در مدل‌سازی اندرکنش خاک، فونداسیون و سازه شناخته می‌شود. در این روش از مجموعه‌ای از فنرها و میراگرهای غیرخطی برای نمایش رفتار خاک استفاده می‌شود. در پژوهش حاضر به منظور ساده‌سازی و کاهش هزینه‌های محاسباتی، از روش تیر بر بستر غیرارتجاعی وینکلر (BNWF) استفاده شده است. این مدل که برای نخستین بار در نرم‌افزار OpenSees توسط ریچاردوری و همکاران [۱۸] معرفی شد، قادر به شبیه‌سازی رفتار غیرخطی و غیرالاستیک سیستم خاک-پی است. در روش BNWF، از فنرهای یک‌بعدی فشاری با طول صفر برای اتصال فونداسیون به خاک استفاده می‌شود که مقاومت قائم، جانبی و لغزشی خاک را مدل‌سازی می‌کنند. فونداسیون سطحی دوبعدی به صورت یک تیر ارتجاعی، با استفاده از المان‌های یک‌بعدی تیر-ستون با سه درجه آزادی در هر

1 Engineered Cluster-Based Genetic Algorithm

2 Beam Nonlinear Winkler Foundation

گره، شبیه‌سازی می‌شود. به کارگیری فنرهایی با سختی بالاتر و فاصله‌های کمتر در دو انتهای طول پی، امکان مدل‌سازی دقیق‌تر رفتار گهواره‌ای پی را فراهم می‌کند. در این مدل، فنرهای قائم $q-z$ به صورت متناسب با مساحت سهم هر گره توزیع شده‌اند که بیانگر مقاومت قائم و دورانی فونداسیون سطحی می‌باشند. همچنین فنرهای $p-x$ و $t-x$ به ترتیب، بیانگر نیروی مقاوم خاک در برابر جداره فونداسیون و مقاومت اصطکاکی مرتبط با لغزش فونداسیون هستند. این المان‌ها نسخه اصلاح شده $TzSimple1$ ، $QzSimple1$ ، $PySimple1$ و $TzSimple1$ هستند که توسط بولانگر و همکاران [۱۹] بر اساس مجموعه‌ای از آزمایش‌های تجربی برای شمعها توسعه یافته‌اند. منحنی ارائه شده توسط آن‌ها، شامل یک ناحیه خطی تا ظرفیت باربری تسلیم و یک ناحیه غیر خطی می‌باشد. در شکل ۱ طرح کلی مدل BNWF فونداسیون‌های سطحی و رفتار بارگذاری چرخه‌ای فنرها به صورت شماتیک نمایش داده شده است.



شکل ۱: (a) شکل شماتیک مدل BNWF (b) رفتار فنر $q-z$ (c) رفتار فنر $p-x$ (d) رفتار فنر $t-x$ [۱۸]

Figure 1: (a) Schematic representation of the BNWF model, (b) $q-z$ spring behavior, (c) $p-x$ spring behavior, (d) $t-x$ spring behavior [18]

۳-۱- مبانی رفتاری میراگر تسلیمی TADAS

میراگر تسلیم‌شونده فلزی مثلثی TADAS از چندین ورق فولادی مثلثی شکل تشکیل شده که یک انتهای آن‌ها غلطکی بوده و معمولاً با چیدمان شورون به سازه متصل می‌شوند تا انرژی لرزه‌ای را مستهلک کنند. در این نوع میراگر، اتلاف انرژی از طریق ظرفیت تغییرشکل پلاستیک ورق‌های فلزی در حالت خمشی صورت می‌گیرد. شکل مثلثی ورق‌ها موجب توزیع یکنواخت انحنا و تسلیم هم‌زمان در ارتفاع میراگر شده و با تشکیل حلقه‌های هیستریزس، ظرفیت اتلاف انرژی افزایش می‌یابد. پارامترهای طراحی این میراگرها تأثیر زیادی بر رفتار لرزه‌ای سازه دارند. تسای و همکاران [۲۰] نخستین آزمایش بر روی این نوع از میراگرها را بر روی قاب دو طبقه یک‌دهانه انجام داده و روابطی را برای طراحی میراگرهای TADAS پیشنهاد دادند. در روابط ارائه شده توسط ایشان، پارامترهای ظرفیت تسلیم، تغییر مکان تسلیم و سختی میراگر بر اساس رابطه (۱) بدست می‌آیند. در پژوهش حاضر از همین روابط برای طراحی میراگرهای فلزی در قاب‌های مورد نظر استفاده شده است. در این سیستم، مدل رفتاری بادبند و میراگر به صورت سری به یکدیگر متصل شده‌اند. مجموعه

میراگر و بادبند، همراه با قاب، به عنوان فنرهای موازی عمل می‌کنند که سختی معادل آن‌ها از قانون ترکیب فنرها محاسبه می‌شود. روابط مربوط به محاسبه سختی معادل میراگر و بادبند در مطالعات ژیا و هانسون [۲۱] به تفصیل ارائه شده است.

$$P_y = (F_y \times n \times b \times t^2) / (6 \times h), \Delta_y = (F_y \times h^2) / (E \times t), K_d = (E \times b \times t^3) / (6 \times h^3) \quad (۱)$$

در رابطه (۱)، Δ_y تغییر مکان تسلیم، K_d سختی الاستیک میراگر فلزی، P_y ظرفیت تسلیم میراگر، F_y تنش تسلیم و E مدول الاستیسیته ورق‌ها می‌باشد. همچنین n, b, t, h به ترتیب معادل تعداد، عرض، ضخامت و ارتفاع ورق‌های میراگر است.

۲- اعتبارسنجی میراگر TADAS و قاب‌های بنچمارک SAC

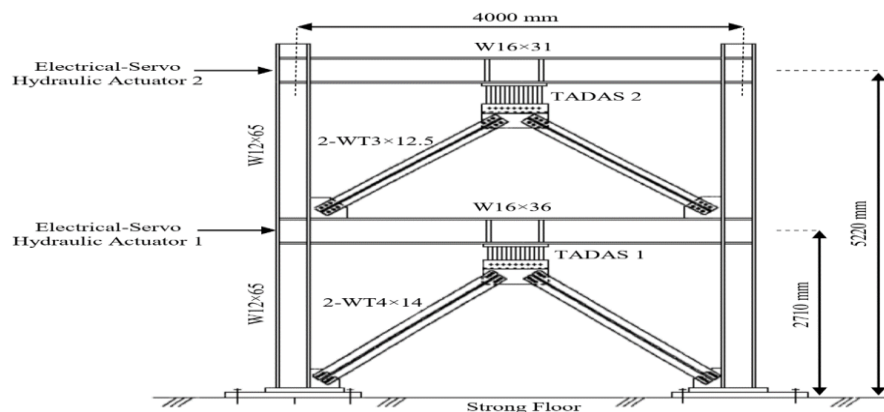
۲-۱- صحت سنجی میراگر TADAS

در این پژوهش، به منظور محاسبه پاسخ‌های لرزه‌ای سازه در سطوح عملکرد تعیین‌شده، از نرم‌افزار کد باز OpenSees بهره گرفته شده است. انتخاب این نرم‌افزار به دلیل سرعت بالای انجام محاسبات، قابلیت انجام تحلیل‌های خطی و غیرخطی سازه‌ای و ژئوتکنیکی، و امکان اجرای تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی صورت گرفته است. مدل آزمایشگاهی تسای و همکاران، که به عنوان نمونه مورد بررسی این پژوهش جهت صحت‌سنجی مدل‌سازی میراگر تسلیمی TADAS در نظر گرفته شده است، در شکل ۲ نشان داده شده است. جرم هر طبقه، بر اساس کار آزمایشگاهی تسای و همکاران، برابر $0.19 \text{ mm}(ton \times s^2)$ بوده و در فرآیند مدل‌سازی قاب، به صورت گره‌ای به گره‌های هر طبقه اختصاص داده شده است. مصالح المان‌های تیر و ستون از نوع Steel02 بوده و فولاد مصرفی برای میراگرها از نوع ASTM-A36 در نظر گرفته شده است. قاب دو طبقه یک‌دهانه در دو حالت با و بدون میراگر، با نسبت میرایی $\xi = 0.01$ تحت آزمایش شبه‌دینامیکی قرار گرفت. در آزمایش انجام شده بر روی میز لرزان، بار دینامیکی اعمال‌شده شامل شتاب‌نگاشت مولفه شمالی - جنوبی زلزله السنترو با PGA^1 مقیاس‌شده برابر با 312 cm/s^2 می‌باشد. در مدل‌سازی انجام شده، رفتار الاستیک قاب در نرم‌افزار OpenSees شبیه‌سازی شده و پاسخ‌های طبقه اول و دوم مورد بررسی قرار گرفتند. مشخصات و ابعاد هندسی میراگرهای مثلی که در آزمایش تسای و همکاران مورد استفاده قرار گرفته‌اند، در جدول ۱ ارائه شده است. نتایج تحلیل مودال نشان می‌دهد که دوره تناوب‌های حاصل از مدل‌سازی عددی تطابق مناسبی با آزمایش تسای و همکاران دارند. این مقایسه برای قاب در دو حالت با و بدون میراگر، در جدول ۲ ارائه شده است. نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت رکورد زلزله السنترو در شکل‌های ۳ و ۴ ارائه شده است. تطابق مناسب جابجایی‌های طبقات بین مدل‌سازی عددی و آزمایش تسای و همکاران، صحت مدل‌سازی OpenSees را تأیید می‌کند.

جدول ۱: مشخصات هندسی میراگرهای استفاده شده در آزمایش تسای و همکاران [۲۰]

Table 1: Geometric specifications of the dampers used in the experiment by Tsai et al. [20]

شماره طبقه	شماره میراگر	ارتفاع ورق	ضخامت ورق	عرض ورق	تعداد ورق
۱	1C1	۳۲۵	۳۶	۱۷۷/۶	۸
۲	1C1	۳۲۵	۳۶	۱۷۸/۵	۵



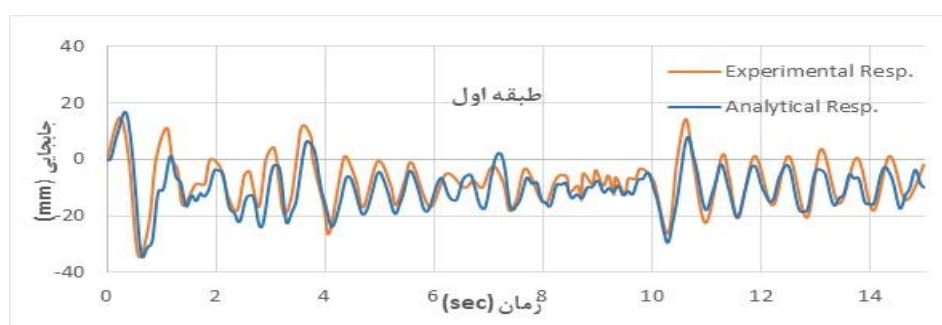
شکل ۲: مدل دو طبقه قاب آزمایشگاهی مجهز به میراگر تسلیمی تسای و همکاران [۲۰]

Figure 2: Two-story laboratory frame model equipped with the yielding damper by Tsai et al. [20]

جدول ۲: دوره تناوب مود اول و دوم قاب با و بدون میراگر در نرم افزار OpenSees و آزمایش تسای و همکاران [۲۰]

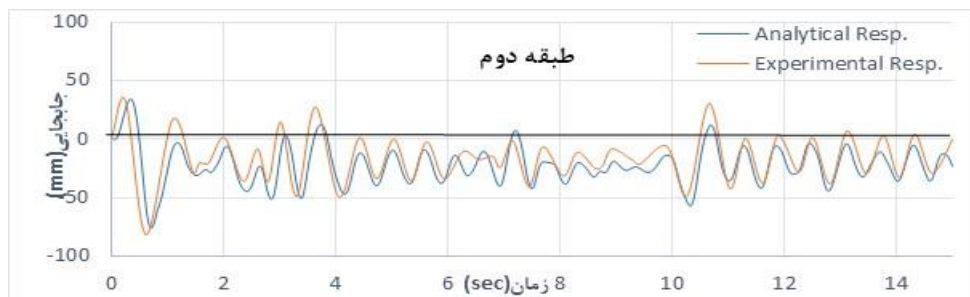
Table 2: Natural periods of the first and second modes of the frame with and without a damper in the OpenSees software and the experiment by Tsai et al. [20]

آزمایش تسای و همکاران		OpenSees	
قاب بدون میراگر			
دوره تناوب مود دوم	دوره تناوب مود اول	دوره تناوب مود دوم	دوره تناوب مود اول
۰/۲۳۷	۰/۸۸۱	۰/۲۴۶	۰/۸۷۵
قاب با میراگر			
دوره تناوب مود دوم	دوره تناوب مود اول	دوره تناوب مود دوم	دوره تناوب مود اول
۰/۲۰۱	۰/۵۷۳	۰/۱۹	۰/۵۶



شکل ۳: تطابق نتایج تغییر مکان طبقه اول قاب در مدل آزمایشگاهی [۲۰] و مدل عددی

Figure 3: Comparison of the first-floor displacement results of the frame between the laboratory model [20] and the numerical model



شکل ۴: تطابق نتایج تغییر مکان طبقه دوم قاب در مدل آزمایشگاهی [۲۰] و مدل عددی

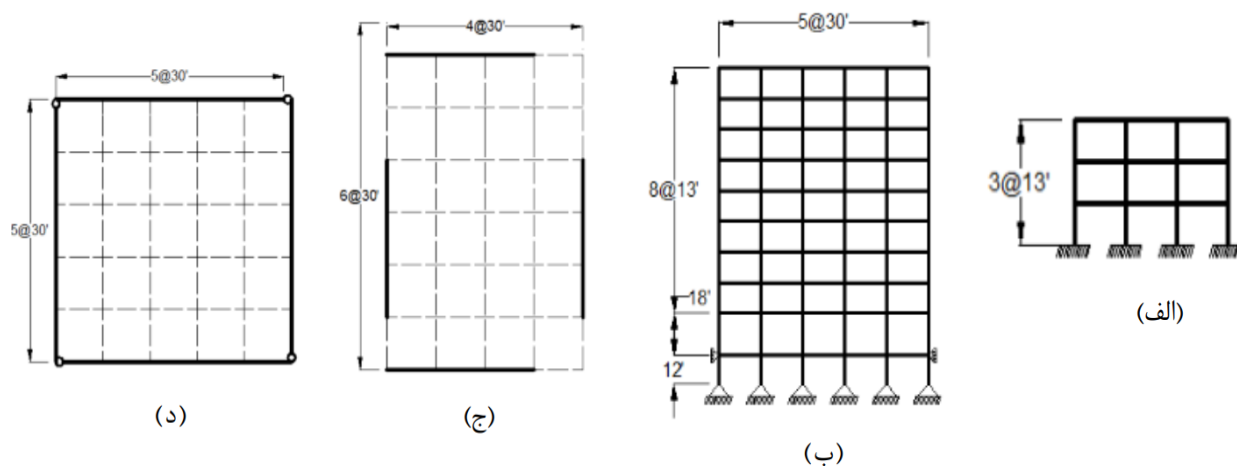
Figure 4: Comparison of the second-floor displacement results of the frame between the laboratory model [20] and the numerical model

۲-۲- صحت سنجی قاب‌های انتخابی

به دلیل تنوع موجود در سیستم‌های کنترلی مختلف (کنترل فعال، نیمه‌فعال و غیرفعال)، وجود چارچوبی استاندارد برای مقایسه عملکرد این سیستم‌ها ضروری است. مدل‌های سازه‌ای انتخابی در این پژوهش شامل قاب‌های پیش‌طراحی شده دو بعدی خمشی فولادی ویژه با تعداد طبقات ۳ و ۹ می‌باشند که از پروژه تحقیقاتی SAC [۲۲] به‌عنوان سازه‌های معیار انتخاب شده‌اند که به‌ترتیب نمایانگر ساختمان‌های کوتاه و متوسط می‌باشند. این قاب‌ها مطابق با الزامات آیین‌نامه UBC94^۱ برای منطقه لرزه‌خیزی لس‌آنجلس با خطر لرزه‌خیزی بالا دارای کاربری اداری بوده و متناسب با نوع خاک D برای مطالعات لرزه‌ای طراحی و تحلیل شده‌اند و اطلاعات دقیقی از مشخصات سازه‌ای و مصالح این ساختمان‌ها در دسترس است. این امر موجب می‌شود تا نتایج تحلیل‌ها قابل اعتماد و قابل مقایسه با سایر مطالعات باشد. در این سازه‌ها، قاب‌های خمشی پیرامونی شرقی - غربی با اتصالات گیردار به‌عنوان سیستم باربر جانبی عمل می‌کنند. تنش تسلیم تیرها و ستون‌ها به ترتیب ۲۴۸ و ۳۴۵ مگاپاسکال، مدول الاستیسیته ۲۰۰ گیگاپاسکال، و میرایی ذاتی به صورت میرایی رایلی متناسب با جرم و سختی برای مود اول و سوم برابر ۵ درصد در نظر گرفته شده است. تیرها و ستون‌ها در هر دو مدل الاستیک در نظر گرفته شده و برای لحاظ نمودن زوال مقاومت و سختی در مدل‌سازی رفتار غیرخطی مصالح از مفاصل پلاستیک متمرکز در تیرها و ستون‌ها با درصد سخت‌شدگی کرنشی ۳ استفاده شده است. با توجه به نوع سیستم باربر جانبی برای منظور کردن اثر پی - دلتا ناشی از بارهای ثقیل قاب میانی، ستون تکیه گاهی (Leaninig Column) دو سر مفصل و بدون سختی جانبی برای معادل‌سازی

^۱ Uniform Building Code

قاب دو بعدی، با استفاده از المان‌های صلب محوری به قاب اصلی متصل شده و سهم بارهای ثقلی به صورت متمرکز به این ستون اعمال می‌شود. جزئیات بیشتر در مورد هندسه قاب‌ها و مدل‌سازی و بارگذاری دو قاب مدنظر در شکل ۵ و مرجع [۲۲] نشان داده شده است.



شکل ۵: پلان نما و طبقات قابهای ۳ و ۹ طبقه SAC [۲۲]

(الف) نمای قاب SAC3 (ب) نمای قاب SAC9 (ج) پلان قاب SAC3 (د) پلان قاب SAC9

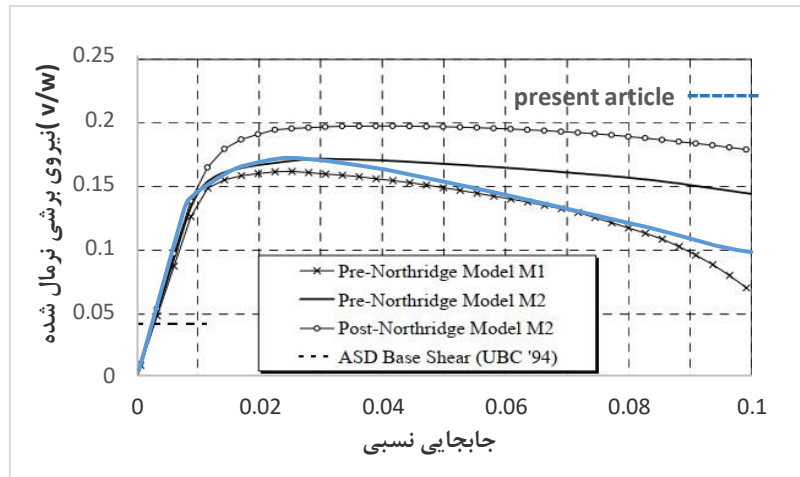
Figure 5: Elevation and floor plans of the 3-story and 9-story SAC frames [22]. (a) Elevation of the SAC3 frame, (b) Elevation of the SAC9 frame, (c) Floor plan of the SAC3 frame, (d) Floor plan of the SAC9 frame

برای اعتبارسنجی مدل‌سازی قاب‌ها در OpenSees، قاب ۹ طبقه پس از مدل‌سازی، تحت تحلیل مقادیر ویژه و تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفت. در جدول ۳، مقایسه دوره تناوب سه مود اول سازه ۹ طبقه در مدل‌سازی صورت گرفته در این پژوهش و دستورالعمل FEMA 355C [۲۲] ذکر شده است، که نتایج حاکی از اختلاف جزئی در پریودهای دو مدل می‌باشد. همچنین در شکل ۶، انطباق منحنی بار افزون سازه SAC9 [۲۲] و مدل دو بعدی مطالعه حاضر، دقت قابل قبول مدل‌سازی انجام شده را تایید می‌کند.

جدول ۳: دوره تناوب ۳ مود اول قاب SAC9 و مدل‌سازی حاضر

Table 3: Natural periods of the first three modes of the SAC9 frame and the present modeling

قاب ۹ طبقه	مود اول	مود دوم	مود سوم
مطالعه‌ی حاضر	۲/۳۱	۰/۷۹	۰/۴۵
SAC9 [۲۲]	۲/۳۴	۰/۸۸	۰/۵



شکل ۶: صحت سنجی منحنی بار افزون قاب SAC9 [۲۲] و قاب مدل سازی شده

Figure 6: Validation of the pushover curve for the SAC9 frame [22] and the modeled frame

۳- مدل سازی قاب ها با میراگر تسلیمی TADAS و اندرکنش خاک - سازه

پس از اعتبار سنجی مدل سازی قاب و میراگر TADAS به مدل سازی قاب های ۳ و ۹ طبقه در حالت های مختلف و همچنین انتخاب رکوردهای در نظر گرفته شده جهت آنالیز سازه ها از روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از نرم افزار OpenSees برای ارزیابی رفتار قاب ها در ۳ حالت قاب بدون میراگر، قاب با میراگر تسلیمی با پایه ثابت و قاب با میراگر تسلیمی با پایه انعطاف پذیر پرداخته می شود. هدف از انجام تحلیل تاریخچه زمانی، تعیین میزان جابجایی نسبی، شتاب طبقات و برش پایه هر یک از قاب ها در حالت های مذکور تحت اثر شتاب نگاشت های در نظر گرفته شده و مقایسه پاسخ ها در سطوح عملکردی مورد نظر می باشد. برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی از روش شتاب متوسط نیومارک با پارامترهای $\gamma = 0.25$, $\beta = 0.25$ استفاده شده است.

۳-۱- رکوردهای انتخابی جهت انجام آنالیز دینامیکی

در تحلیل دینامیکی غیرخطی، انتخاب شتاب نگاشت های مناسب برای ارزیابی پاسخ غیرخطی قاب ها اهمیت دارد. با توجه به اینکه قاب های انتخابی این پژوهش از گروه سازه های SAC در شهر لس آنجلس می باشند، لذا شتاب نگاشت های استفاده شده در تحلیل تاریخچه زمانی، رکوردهای ارائه شده توسط کارگروه مهندسان سازه کالیفرنیا (SAC) [۲۳] می باشند. شتاب نگاشت های اصلاح شده منطبق بر طیف طرح آیین نامه NEHRP1997 [۲۴] متناسب با مود اول سازه برای سطوح خطر لرزه ای با احتمال وقوع ۱۰ درصد در ۵۰ سال (DBE) و ۲ درصد در ۵۰ سال (MCE) بر روی خاک سخت مقیاس شده اند. هر مجموعه از رکوردها شامل ۲۰ شتاب نگاشت است که در این پژوهش در هر مجموعه از شتاب نگاشت ها، ۷ رکورد که بیشترین جابجایی نسبی طبقات را برای قاب های ۳ و ۹ طبقه در حالت

1 National Earthquake Hazards Reduction Program

2 Design Base Earthquake

3 Maximum Considered Earthquake

بدون میراگر ایجاد کرده‌اند، انتخاب شدند. مشخصات این رکوردها، همراه ضریب مقیاس آن‌ها که دارای شدت، محتوای فرکانسی و مدت زمان متفاوتی برای نشان دادن تغییرپذیری منبع لرزه‌ای هستند در جدول‌های ۴ و ۵ ارائه شده است.

جدول ۴: مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخابی با سطح خطر DBE [۲۳]

Table 4: Specifications of the selected ground motion records for the DBE hazard level [23]

ردیف	رکورد	شتاب‌نگاشت	بزرگی (ریشتر)	فاصله (km)	ضریب مقیاس	مدت (ثانیه)	$PGA(in/sec^2)$
۱	LA09	Landers,1992	۷/۳	۲۵	۲/۱۷	۷۹/۹۸	۲۰۰/۷
۲	LA11	Loma Prieta,1989	۷	۱۲,۴	۱/۷۹	۳۹/۹۸	۲۵۶/۹
۳	LA15	Northridge,1994,Rinaldi	۶/۷	۷/۵	۰/۷۹	۱۴/۹۵	۲۰۶
۴	LA16	Northridge,1994,Rinaldi	۶/۷	۷/۵	۰/۷۹	۱۴/۹۵	۲۲۳/۹
۵	LA17	Northridge,1994,Sylmar	۶/۷	۶/۴	۰/۹۹	۵۹/۹۸	۲۱۹/۹
۶	LA18	Northridge,1994,Sylmar	۶/۷	۶/۴	۰/۹۹	۵۹/۹۸	۳۱۵/۵
۷	LA20	North Palm Spring 1986	۶/۷	۶	۲/۹۷	۵۹/۹۸	۳۸۰/۹

جدول ۵: مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخابی با سطح خطر MCE [۲۳]

Table 5: Specifications of the selected ground motion records for the MCE hazard level [23]

ردیف	رکورد	شتاب‌نگاشت	بزرگی (ریشتر)	فاصله (Km)	ضریب مقیاس	مدت (ثانیه)	$PGA(in/sec^2)$
۱	LA25	1994 Northridge	۶/۷	۷/۵	۱/۲۹	۱۴/۹۵	۳۳۵/۳
۲	LA26	1994 Northridge	۶/۷	۷/۵	۱/۲۹	۱۴/۹۵	۳۶۴/۳
۳	LA35	Elysian Park(simulated)	۷/۱	۱۱/۲	۱/۱	۲۹/۹۹	۳۸۳/۱
۴	LA36	Elysian Park(simulated)	۷/۱	۱۱/۲	۱/۱	۲۹/۹۹	۴۲۴/۹
۵	LA37	Palos Verdes(simulated)	۷/۱	۱/۵	۰/۹	۵۹/۹۸	۲۷۴/۷
۶	LA38	Palos Verdes(simulated)	۷/۱	۱/۵	۰/۹	۵۹/۹۸	۲۹۹/۷
۷	LA40	Palos Verdes(simulated)	۷/۱	۱/۵	۰/۸۸	۵۹/۹۸	۲۴۱/۴

۳-۲- مدل‌سازی قاب‌ها، طراحی میراگر تسلیمی و تعیین ابعاد و مشخصات

برای مدل‌سازی اعضای سازه، از المان تیر-ستون خطی و برای رفتار غیرخطی از فنرهای غیرخطی متمرکز در دو انتهای اعضا با مدل سه‌خطی ایبارا و کراوینکلر، اصلاح‌شده توسط Lignos [۲۵] استفاده گردید. این فنرها دارای طول صفر بوده و مشخصات رفتاری این المان‌ها بر اساس مصالح غیرخطی چندخطی (Bilin Material) تعریف می‌شوند. پس از مدل‌سازی قاب اصلی، قاب مجهز به میراگر

TADAS در نرم افزار OpenSees با همان مشخصات اعضای سازه مشابه حالت قاب بدون میراگر مدل سازی گردید. میراگر TADAS با فنر و تیر صلب بدون طول و با درصد سخت شوندگی ۲ درصد مدل سازی شد. ارتفاع میراگر با المانی با سختی نسبتاً زیاد مدل شده و رفتار نیرو-تغییر مکان میراگر به المان Zero Length اختصاص داده می شود. منحنی نیرو-تغییر مکان میراگر به صورت دوطبقی فرض شده، از مصالح Steel01 برای المان با طول صفر استفاده می شود. برای تعیین تعداد صفحات مثلثی، مدول الاستیسیته ورق ها برابر 2×10^6 کیلوگرم بر سانتی متر مربع و تنش تسلیم آن ها ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع در نظر گرفته می شود. مهاربندهای متصل به میراگر با المان محوری Truss مدل سازی شده اند و سطح مقطع آن ها با هدف شبیه سازی دقیق رفتار واقعی طراحی و به مدل تخصیص داده شده است. این مهاربندها به گونه ای طراحی شده اند که تحت حداکثر بار ناشی از میراگر، یا همان برش تسلیم میراگر، الاستیک باقی مانده و در فشار دچار کمانش نشوند و تسلیم آن ها در کشش قبل از تسلیم میراگر اتفاق نیفتد. برای تحقق این هدف، ظرفیت کمانش مهاربندها ۱/۵ برابر ظرفیت تسلیم میراگرها در نظر گرفته شده است. محل قرارگیری مجموعه میراگر و مهاربند در دهانه میانی طبقات بوده و میراگر بین مهاربند شورون و تیر طبقه بالایی قرار دارد. مشخصات میراگرهای مثلثی شکل برای سازه های ۳ و ۹ طبقه به ترتیب در جداول ۶ و ۷ ارائه شده است. به عنوان فرض اولیه برای طراحی میراگرها، در هر دو قاب، از ورق هایی از نوع فولاد ASTM-A36، با ابعاد ۳۰۰، ۵۰۰ و ۳۰ میلی متر (ارتفاع، عرض و ضخامت) استفاده شده است. تعداد ورق ها و سطح مقطع مهاربندها به گونه ای تعیین می شوند که حداقل مقادیر پیشنهادی برای دو پارامتر SR (نسبت مجموعه سختی مهاربند و میراگر به سختی قاب تنها) و B/D (نسبت سختی افقی مهاربند به سختی ورق های میراگر)، مطابق با توصیه ژیا و هانسون [۲۱] مقدار ۲ را تامین کنند سختی میراگرها متناسب با سختی هر طبقه طراحی شده و به منظور جلوگیری از ورود بادبندها به ناحیه خمیری، سختی بادبندها تقریباً ۲ برابر سختی میراگرها ($B/D=2$) انتخاب می گردد. با داشتن دو پارامتر از میان سختی اولیه میراگر، جابجایی تسلیم میراگر و نیروی تسلیم میراگر، پارامتر سوم به راحتی قابل تعیین خواهد بود. طبق رابطه (۱)، جابجایی تسلیم و سختی میراگر که وابسته به مشخصات پارامترهای میراگر هستند، با توجه به ثابت ماندن مشخصات هندسی ورق ها در تمامی طبقات، طبق رابطه مذکور به صورت زیر محاسبه می شوند:

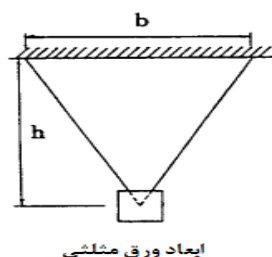
$$\Delta_y = \frac{F_y \times h^2}{E \times t} = \frac{24821126 \times 0.3^2}{2e10 \times 0.03} = 0.0037m = 3.7mm \quad (2)$$

$$K_{d(n=1)} = \frac{E \times b \times t^3}{6 \times h^3} = \frac{2e10 \times 0.5 \times 0.3^3}{6 \times 0.3^3} = 1666 \text{ ton/m} \quad (3)$$

جدول ۶: ابعاد میراگرهای طراحی شده برای قاب SAC3

Table 6: Dimensions of the designed dampers for the SAC3 frame

طبقة	ارتفاع ورق $h(mm)$	عرض ورق $b(mm)$	ضخامت ورق (mm)	تعداد ورق	سختی میراگر (ton / m)	مساحت مقطع مهاربند شورون (mm^2)
۱	۳۰۰	۵۰۰	۳۰	۱۰	۱۶۶۶۰	۱۳۹۴۰
۲	۳۰۰	۵۰۰	۳۰	۷	۱۱۶۶۲	۹۷۶۵
۳	۳۰۰	۵۰۰	۳۰	۵	۸۳۳۰	۶۹۷۴



شکل ۷: پارامترهای هندسی ورق مثلثی شکل میراگر TADAS

Figure 7: Geometric parameters of the triangular TADAS damper plate

جدول ۷: ابعاد میراگرهای طراحی شده برای قاب SAC9

Table 7: Dimensions of the designed dampers for the SAC9 frame

طبقه	ارتفاع ورق $h(mm)$	عرض ورق $b(mm)$	ضخامت ورق $t(mm)$	تعداد ورق	سختی میراگر (ton / m)	مساحت مقطع مهاربند شورون (mm^2)
۱	۳۰۰	۵۰۰	۳۰	۸	۱۳۳۲۸	۱۱۱۶۰
۲	۳۰۰	۵۰۰	۳۰	۸	۱۳۳۲۸	۱۱۱۶۰
۳	۳۰۰	۵۰۰	۳۰	۸	۱۳۳۲۸	۱۱۱۶۰
۴	۳۰۰	۵۰۰	۳۰	۵	۸۳۳۰	۶۹۷۴
۵	۳۰۰	۵۰۰	۳۰	۵	۸۳۳۰	۶۹۷۴
۶	۳۰۰	۵۰۰	۳۰	۵	۸۳۳۰	۶۹۷۴
۷	۳۰۰	۵۰۰	۳۰	۵	۸۳۳۰	۶۹۷۴
۸	۳۰۰	۵۰۰	۳۰	۳	۵۰۰۰	۴۱۸۵
۹	۳۰۰	۵۰۰	۳۰	۳	۵۰۰۰	۴۱۸۵
۱۰	۳۰۰	۵۰۰	۳۰	۳	۵۰۰۰	۴۱۸۵

۳-۳- مدل سازی قاب ها با میراگر تسلیمی به همراه اثرات اندرکنش خاک و سازه

در حالت سوم مدل سازی، قاب ها با مشخصات میراگرهای حالت دوم و با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه تحلیل شدند. در این بخش، برای مدل سازی سطح مشترک خاک - فونداسیون از مجموعه ای از فنرهای غیرخطی وینکلر استفاده می شود. با توجه به ابعاد و ارتفاع سازه ها، مشخصات نوع خاک در نظر گرفته شده و بر اساس میانگین خصوصیات ۳۰ متر بالایی لایه خاک، ابعاد فونداسیون های طراحی شده برای سازه های ۳ و ۹ طبقه در جدول ۸ آورده شده است. برای محاسبه سختی پی ها، باید میزان صلبیت پی نسبت به خاک زیرین با توجه به رابطه های (۲) و (۳)، به ترتیب برای پی های گسترده و نواری مشخص شود [۱۶]. بر این اساس، با توجه به ابعاد طراحی شده برای فونداسیون ها مطابق جدول ۶ و همچنین کنترل روابط (۴) و (۵)، پی ها در هر دو سازه نسبت به خاک زیرین خود عملکرد صلب دارند. با توجه به روابط ارائه شده در مرجع [۱۷] مطابق شکل ۱، برای مدل سازی رفتار غیرخطی خاک برای تعیین جابجایی خاک در نقطه تسلیم، و جابجایی خاک در نقطه ای با ۵۰ درصد از ظرفیت باربری خاک، جهت تعیین ظرفیت باربری پی های سطحی، از

رابطه اصلاح شده میرهوف به صورت رابطه (۶) استفاده گردید [۲۶]. مطابق پیشنهاد اکثر آیین‌نامه‌های طراحی برای سازه‌های واقعی، مقدار ضریب اطمینان باربری قائم $F_{SV} = ۳$ در نظر گرفته شده است.

$$K_{sv} \sum_{m=1}^5 \sum_{n=1}^5 \frac{\sin^2\left(\frac{m\pi}{2}\right) \sin^2\left(\frac{n\pi}{2}\right)}{\pi^4 D_f \left(\frac{m^2}{L^2} + \frac{n^2}{B^2}\right) K_{sv}} \leq 0.3 \quad K_{sv} = \frac{1.3G}{B(1-\nu)} \quad D_f = \frac{Et^3}{12(1-\nu_f)^2} \quad (۴)$$

$$\frac{E_f I_f}{l^4} < \frac{2}{3} K_{sv} B \quad (۵)$$

$$q_{ult} = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (۶)$$

در روابط (۵) و (۶)، l طول پی، I_f ممان اینرسی مقطع پی، E_f مدول الاستیسیته، q_{ult} ظرفیت باربری نهایی در واحد سطح پی، c چسبندگی خاک، γ وزن مخصوص خاک، B عرض پی عمود بر امتداد مورد بررسی، D_f عمق فونداسیون، $F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ ضرایب شکل، $F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ ضرایب عمق، $F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ ضرایب شیب بارگذاری و N_c, N_q, N_γ ضرایب مربوط به ظرفیت باربری پی هستند. تحقیقات آزمایشگاهی نشان داده است که به دلیل حرکت گهواره‌ای فونداسیون‌های سطحی، لبه‌های انتهایی فونداسیون تحت فشار بیشتری قرار می‌گیرند. در نتیجه، در این نواحی نیاز به سختی بیشتری نسبت به بخش‌های میانی فونداسیون وجود دارد. مطالعات پیشین نیز طول مناسب ناحیه انتهایی فونداسیون‌های صلب و پارامترهای مؤثر بر آن را تعیین کرده‌اند که در رابطه (۷) ارائه شده است

[۱۷]. همچنین از رابطه (۸) برای تعیین سختی الاستیک فنرهای وینکلر در ناحیه انتهایی و میانی، و از روابط (۹) و (۱۰) و (۱۱)، برای تعیین ضرایب سختی فنرهای قائم k_z و فنرهای افقی k_y و k_x برای حالت فونداسیون صلب استفاده می گردد [۲۷].

$$L_e = 0.5L - L \left(\frac{1 - C_{R-V}^K}{8} \right)^{1/3} \quad C_{R-V}^K = \frac{K_{\theta y} - \frac{K_z}{A} I_z}{K_{\theta y}} \quad (۷)$$

$$K_{mid} = \frac{K_z}{BL} \quad K_{end} = K_{mid} + C_{R-V}^K \frac{K_{\theta y}}{I_y} \quad (۸)$$

$$k_{z (vertical)} = \frac{GB}{1-\nu} \left[1.55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right] \quad (۹)$$

$$k_{x (horizontal)} = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right] \quad (۱۰)$$

$$k_{y (horizontal)} = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right] \quad (۱۱)$$

در روابط ارائه شده برای فونداسیون‌های سطحی ν, G, B, L به ترتیب نسبت پواسون خاک، مدول برشی خاک، عرض و طول پی می باشند. مطالعات انجام شده در روش BNWF نشان داده است که این روش به فاصله فنرها حساسیت قابل توجهی ندارد [۲۸]. بر این اساس، در این پژوهش فاصله فنرها در ناحیه میانی و انتهایی فونداسیون به ترتیب برای سازه ۳ طبقه ۲۰ سانتی‌متر و ۵ سانتی‌متر و برای سازه ۹ طبقه ۳۰ سانتی‌متر و ۱۰ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است. با توجه به طول دهانه‌ها و روابط ارائه شده برای محاسبه سختی و طول نواحی انتهایی و میانی، مقادیر مرتبط به این نواحی برای سازه‌های ۳ و ۹ طبقه مطابق جدول ۸ تعیین شده است.

جدول ۸: مشخصات خاک و ابعاد هندسی فونداسیون‌های قاب‌های ۳ و ۹ طبقه

Table 8: Soil properties and geometric dimensions of the foundations for the 3-story and 9-story frames

مشخصات خاک					
نوع خاک	وزن مخصوص kN / m^3	سرعت موج برشی m / s	ضریب الاستیسیته MPa	ضریب پواسون	مدول برشی MPa
۳	۱۸	۲۰۰	۲۱۸	۰/۴	۷۵
ابعاد فونداسیون (m)					
۳ طبقه	(ضخامت - عرض) نواری			(۱/۱-۱/۵)	
۹ طبقه	(ضخامت) گسترده			۲	

۴- آنالیز و ارزیابی پاسخ‌ها

رفتار دینامیکی قاب‌های مرجع در سه حالت قاب تنها (SAC)، حالت قاب با میراگر تسلیمی و بدون در نظر گرفتن اثرات اندرکنش (SAC/DAM) و حالت قاب با میراگر تسلیمی و با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه (SAC/DAM/SSI) در دو سطح خطر لرزه‌ای DBE و MCE، تحت شتاب‌نگاشت‌های منتخب پرداخته می‌شود. پاسخ قاب‌ها با متغیرهای جابه‌جایی نسبی طبقات، شتاب حداکثر طبقات، برش پایه و پی‌یود مودهای اول تا سوم ارزیابی شد تا تأثیر اندرکنش خاک و سازه در قاب‌های مجهز به میراگر تسلیمی در دو سطح خطر DBE و MCE مشخص گردد. با انجام تحلیل مودال در سه حالت مختلف برای قاب‌های ۳ و ۹ طبقه، مطابق جدول ۹، مشخص شد که افزودن میراگر تسلیمی به این قاب‌ها و در نتیجه افزایش سختی آن‌ها، پی‌یود مود اول قاب‌ها به ترتیب ۵۲ و ۴۶ درصد کاهش یافته است. همچنین در حالت سازه مجهز به میراگر و با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه، پی‌یود مود اول در قاب‌های سه و نه طبقه نسبت به حالت بدون میراگر، به ترتیب ۴۵ و ۳۹ درصد کاهش یافته است. با این حال، در مقایسه با حالت دوم (SAC/DAM)، دوره تناوب مود اول به ترتیب ۱۱ و ۱۳ درصد افزایش یافته است. اندرکنش خاک-سازه با کاهش سختی مؤثر سیستم سازه-فونداسیون-خاک، انعطاف‌پذیری را افزایش می‌دهد که در سازه‌های بلندتر مشهودتر است. این امر با افزایش پی‌یود می‌تواند نیروهای لرزه‌ای را کاهش دهد، اما جابه‌جایی‌های جانبی را افزایش می‌دهد. این تغییرات نیازمند بررسی دقیق در طراحی لرزه‌ای سازه است تا نیروها و تغییرمکان‌ها در محدوده‌های مجاز باقی بمانند و عملکرد سازه در برابر زلزله مطلوب باشد.

جدول ۹: دوره تناوب قاب‌های ۳ و ۹ طبقه در سه حالت مورد بررسی

Table 9: Fundamental periods of the 3-story and 9-story frames under the three investigated conditions

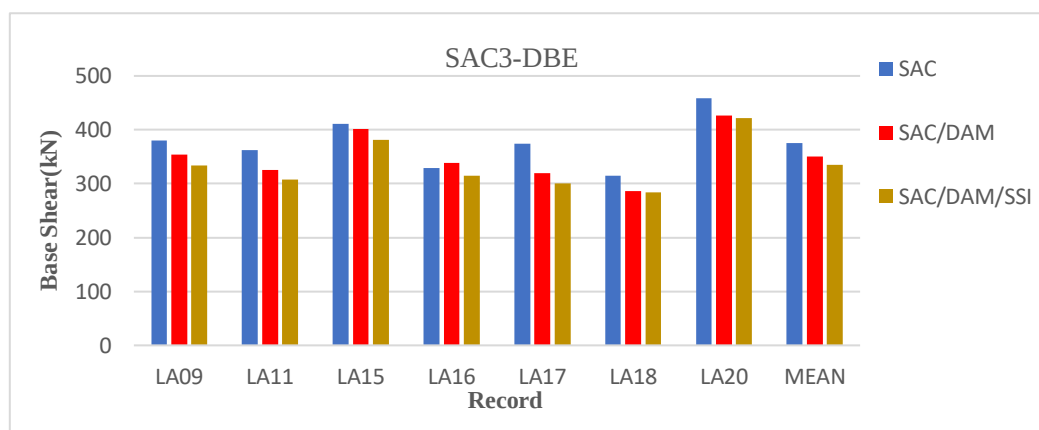
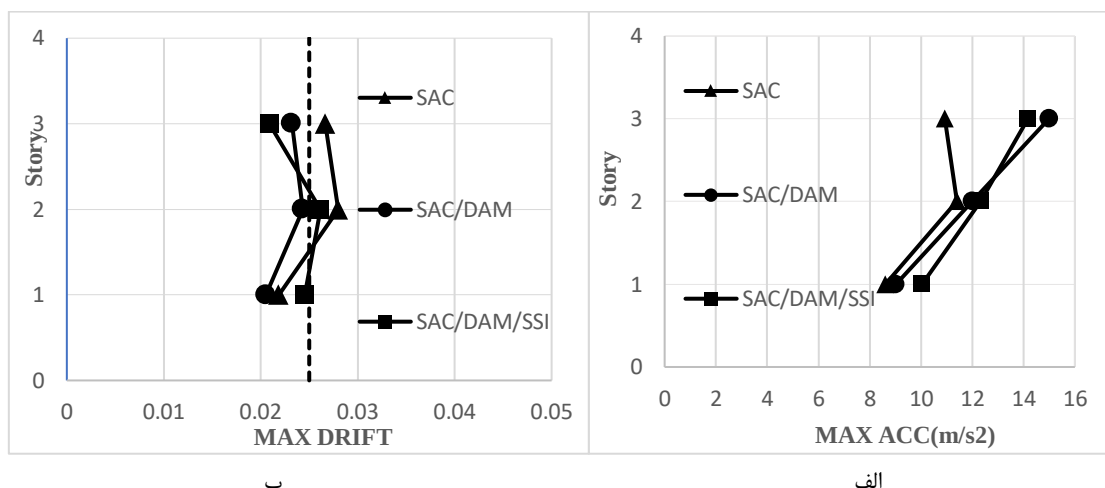
قاب		۳ طبقه			۹ طبقه	
case	SAC3	SAC3/DAM	SAC3/DAM/SSI	SAC9	SAC9/DAM	SAC9/SAM/SSI
Mode1	۱/۰۱	۰/۴۹	۰/۵۴	۲/۳۱	۱/۲۵	۱/۴۱
Mode2	۰/۳۱	۰/۱۸	۰/۱۹	۰/۷۹	۰/۴۴	۰/۴۴
Mode3	۰/۱۷	۰/۱۴	۰/۱۴	۰/۴۵	۰/۲۵	۰/۲۵

به منظور ارزیابی سطح عملکرد قاب‌ها، تحلیل دینامیکی تاریخیچه زمانی غیرخطی انجام شد. در این تحلیل، میانگین حداکثر جابجایی نسبی طبقات، حداکثر شتاب هر طبقه و حداکثر برش پایه برای هر یک از رکوردهای زلزله لس‌آنجلس در دو سطح خطر DBE و MCE محاسبه گردید. نتایج به‌دست‌آمده مطابق با شکل‌های ۸ تا ۱۱، با معیارهای استاندارد [۱۶] مقایسه شد. در این پژوهش، دو معیار پذیرش برای ایمنی جانی تحت زلزله طرح و آستانه فروریزش تحت زلزله حداکثر مورد انتظار به ترتیب با حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای معادل ۲/۵ درصد و ۵ درصد در نظر گرفته شده است.

۴-۱- بررسی قاب ۳ طبقه با سطح خطر لرزه‌ای DBE

بررسی نمودار شکل -الف، نشان می‌دهد که در قاب ۳ طبقه برای سطح خطر DBE، جابجایی نسبی طبقات ۲ و ۳ از میزان مجاز ۲/۵ درصد عبور کرده و سطح عملکرد ایمنی جانی تأمین نشده است. از این‌رو، تعبیه میراگر تسلیمی برای کاهش اثرات لرزه‌ای و ارضا نمودن جابجایی نسبی مجاز طبقات، ضروری به نظر می‌رسد. با افزودن میراگر TADAS در دهانه میانی تمامی طبقات، میزان حداکثر جابجایی نسبی طبقه دوم به مقدار ۰/۰۲۴ کاهش یافته و در نتیجه، سطح عملکرد ایمنی جانی برای این قاب تأمین شده است. از طرفی با لحاظ نمودن اثرات اندرکنش در قاب دارای میراگر تسلیمی، مطابق شکل ۸-الف، میزان جابجایی نسبی در طبقه دوم از مقدار مجاز

عبور کرده و سطح عملکرد ایمنی جانی تأمین نشده است. همچنین مطابق شکل ۸-ب، میزان شتاب حداکثر طبقه آخر با افزودن میراگر به قاب به میزان ۳۲ درصد نسبت به قاب بدون میراگر افزایش یافت که با لحاظ نمودن اثرات اندرکنش خاک و سازه برای طبقه سوم، اندکی تعدیل شده و به ۲۴ درصد رسیده است. در این حالت شتاب در طبقات اول و دوم، با وجود اثرات اندرکنش، افزایش زیادی نسبت به حالت اول و دوم ایجاد نکرده است. مطابق شکل ۸-ج، برش پایه در تمام رکوردها، جز رکورد LA16، با الحاق میراگر به طور متوسط ۷ درصد کاهش پیدا می‌کند. با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه، میزان کاهش برش پایه نسبت به قاب بدون میراگر برابر با ۱۱ درصد است. این نتیجه بیانگر تأثیر کاهنده اندرکنش خاک و سازه بر برش پایه قاب مجهز به میراگر تسلیمی می‌باشد.



شکل ۸: الف) نمودار میانگین جابجایی نسبی ماکزیمم طبقات قاب ۳ طبقه حالت DBE، ب) نمودار میانگین شتاب ماکزیمم طبقات قاب ۳ طبقه

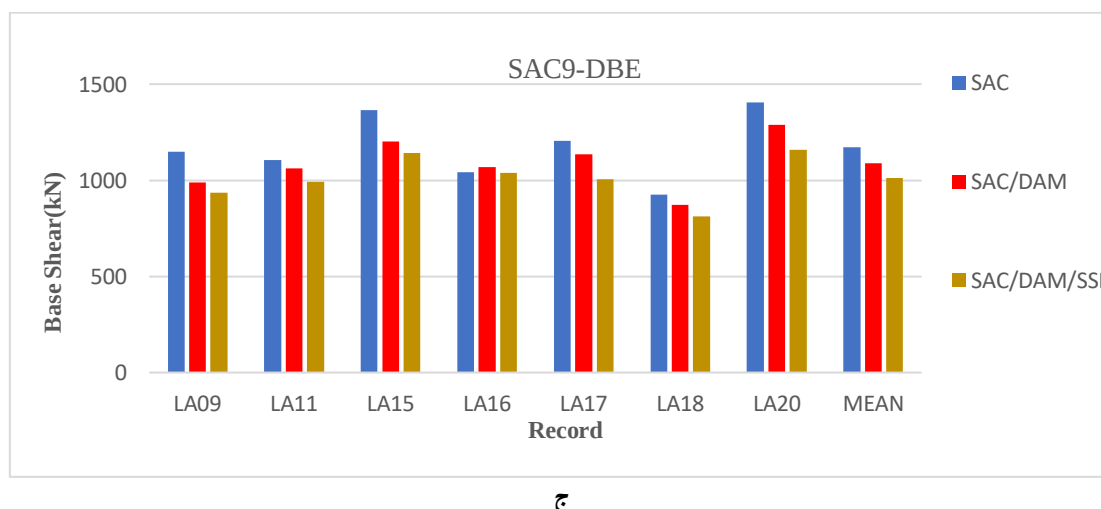
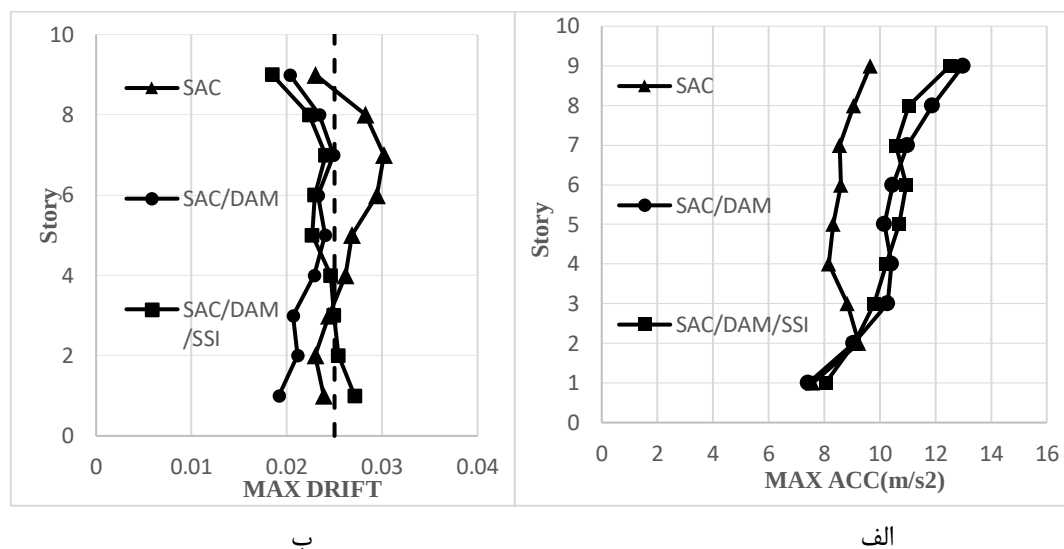
حالت DBE ج) نمودار مقایسه‌ای برش پایه ماکزیمم هر یک از رکوردها برای قاب ۳ طبقه حالت DBE

Figure 8: (a) Mean maximum interstory drift of the 3-story frame under DBE, (b) mean maximum floor acceleration of the 3-story frame under DBE, (c) comparison of maximum base shear for each record in the 3-story frame under DBE

۴-۲- بررسی قاب ۹ طبقه با سطح خطر لرزه‌ای DBE

با توجه به نمودار شکل ۹-الف، میزان جابجایی نسبی در طبقات میانی قاب ۹ طبقه تحت شتابنگاشت‌های داده شده از حد مجاز فراتر رفته است. با نصب میراگر تسلیمی در دهانه میانی تمام طبقات، جابجایی نسبی حداکثر در طبقه هفتم به ۰/۰۲۴ محدود شده، سطح عملکرد مطلوب تأمین گردیده و توزیع جابجایی نسبی یکنواخت‌تر شده است. در حالت اندرکنش خاک و سازه، تحلیل‌ها نشان می‌دهند که جابجایی نسبی طبقات زیرین از حد مجاز بیشتر بوده و اثرات اندرکنش در طبقات پایینی قابل توجه است. اندرکنش خاک-سازه انعطاف‌پذیری سیستم سازه-پی-خاک را افزایش داده و انتقال نیروهای اینرسی از فونداسیون به طبقات بالایی را با تأخیر مواجه می‌کند. این امر موجب می‌شود که در طبقات میانی و بالایی قاب‌های بلند، تغییر مکان نسبی تحت اثر بارهای لرزه‌ای، دچار تغییرات ناهمگن شود و بر یکنواختی توزیع جابجایی تأثیر منفی بگذارد. برای بهبود این توزیع، بهینه‌سازی مکان و تعداد میراگرها به‌ویژه در طبقات پایینی، استفاده از سیستم‌های ترکیبی کنترل لرزه‌ای و افزایش سختی فونداسیون پیشنهاد می‌گردد. بر اساس شکل ۹-ب، با اضافه نمودن میراگر تسلیمی، میزان افزایش شتاب طبقه نهم نسبت به حالت بدون میراگر ۳۵ درصد می‌باشد. با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه شتاب طبقه نهم کاسته شده و به مقداری کمتر از حالت با میراگر در طبقه نهم می‌رسد. نتایج تحلیل شتاب برای قاب میان‌مرتبه در سطح خطر DBE نشان داد که میزان افزایش شتاب در طبقات زیرین در حالت‌های دوم و سوم نسبت به حالت اول تغییر قابل ملاحظه‌ای ندارد، اما اثرات اندرکنش و میراگر تسلیمی در طبقات میانی و بالایی مشهود است. مطابق شکل ۹-ج، برش

پایه قاب ۹ طبقه با افزودن میراگر، به جز رکورد LA16، به طور متوسط ۸ درصد کاهش می‌یابد. با لحاظ اندرکنش، کاهش برش پایه نسبت به حالت بدون میراگر به ۱۴ درصد می‌رسد که نشان‌دهنده تأثیر مضاعف اندرکنش در کاهش برش پایه است.



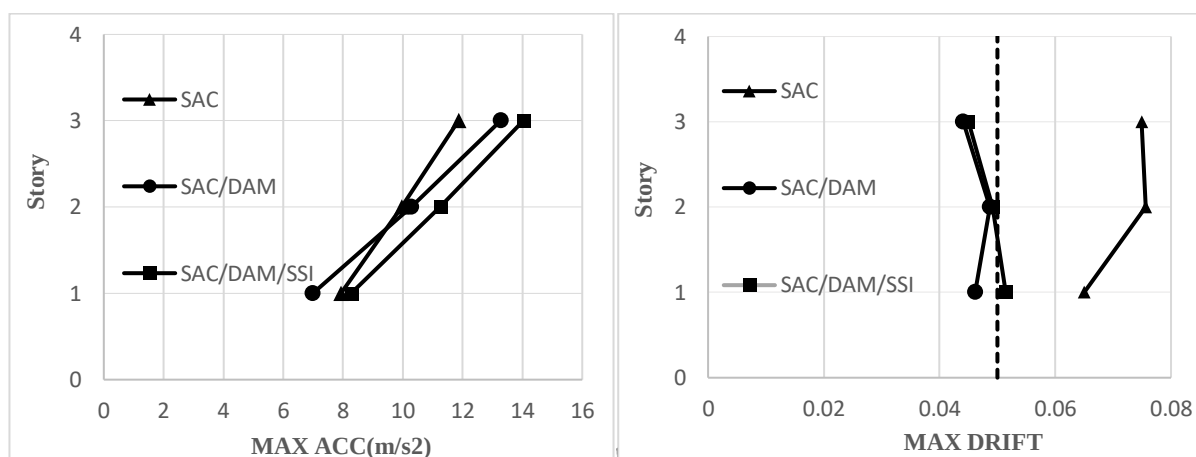
شکل ۹: الف) نمودار میانگین جابجایی نسبی ماکزیمم طبقات قاب ۹ طبقه حالت DBE، ب) نمودار میانگین شتاب ماکزیمم طبقات قاب ۹ طبقه حالت DBE، ج) نمودار مقایسه‌ای برش پایه ماکزیمم هر یک از رکوردها برای قاب ۹ طبقه حالت DBE

Figure 9: (a) Mean maximum interstory drift of the 9-story frame under DBE, (b) mean maximum floor acceleration of the 9-story frame under DBE, (c) comparison of maximum base shear for each record in the 9-story frame under DBE

۳-۴- بررسی قاب ۳ طبقه با سطح خطر لرزه‌ای MCE

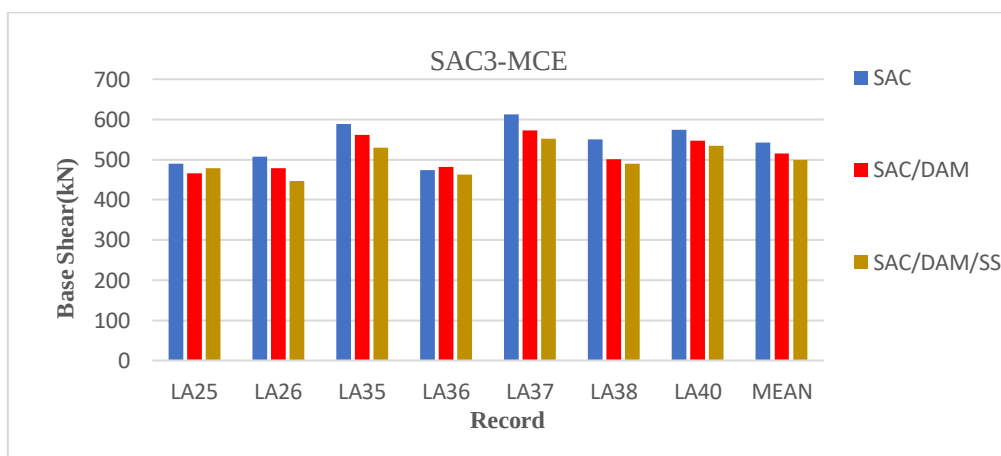
برای حالت MCE در قاب ۳ طبقه مطابق نمودار شکل ۱۰-الف مشخص گردید که این قاب برای شتاب‌نگاشت‌های مورد نظر در تمامی طبقات مقدار جابجایی نسبی مجاز ۰/۰۵ را ارضا نکرده است و لذا با اضافه نمودن میراگر با مشخصات حالت BDE به این قاب

میزان جابجایی نسبی حداکثر در طبقه دوم به مقدار ۰/۰۰۴۹ رسیده و مقدار مجاز را ارضا نمود. با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه، میزان جابجایی نسبی در طبقه اول از حد مجاز ۰/۰۰۵ عبور نموده که نشان‌دهنده تأثیر اندرکنش در طبقات پایین است. مطابق شکل ۱۰-ب، شتاب طبقه سوم در حالت‌های با میراگر و با میراگر و اندرکنش، به ترتیب ۱۳ و ۱۹ درصد نسبت به حالت بدون میراگر افزایش یافت. در سطح خطر MCE، شتاب مطلق طبقات بالایی با وجود میراگر تسلیمی و اثرات اندرکنش نسبت به حالت بدون میراگر افزایش پیدا می‌کند. مطابق شکل ۱۰-ج، افزودن میراگر به قاب، در سطح خطر MCE برش پایه را به طور متوسط ۵ درصد نسبت به قاب بدون میراگر کاهش داد. همچنین با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش، برش پایه نسبت به قاب بدون میراگر کاهش ۸ درصدی نشان می‌دهد.



ب

الف



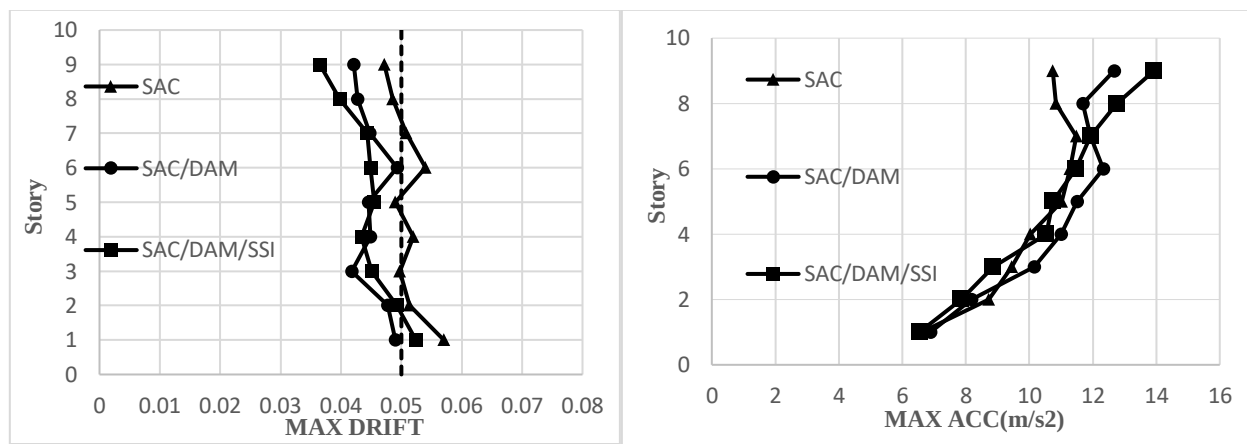
ج

شکل ۱۰: الف) نمودار میانگین جابجایی نسبی ماکزیمم طبقات قاب ۳ طبقه حالت MCE، ب) نمودار میانگین شتاب ماکزیمم طبقات قاب ۳ طبقه حالت MCE، ج) نمودار مقایسه‌ای برش پایه ماکزیمم هر یک از رکوردها برای قاب ۳ طبقه حالت MCE

Figure 10: (a) Mean maximum interstory drift of the 3-story frame under MCE, (b) mean maximum floor acceleration of the 3-story frame under MCE, (c) comparison of maximum base shear for each record in the 3-story frame under MCE

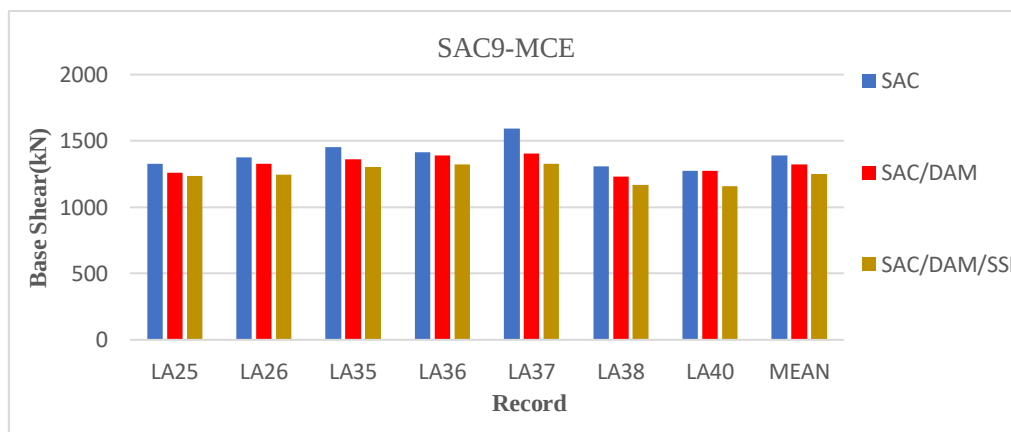
۴-۴- بررسی قاب ۹ طبقه با سطح خطر لرزه‌ای MCE

در بررسی قاب ۹ طبقه، مطابق شکل ۱۱-الف، جابجایی نسبی در طبقات پایینی و میانی از حد مجاز فراتر می‌رود. با تعبیه مناسب میراگر در دهانه میانی قاب، جابجایی نسبی حداکثر در طبقات اول و ششم به محدوده استاندارد مجاز کاهش یافت. با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه، جابجایی نسبی، به جز طبقه اول، در سایر طبقات در محدوده مجاز باقی ماند. مطابق شکل ۱۱-ب، بررسی شتاب طبقات در قاب ۹ طبقه برای سطح خطر لرزه‌ای MCE نشان داد که با افزودن میراگر به قاب، شتاب در طبقات میانی و بالایی افزایش می‌یابد. این افزایش شتاب در ترازهای عمده ناشی از توزیع نامتقارن نیروها پس از نصب میراگر تسلیمی است. اندرکنش خاک و سازه نیز شتاب حداکثر طبقات بالایی را تشدید کرد و شرایط کنترلی سخت‌گیرانه‌تری را در این نواحی ایجاد نمود. این موضوع بر لزوم توجه دقیق به اثرات اندرکنش خاک و سازه در طراحی لرزه‌ای سازه‌های مجهز به میراگر تسلیمی تأکید دارد تا از رفتار نامطلوب در ترازهای بالایی سازه‌های متوسط جلوگیری شود. مطابق شکل ۱۱-ج، برش پایه در سطح خطر MCE با افزودن میراگر تسلیمی ۵ درصد و با احتساب اندرکنش خاک و سازه ۱۰ درصد نسبت به قاب بدون میراگر کاهش نشان داد.



ب

الف



ج

شکل ۱۱: الف) نمودار میانگین جابجایی نسبی ماکزیمم طبقات قاب ۹ طبقه حالت MCE، ب) نمودار میانگین شتاب ماکزیمم طبقات قاب ۹ طبقه حالت MCE، ج) نمودار مقایسه‌ای برش پایه ماکزیمم هر یک از رکوردها برای قاب ۹ طبقه حالت MCE

Figure 11: (a) Mean maximum interstory drift of the 9-story frame under MCE, (b) mean maximum floor acceleration of the 9-story frame under MCE, (c) comparison of maximum base shear for each record in the 9-story frame under MCE

جدول ۱۰ به منظور ارائه یک جمع‌بندی کمی از نتایج تحلیل‌ها در شرایط مختلف سازه‌ای و لرزه‌ای تدوین شده است تا امکان مقایسه جامع پاسخ‌های لرزه‌ای قاب‌های مورد بررسی فراهم شود. در این جدول تغییرات پارامترهای کلیدی، از جمله جابجایی نسبی، شتاب حداکثر طبقات و برش پایه در حالت‌های مختلف، شامل تأثیر اندرکنش خاک-سازه و الحاق میراگر تسلیمی، نشان داده شده است. ارائه این داده‌ها موجب درک دقیق‌تر روندهای رفتاری سیستم‌های مقاوم‌سازی شده و نقش اندرکنش خاک-سازه در عملکرد لرزه‌ای سازه‌های مجهز به میراگر تسلیمی را شفاف‌تر می‌سازد. نتایج این جدول نشان می‌دهد که استفاده از میراگر تسلیمی TADAS به کاهش جابجایی نسبی طبقات و برش پایه منجر شده است، اما در برخی موارد، شتاب طبقات را افزایش داده است. علاوه بر این، اندرکنش خاک-سازه کارایی میراگرها را در کاهش جابجایی نسبی تحت تأثیر قرار داده و در برخی شرایط، منجر به افزایش شتاب طبقات شده است. در مجموع، اندرکنش خاک-سازه تأثیر بیشتری بر افزایش شتاب در قاب ۹ طبقه دارد، در حالی که اثر آن بر کاهش برش پایه در این سازه نسبت به قاب ۳ طبقه مشهودتر است.

جدول ۱۰: مقایسه پاسخ‌های قاب‌های ۳ و ۹ طبقه در سه حالت مختلف در دو سطح خطر DBE و MCE

Table 10: Comparison of responses of the 3- and 9-story frames under three different conditions at DBE and MCE hazard levels

درصد تغییر برش پایه %	برش پایه (kN)	درصد حداکثر شتاب طبقات %	شتاب حداکثر طبقات (m/s ²)	درصد تغییر جابجایی نسبی %	جابجایی نسبی حداکثر	حالت تحلیل	قاب	سطح خطر
-	۳۷۵	-	۱/۱۶	-	۰/۰۲۸	SAC3	۳	DBE
-۷	۳۵۰	۳۲	۱/۵۳	-۱۱	۰/۰۲۵	SAC3/DAM		
-۱۱	۳۳۵	۲۴	۱/۴۴	-۷	۰/۰۲۶	SAC3/DAM/SSI		
-	۵۴۲	-	۱/۲۰	-	۰/۰۷۶	SAC3	۳	MCE
-۵	۵۱۵	۱۳	۱/۳۵	-۳۶	۰/۰۴۹	SAC3/DAM		
-۸	۴۹۹	۱۹	۱/۴۳	-۳۳	۰/۰۵۱	SAC3/DAM/SSI		
-	۱۱۷۷	-	۰/۹۸	-	۰/۰۳۰	SAC9	۹	DBE
-۸	۱۰۸۸	۳۵	۱/۳۲	-۱۷	۰/۰۲۵	SAC9/DAM		
-۱۴	۱۰۱۱	۳۰	۱/۲۷	-۱۰	۰/۰۲۷	SAC9/DAM/SSI		
-	۱۳۹۱	-	۱/۱۷	-	۰/۰۵۷	SAC9	۹	MCE
-۵	۱۳۲۱	۱۰	۱/۲۹	-۱۲	۰/۰۵۰	SAC9/DAM		
-۱۰	۱۲۵۲	۲۱	۱/۴۲	-۹	۰/۰۵۲	SAC9/DAM/SSI		

۵- نتیجه‌گیری

میراگرهای تسلیمی TADAS با اتلاف انرژی ورودی به سازه، نقش مؤثری در بهبود رفتار لرزه‌ای آن ایفا می‌کنند. در این پژوهش، قاب‌های فولادی ۳ و ۹ طبقه که تحت شتاب‌نگاشت‌های منطقه لس‌آنجلس نتوانستند معیارهای جابجایی نسبی مجاز را در سطوح عملکرد مختلف برآورده کنند، با افزودن میراگرهای تسلیمی در دهانه میانی، موفق به کاهش جابجایی نسبی طبقات و دستیابی به سطح عملکرد مطلوب شدند. با این حال، در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه تأثیرات متفاوتی بر پارامترهای لرزه‌ای داشت. در ادامه ضمن در نظر گرفتن انعطاف‌پذیری خاک زیر فونداسیون، مشخص شد که اثرات اندرکنش خاک-سازه در برخی موارد باعث کاهش عملکرد

بهینه میراگرها می‌شود این اثر به‌ویژه در پارامترهای جابجایی نسبی و شتاب طبقات، تحت سطوح مختلف خطر زلزله، به‌وضوح مشاهده شد. نتایج این تحقیق نشان داد در قاب‌های دارای میراگر تسلیمی، تفاوت پریودهای ارتعاشی در حالت صلب و انعطاف‌پذیر بیشتر شده، که نشان‌دهنده افزایش اثر اندرکنش در سازه‌های بلندتر است. اثرات اندرکنش خاک-سازه در قاب‌های بلند به دلیل افزایش انعطاف‌پذیری سیستم بیشتر است. این تفاوت می‌تواند بر توزیع جابجایی نسبی، شتاب طبقات و برش پایه تأثیر بگذارد. نتایج این پژوهش نشان داد، در هر دو قاب اثرات اندرکنش در طبقات پایینی در میزان افزایش جابجایی نسبی در هر دو سطح خطر برای قاب‌های بهسازی شده قابل ملاحظه است. همچنین در قاب ۳ طبقه در سطح خطر MCE، میزان افزایش شتاب طبقه سوم در حالت‌های با میراگر و با میراگر و اندرکنش نسبت به حالت بدون میراگر به ترتیب ۱۳ و ۱۹ درصد می‌باشد. همچنین در سطح خطر DBE، میزان افزایش شتاب طبقه سوم در حالت‌های با میراگر و با میراگر و اندرکنش نسبت به حالت بدون میراگر به ترتیب ۳۲ و ۲۴ درصد می‌باشد. به طور کلی در هر دو قاب، و برای هر دو سطح خطر، اندرکنش خاک-سازه باعث کاهش تأثیر میراگرهای تسلیمی بر کاهش جابجایی نسبی در طبقات پایینی و همچنین کاهش شتاب در طبقات بالایی می‌شود. الحاق میراگر تسلیمی موجب افزایش سختی سازه و کاهش برش پایه در هر دو قاب می‌شود. همچنین، اندرکنش خاک-سازه با افزایش میرایی سیستم، این کاهش را تشدید می‌کند. برای قاب ۹ طبقه کاهش برش پایه با الحاق میراگر و لحاظ نمودن اثرات اندرکنش نسبت به قاب بدون میراگر به ترتیب برای سطح خطر DBE، ۱۴ درصد و برای سطح خطر MCE، ۱۰ درصد می‌باشد. برای قاب ۳ طبقه کاهش برش پایه با الحاق میراگر و لحاظ نمودن اثرات اندرکنش نسبت به قاب بدون میراگر به ترتیب برای سطح خطر DBE، ۱۱ درصد و برای سطح خطر MCE، ۸ درصد می‌باشد. الحاق میراگر تسلیمی، علاوه بر کاهش جابه‌جایی نسبی طبقات، منجر به توزیع یکنواخت‌تر جابه‌جایی نسبی در طبقات می‌شود که به نوبه خود نیاز به شکل‌پذیری موضعی را کاهش داده و عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها را بهبود می‌بخشد. با این حال، یکنواختی تغییرمکان نسبی طبقات در قاب‌های بهسازی‌شده، به ویژه در سازه‌های بلندتر، با در نظر گرفتن تأثیر اندرکنش خاک-سازه مجدداً تحت تأثیر قرار می‌گیرد و از بین می‌رود. در قاب‌های بلند، اثرات اندرکنش خاک-سازه منجر به تغییر در توزیع سختی، جرم، و مدهای ارتعاشی سازه می‌شود. این تغییرات به‌همراه تأثیر رفتار غیرخطی خاک و تغییرمکان نسبی در پی، به طور مستقیم بر توزیع جابجایی نسبی طبقات تأثیر گذاشته و یکنواختی آن را مختل می‌کند. از محدودیت‌های این مطالعه، بررسی تعداد محدودی از قاب‌های خمشی فولادی و نوع خاصی از خاک‌ها می‌باشد. لذا بررسی قاب‌هایی با ارتفاع‌های مختلف و مشخصات هندسی متنوع، همراه با تحلیل اندرکنش خاک-سازه در خاک‌های گوناگون و بهینه‌سازی پارامترهای میراگرها، می‌تواند دیدگاه جامع‌تری نسبت به اثرات اندرکنش خاک-سازه بر عملکرد میراگرهای TADAS ارائه دهد. نتایج این پژوهش بر ضرورت در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه در تحلیل لرزه‌ای سازه‌های مجهز به میراگر تسلیمی تأکید دارد، زیرا این اثرات می‌توانند عملکرد واقعی سازه را تحت تأثیر قرار داده و منجر به تغییرات قابل‌ملاحظه‌ای در پاسخ‌های لرزه‌ای شوند. بر همین اساس، پیشنهاد می‌شود که در طراحی میراگرهای تسلیمی استفاده از روش‌های بهینه‌سازی فراابتکاری با توابع هدف متنوع، برای بهینه‌سازی پارامترهای میراگرها و جانمایی مناسب آن‌ها انجام شود. این امر می‌تواند به بهبود عملکرد میراگرها، کاهش هزینه‌ها و افزایش بهره‌وری سازه کمک کند. با این حال، این امر نیازمند افزایش حجم محاسبات و پیچیدگی مدل‌سازی عددی است.

۶- تشکر و قدردانی

۷- فهرست علائم

Assessment of Soil-Structure Interaction on Steel Effects Moment Frames Retrofitted with TADAS Yielding Dampers

Omid Pouresmaeil Janbaz^a, Abbas Haghollahi^{b1}, Saeed Ghaffarpour Jahromi^c

^a PhD candidate ,Civil Engineering Department, Shahid Rajaei Teacher Training University, Tehran, Iran

^b Associate Professor ,Civil Engineering Department, Shahid Rajaei Teacher Training University, Tehran, Iran

^c Associate Professor ,Civil Engineering Department, Shahid Rajaei Teacher Training University, Tehran, Iran

ABSTRACT

TADAS yielding dampers are among the most widely used passive energy dissipation devices for enhancing the seismic performance of structures. However, the dynamic behavior of structures can be significantly influenced by soil flexibility and the energy dissipation capacity of the soil–structure system, potentially affecting the effectiveness of these dampers under seismic loading. This study investigates the combined effects of soil–structure interaction (SSI) and TADAS yielding dampers on the seismic response of 3-story and 9-story steel moment-resisting frames. Three soil conditions and two seismic hazard levels—Design Basis Earthquake (DBE) and Maximum Considered Earthquake (MCE)—are considered. The performance is evaluated through nonlinear time history analysis based on critical parameters such as fundamental period, interstory drift, peak floor acceleration, and base shear. The results reveal that the inclusion of TADAS dampers significantly reduces the fundamental period of both short and mid-rise frames. However, incorporating SSI tends to increase the period again due to reduced system stiffness. While dampers increase floor accelerations—especially in upper and middle stories—SSI effects further amplify this at MCE levels but slightly mitigate it at DBE levels. Moreover, SSI tends to increase interstory drifts in the lower stories while dampers help reduce base shear across both frames. These findings underscore the importance of incorporating SSI in seismic design to realistically assess damper efficiency and overall structural performance.

KEYWORDS:

Soil-Structure Interaction, TADAS Yielding Damper, Steel Moment Frame, Time-History Analysis, Seismic Hazard Level

¹ Corresponding Author: Email: haghollahi@sru.ac.ir

- [1] I.D. Aiken, D.K. Nims, A.S. Whittaker, J.M. Kelly, Testing of Passive Energy Dissipation Systems, *Earthquake Spectra*, 9(3) (1993) 335-370.
- [2] H. Shakib, G.R. Atefatdoost, Effect of Soil-Structure Interaction on Torsional Response of Asymmetric Wall Type Systems, *Procedia Engineering*, 14 (2011) 1729-1736.
- [3] B. Ganjavi, S.R. Mousavi, Influence of frequency-dependent dynamic soil stiffness and interacting parameters on elastic and inelastic response of soil-structure systems, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 5(4) (2019) 57-75.
- [4] I. Venanzi, D. Salciarini, C. Tamagnini, The effect of soil–foundation–structure interaction on the wind-induced response of tall buildings, *Engineering Structures*, 79 (2014) 117-130.
- [5] Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.
- [6] J.M. Kelly, R.I. Skinner, A.J. Heine, Mechanisms of energy absorption in special devices for use in earthquake resistant structures, *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 5(3) (1972) 63-88.
- [7] S.H. Sanati, A. Karamodin, Optimum seismic design of frame structures with and without metallic yielding dampers considering life-cycle cost, *Journal of Building Engineering*, 76 (2023) 107335.
- [8] A. Akbari Hamed, S.F. Mortazavi, M. Saeidzadeh, Evaluation of the seismic performance of structures equipped with novel multi-level TADAS dampers, *Asian Journal of Civil Engineering*, 24(4) (2023) 969-988.
- [9] H. Labibi, M. Gerami, M. Hosseini, Proposing an Energy Absorber Component with Axial Behavior to Improve the Seismic Performance of Diagonal Braced Structures, *Modares Civil Engineering journal*, 23(1) (2023) 105-118.
- [10] M. Ortega, D. Lopez-Garcia, G. Fernandois, Optimal properties of hysteretic dampers to minimize peak floor accelerations in multi-story buildings subjected to earthquakes, *Structures*, 70 (2024) 107862.
- [11] O. Araz, K.F. Ozturk, T. Cakir, Effect of Soil-Structure Interaction on Story Acceleration Response of a High-Rise Building, *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 61(1) (2024) 42-48.
- [12] Y. Wu, M. Zhao, Z. Gao, X. Du, Seismic performance analysis of structure equipped with tuned mass dampers considering nonlinear soil-structure interaction effects, *Structures*, 63 (2024) 106425.
- [13] M. Ahmadi, M. Ebadi-Jamkhaneh, Seismic Upgrading of Existing Steel Buildings Built on Soft Soil Using Passive Damping Systems, *Buildings*, 13(7) (2023) 1587.
- [14] S.F. Fathizadeh, V.A. R., M.R. and Banan, Considering soil–structure interaction effects on performance-based design optimization of moment-resisting steel frames by an engineered cluster-based genetic algorithm, *Engineering Optimization*, 53(3) (2021) 440-460.
- [15] S. Sanghai, P. Pawade, Performance evaluation of friction dampers for building with soil-structure interaction, *Materials Today: Proceedings*, 60 (2022) 194-210.
- [16] Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.
- [17] C.W. Harden, T.C. Hutchinson, Beam-on-Nonlinear-Winkler-Foundation Modeling of Shallow, Rocking-Dominated Footings, *Earthquake Spectra*, 25(2) (2009) 277-300.
- [18] P. Raychowdhury, S. Ray-Chaudhuri, Seismic response of nonstructural components supported by a 4-story SMRF: Effect of nonlinear soil–structure interaction, *Structures*, 3 (2015) 200-210.
- [19] R.W. Boulanger, C.J. Curras, B.L. Kutter, D.W. Wilson, A. Abghari, Seismic Soil-Pile-Structure Interaction Experiments and Analyses, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(9) (1999) 750-759.
- [20] K.-C. Tsai, H.-W. Chen, C.-P. Hong, Y.-F. Su, Design of Steel Triangular Plate Energy Absorbers for Seismic-Resistant Construction, *Earthquake Spectra*, 9(3) (1993) 505-528.
- [21] C. Xia, R.D. Hanson, Influence of ADAS Element Parameters on Building Seismic Response, *Journal of Structural Engineering*, 118(7) (1992) 1903-1918.
- [22] S.A.C.J. Venture, State of the art report on systems performance of steel moment frames subject to earthquake ground shaking, FEMA 355C, (2000).
- [23] P.G. Somerville, N.F. Smith, R.W. Graves, N.A. Abrahamson, Modification of Empirical Strong Ground Motion Attenuation Relations to Include the Amplitude and Duration Effects of Rupture Directivity, *Seismological Research Letters*, 68(1) (1997) 199-222.
- [24] P. National Earthquake Hazards Reduction, Recommended Provisions for Seismic Regulation for New Buildings and Other Structures, 1997 Edition, Part 1-Provisions, Part 2-Commentary, FEMA 302, (1998).
- [25] D.G. Lignos, A.R. Hartloper, A. Elkady, G.G. Deierlein, R. Hamburger, Proposed Updates to the ASCE 41 Nonlinear Modeling Parameters for Wide-Flange Steel Columns in Support of Performance-Based Seismic Engineering, *Journal of Structural Engineering*, 145(9) (2019) 04019083.
- [26] Numerical models for analysis and performance-based design of shallow foundations subjected to seismic loading, in: S. Gajan (Ed.), *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, Berkeley, Calif. :, 2008.
- [27] D.C. Rai, A generalized method for seismic evaluation of existing buildings, *Current Science*, 94(3) (2008) 363-370.

[28] B. Madani, F. Behnamfar, H. Tajmir Riahi, Dynamic response of structures subjected to pounding and structure–soil–structure interaction, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 78 (2015) 46-60.