

فهرست مطالب

- پایش میزان تغییرات عمودی سطح زمین با استفاده از تکنیک تداخل سنجی راداری و سری زمانی باند C: مطالعه موردی: بخش باختری فرازمین شتری (خاور طیس) _____ ۱
- راضیه عباس پور، سید مرتضی موسوی، محمدمهدی خطیب و احمد رشیدی _____ ۱
- پاسخ لرزه‌ای عوارض توپوگرافی دو بعدی نیم‌سینوسی متقارن و نامتقارن در برابر امواج مهاجم قائم SV نیلوفر بابا آدم، علی ارومیه‌ای، عبدالله سهرابی بیدار، ابراهیم حق‌شناس و شهرام مقامی _____ ۱۹
- اثر مؤلفه دورانی شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای حوزه نزدیک گسل بر رفتار دیوارهای پایه گهواره‌ای مرکزگرا اسماعیل محمدی ده‌چشمه و وحید بروجرדיان _____ ۳۷
- تحلیل هیستریزیس و لرزه‌ای مهاربندهای کماتش‌ناپذیر خودبازگشتی به همراه تاندون‌های پلیمری در قاب‌های فولادی سعید قشلاقی و فریبرز ناطقی‌الهی _____ ۵۷
- تأثیر مؤلفه‌های دورانی شکل‌های مودی در شناسایی آسیب سازه‌های سه‌بعدی زهرا تورنگ و امید بهار _____ ۷۷
- محاسبه فرکانس‌های طبیعی تیرهای دو بعدی خمشی منشوری دارای جرم و الاستیسیته گسترده با استفاده از روشی ابتکاری مسعود محمودآبادی، سید محمدرضا حسنی و بابک تقوی _____ ۹۵
- نقش میان‌قاب‌ها در ساختمان‌های متداول دارای طراحی لرزه‌ای و مدل‌سازی سه‌بعدی سروش نودهی و سید مهدی زهرایی _____ ۱۱۱
- ارزیابی رفتار لرزه‌ای ساختمان خسارت محدود بتنی مجهز به دیوارهای برشی بتنی دارای حرکت گهواره‌ای محسن رستمی، زینب ولی‌پوری، فاطمه گرجی سینکی و عبدالرضا سروقد مقدم _____ ۱۳۱
- مطالعات تحلیلی رفتار لرزه‌ای پل‌های تیر و دال بتنی چند دهانه با سیستم دال پیوند اکبر واتقی و مهدی پورنداف حقی _____ ۱۴۱
- تکمیل پایگاه داده‌ی تنش در مکران با نگرشی بر سازوکارهای کانونی زمین‌لرزه‌های منطقه (یادداشت پژوهشی) شاهرخ پوربیرانوند _____ ۱۵۳
- چکیده‌های مبسوط انگلیسی _____ ۱۷۶

صاحب امتیاز: پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
مدیر مسئول: دکتر محمدکاظم جعفری

سرمدبیر: دکتر محمد تاتار

هیئت تحریریه: دکتر مرتضی اسکندری قادی، دکتر مرتضی بسطامی، دکتر سیدبهرام بهشتی‌اول، دکتر محمد تاتار، دکتر محمدکاظم جعفری، دکتر مسعود حاجی‌علیلوی بناب، دکتر بهرخ حسینی‌هاشمی، دکتر محمد خان محمدی، دکتر مهدی زارع، دکتر حمید زعفرانی، دکتر مهدی زهرایی، دکتر فرج‌اله عسکری، دکتر محمدرضا قائم‌مقامیان، دکتر محسن قائمیان، دکتر عباس قلندرزاده، دکتر علی قنبری، دکتر محمدرضا قیطانچی، دکتر محسن کمالیان، دکتر بابک منصوری

داوران این شماره: دکتر فرهاد بهنام‌فر، دکتر مهدی پنجی، دکتر حسین جهانخواه، دکتر محمود حسینی، دکتر نوید رهگذر، دکتر مهدی زارع، دکتر حمید زعفرانی، دکتر آرام سروشیان، دکتر عباس سیوندی‌پور، دکتر منصور ضیایی‌فر، دکتر مسعود عامل‌سخی، دکتر امین قلی‌زاد، دکتر محمدرضا قیطانچی، دکتر جواد کاتبی، دکتر افشین کلانتری، دکتر سیدمحمد متولی امامی، دکتر ایمان منصوری، دکتر محمدرضا هیهات، دکتر مسعود یخچالیان، دکتر منصور یخچالیان، دکتر آزاد یزدانی

مدیر اجرایی: سید محمد سیاوشان

کارشناسان مجلات: آرش اسلامی و مریم فرجام‌فرد

ویراستار: سید محمد سیاوشان

صفحه‌آرا: مریم خالدی‌پور

طراح جلد و ساختار کلی مجله: مژگان سالاری

تهران، خیابان شهید دکتر لواسانی (فرمانیه)، خیابان دیباجی شمالی،
ارغوان غربی، شماره ۲۱، صندوق پستی: ۳۹۱۳-۱۹۳۹۵

تلفن: ۲۲۹۷۶۵۷

www.bese.ir



پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
International Institute of
Earthquake Engineering and Seismology



انجمن مهندسی زلزله ایران
Iranian Earthquake Engineering Association

DOI: 10.48303/bese.2022.550641.1066

نوع مقاله: پژوهشی

چکیده

این پژوهش به بررسی شواهد و آثار فعالیت‌های زمین‌ساختی جوان بر مبنای محاسبه میزان تغییرات قائم رخ داده در چین‌خوردگی‌ها و راندگی‌ها در باختر فرازمین شتری می‌پردازد. تحلیل کمی تغییرات عمودی سطح زمین در بخش باختری فرازمین شتری و بررسی عوامل تأثیرگذار بر میزان این تغییرات از اهداف این پژوهش بوده است. به‌منظور تحلیل تغییرات قائم رخ داده توسط چین‌خوردگی‌های جوان، گسل‌های راندگی و پدیده‌های غیر زمین‌ساختی در منطقه از تصاویر راداری سنتینل ۱ به روش تداخل‌سنجی راداری در محیط نرم‌افزار LiCSBAS استفاده شده است. بر اساس تفسیر داده‌ها، نرخ تغییرات قائم در طاق‌دیس فهلج حدود ۷/۱ میلی‌متر و طاق‌دیس سردر حدود ۱/۲۸ میلی‌متر می‌باشند که به‌ترتیب بیشترین و کمترین تغییرات قائم را نشان می‌دهند. به‌طور کلی، تغییرات قائم در بخش باختری فرازمین شتری از شمال به سمت جنوب (پایانه‌ی شمالی گسل ناینند) افزایش چشمگیری دارد. نرخ و دامنه زیاد تغییرات در بخش باختری فرازمین شتری، به‌ویژه در چین‌خوردگی‌ها و گسل‌های راندگی جوان به دلیل بالا نبودن میزان دگرشکلی بین لرزه‌ای و عدم رخداد زمین‌لرزه با بزرگای بالا در دوره زمانی تفسیر تصاویر مورد استفاده در این مطالعه، دلیل مهم غیر زمین‌ساختی دارد. در منطقه مورد نظر، عامل بسیار تأثیرگذار در شکل‌گیری چنین تغییراتی، وقوع سیلاب‌های شدید فصلی و نشست رسوبات حمل شده توسط آنها در منطقه می‌باشد؛ اما شواهد ریخت‌زمین‌ساختی مشاهده شده در منطقه بر فعالیت کنونی گسله‌ها، فراخاست و رشد چین‌های جوان منطقه تأکید دارد. شواهدی همچون رودخانه‌های ماندری، رودخانه‌های منحرف شده و سربریده، دره‌های باریک و ژرف، پادگانه‌های آبرفتی بالاآمده بر فراز چین‌های نئوژن، چینه‌های رویشی از رسوبات آبرفتی جوان بر فراز یال طاق‌دیس‌های جوان منطقه، فعالیت کنونی گسله‌ها، فراخاست و رشد چین‌های جوان.

واژگان کلیدی: تکتونیک فعال، تداخل‌سنجی راداری، تغییرات قائم پوسته زمین، فرازمین شتری، طبس.

پایش میزان تغییرات عمودی سطح زمین با استفاده از تکنیک تداخل‌سنجی راداری و سری زمانی باند C؛ مطالعه موردی: بخش باختری فرازمین شتری (خاور طبس)

راضیه عباس‌پور

دانشجوی دکتری، گروه زمین‌شناسی، دانشکده علوم، دانشگاه بیرجند، بیرجند، ایران

سید مرتضی موسوی (نویسنده مسئول)

دانشیار، گروه زمین‌شناسی، دانشکده علوم، دانشگاه بیرجند، بیرجند، ایران، mmoussavi@birjand.ac.ir

محمد مهدی خطیب

استاد، گروه زمین‌شناسی، دانشکده علوم، دانشگاه بیرجند، بیرجند، ایران

احمد رشیدی

استادیار، پژوهشکده زلزله‌شناسی، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

۱- مقدمه

غرب افغانستان سبب برش راستگرد ۱۵ میلی‌متر بر سال شود که با چندین مرز گسله امتدادلغز راستگرد دشت لوت شرق ایران مطابقت دارد [۲، ۵-۶]. این گسله‌ها شامل نه شرقی (۱/۷۵-۲/۵ میلی‌متر بر سال)، نه غربی (< ۱ میلی‌متر بر سال) و گسل‌های زاهدان در شرق بلوک لوت [۷]، سبزواران

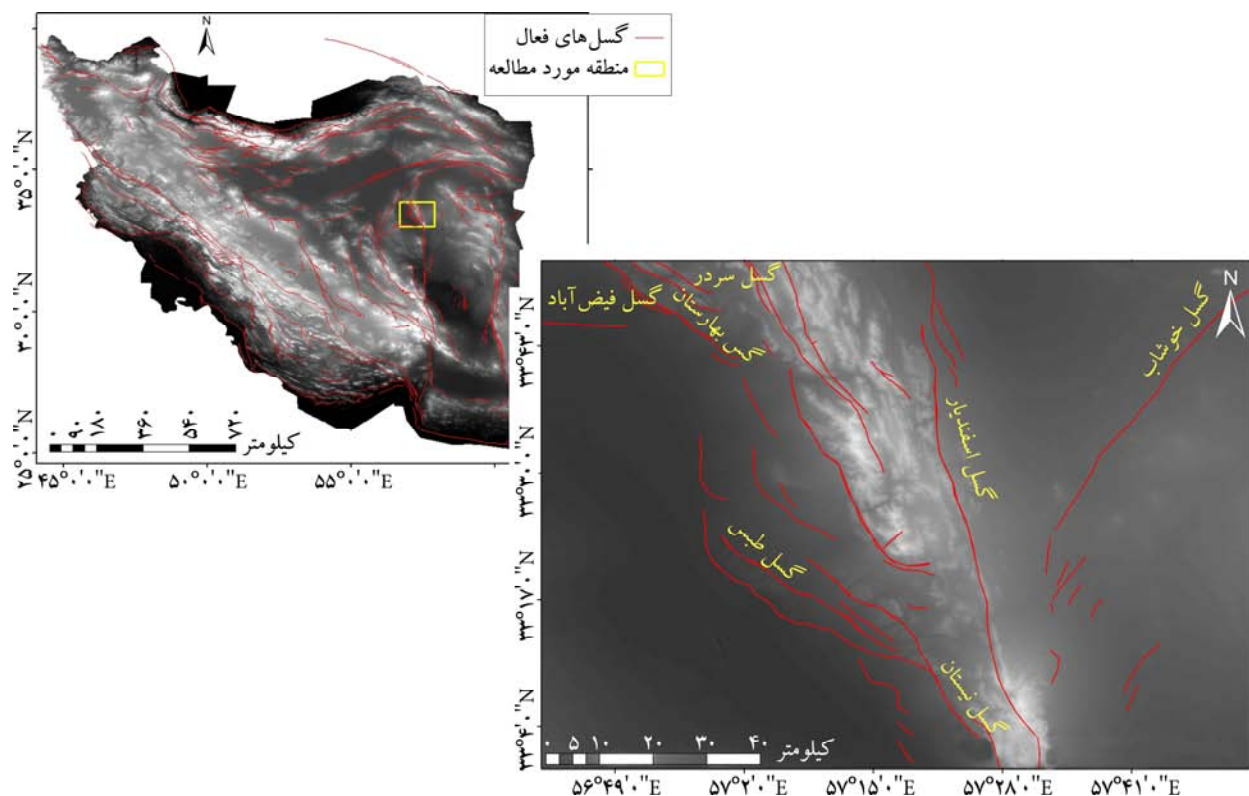
صفحه ایران مرکزی در اثر برخورد صفحه اوراسیا با صفحه عربی در حال دگرشکلی است [۱-۲]. دگرشکلی‌ها عموماً به‌صورت چین‌خوردگی، گسلش‌های راندگی و امتدادلغز می‌باشد [۲-۴]. اندازه‌گیری‌های سیستم موقعیت‌یابی جهانی (GPS) نشان می‌دهد که حرکت به سمت شمال ایران مرکزی نسبت به

استفاده از روش تداخل سنجی راداری^۲ به دست آوریم. تفکیک عملکرد هم‌زمان و توام فرآیندهای زمین‌ساختی و غیر زمین‌ساختی در تحلیل‌های زمین‌ساختی بسیار تأثیرگذار است. استفاده از روش‌های تداخل سنجی که گاهی ارائه‌دهنده‌ی تغییرات کلی در بازه‌های زمانی مختلف است به همراه برداشت‌های میدانی کمک شایانی در تفکیک و شناخت فعالیت‌های مهم زمین‌ساختی یک منطقه دارند.

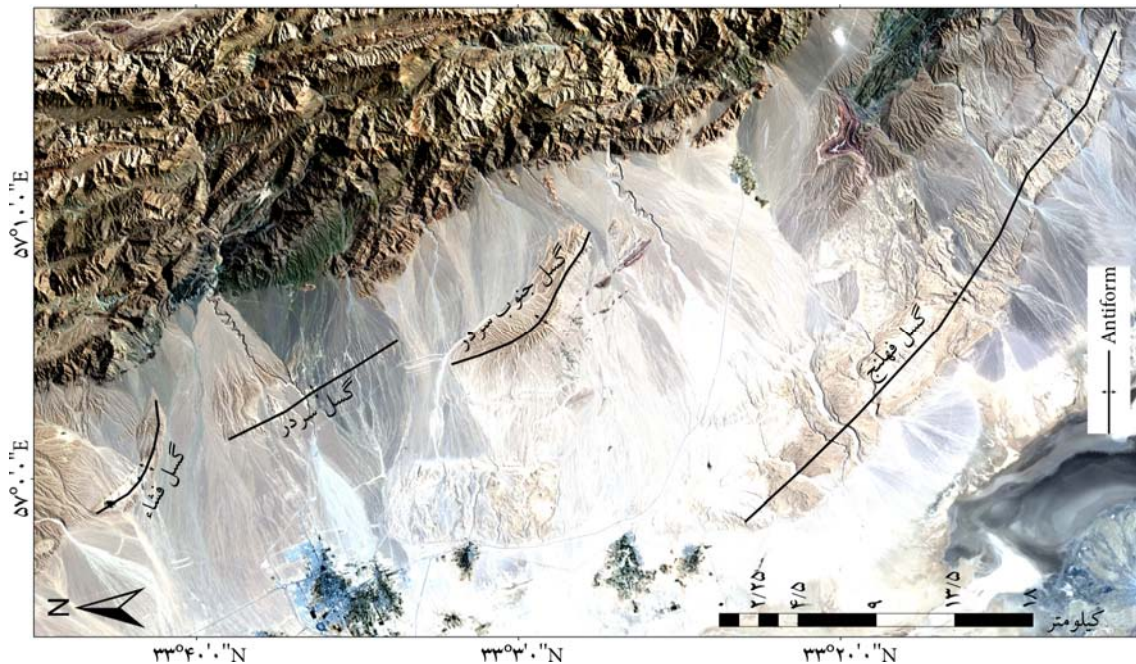
دگرشکلی‌های لرزه‌ای و بین لرزه‌ای می‌توانند چگونگی تکامل چین‌ها و گسل‌های فعال یک منطقه را در دوره‌هایی از رشد و فعالیت نشان دهند [۱۳-۱۶]. این اندازه‌گیری‌ها، منابع اطلاعاتی مهمی برای توصیف و درک ساختارهای قاره‌ای و همچنین برای خطر لرزه‌ای در حال حاضر و آینده می‌باشند [۳، ۱۸-۲۱]. زمین‌لرزه‌های بزرگ قاره‌ای (بزرگ‌تر از ۷) غالباً روی گسل‌هایی رخ می‌دهد که به دلیل دوره بازگشت طولانی و تظاهر ژئومورفولوژیکی مبهم در زمین تاکنون مطالعات اندکی روی آنها صورت گرفته است [۲۲-۲۷]. زمین‌لرزه ۱۶ سپتامبر ۱۹۷۸ طبرستان گسل

(۶~ میلی‌متر بر سال) [۸]، گوک (۳/۸~ میلی‌متر بر سال) [۹-۱۰] و قطعات ناینند در غرب بلوک لوت (۱/۴-۱/۸~ میلی‌متر بر سال) است [۱۱-۱۲].

محدوده‌ی مورد مطالعه، بخش باختری فرازمین شتری واقع در پایانه شمالی گسله ناینند است (شکل ۱). بلوک طبرستان شامل فرازمین شتری در خاور و حوضه‌ی فرونشست فشاری دشت طبرستان در باختر است. حوضه‌ی فرونشسته طبرستان در اثر راندگی کوه‌های شتری به سمت غرب و راندگی کوه‌های کلمرد به سمت شرق در یک فاز فشاری تشکیل گردیده و به وسیله‌ی لایه‌های قرمز نئوژن و رسوبات کواترنری پوشیده شده‌اند. در حد فاصل پلایای طبرستان کوهستان شتری رسوبات نئوژن به صورت طاق‌دیس رخمون یافته‌اند. یکی از ویژگی‌های تکتونیکی این ناحیه وجود چین‌های متعدد در آن است که اغلب دارای راستای شمالی-جنوبی بوده و به سمت جنوب شیب دارند (شکل ۲). از این رو، در این پژوهش سعی داریم میزان بالا آمدگی ناشی از چین خوردگی‌ها و گسل‌های راندگی مشاهده شده در باختر فرازمین شتری را با



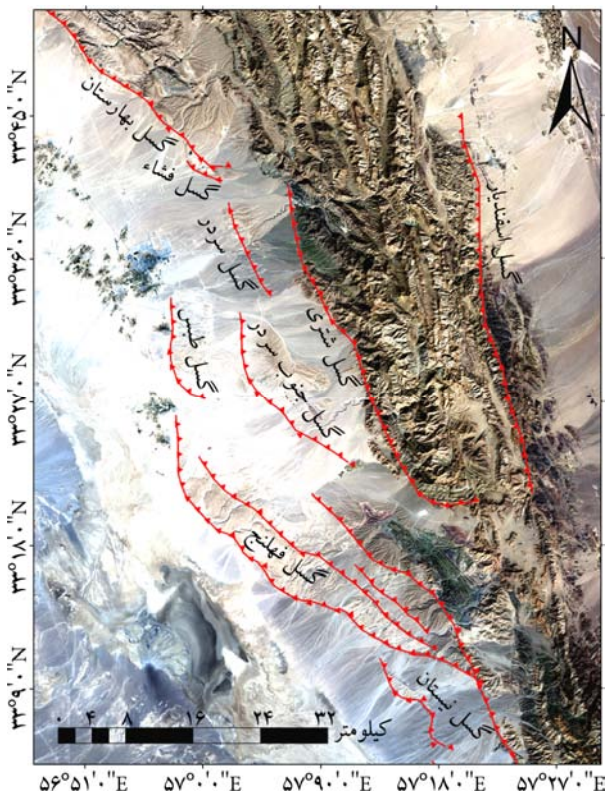
شکل (۱): موقعیت منطقه‌ی مورد پژوهش (کادر زرد رنگ) بر روی تصاویر عارضه‌بندی رقومی (SRTM). منطقه بخشی از فرازمین شتری است که در پایانه‌ی شمالی گسله ناینند واقع است.



شکل (۲): چین خوردگی‌های جوان منطقه‌ی مورد پژوهش.

به‌ویژه مخروطه افکنه‌ها قابل ردیابی هستند. نمونه بارز این طاق‌دیس‌ها در باختر فرازمین شتری فهلنج، فشاء، سردر و جنوب سردر می‌باشد (شکل ۲).

با بزرگی ۷/۳ ریشتر (که بعدها زمین‌لرزه طبرستان نام گرفت) نمونه‌ای از زمین‌لرزه‌هایی است که قبل از اینکه رادارهای INSAR و سیستم موقعیت‌یابی جهانی (GPS) جنبش و گسیختگی یکسری از رانندگی‌های پنهان که قبلاً غیرقابل شناسایی بودند را ثبت کند؛ رخ داده است. این تنها رویداد بزرگ در منطقه رو مرکز سطحی حداقل برای ۱۰۰۰ سال گذشته است که به‌طور کامل شهر طبرستان تخریب شد و حدود ۸۵ درصد از جمعیت شهر (تقریباً ۱۱ هزار نفر) کشته شدند [۱۰، ۲۸-۲۹]. از این رو، انجام چنین مطالعاتی جهت شناخت تکنونیک فعال در مناطق زمین‌ساختی همچون فرازمین شتری امری ضروری و لازم است.



شکل (۳): گسل‌های رانندگی منطقه‌ی مورد پژوهش.

نقشه‌های زمین‌شناسی [۳۰] و تصاویر ماهواره‌ای نشان می‌دهد که فرازمین شتری واقع در شرق طبرستان تحت تأثیر گسله‌های متعدد موازی قرار گرفته است و رانندگی‌های متفاوتی با شیب به سمت شرق در آنها دیده می‌شود (شکل ۳). سازند شتری که از لایه‌های ضخیم آهک و دولومیت تشکیل شده ارتفاعات و ستیغ‌های آن را به وجود آورده است [۳۱]. از طرفی دیگر مشاهدات دورسنجی محدوده حد فاصل پیشانی کوهستان و دشت طبرستان (بخش باختری فرازمین شتری) بیانگر وفور چین‌های پرشیب و نامتقارن است که با شواهد بالآآمدگی رسوبات آبرفتی و کج‌شدگی واحدهای کواترنری،

پراکنش‌کننده‌های دائمی^۴ و الگوریتم خط مبنای کوتاه^۵ معرفی شده است. سری زمانی پراکنش‌کننده‌های دائمی در مناطق شهری که دارای پراکنشگرهای پایدار زیادی هستند، مفید است؛ اما در مناطق با پوشش گیاهی که سبب تراکم پایین پراکنش‌کننده‌های دائمی می‌شود، می‌توان از روش الگوریتم خط مبنای کوتاه بهره برد. روش الگوریتم خط مبنای کوتاه، بر مبنای خط مبنای مکانی و زمانی کوتاه، دارای مزیت‌هایی از قبیل به حداقل رساندن همبستگی با کاهش خطاهای بازیابی فاز و خطای غیر همبسته است.

شکل (۴) نشان‌دهنده‌ی چارت مراحل روش پیشنهادی است که در ادامه به شرح مراحل آن پرداخته می‌شود. روش پیشنهادی به پنج مرحله تقسیم شده است.

- مرحله اول: پیش‌پردازش بر روی تصاویر سنتینل ۱ انجام و تداخل‌نگارهای آن‌رپ و کوه‌رنسی تولید می‌شود.
- مرحله دوم: با بهره‌مندی از داده‌های GACOS فاز تروپوسفر برآورد و از روی تداخل‌نگارها حذف می‌شود. سپس برای کاهش حجم و زمان پردازش، تداخل‌نگارها کلیپ می‌شود.
- مرحله سوم: تجزیه و تحلیل سری زمانی تداخل‌سنجی راداری به منظور تخمین مقدار تغییرات قائم زمین بر روی تداخل‌نگارها انجام می‌شود.
- مرحله چهارم: جهت برآورد سرعت تغییرات قائم پیکسل‌ها در طول زمان، یک وارونگی SB در شبکه تداخل‌نگارها انجام می‌شود. در این مرحله با استفاده از الگوریتم NSBAS تداخل‌نگارهای اولیه معکوس شده تا سری زمانی تغییرات قائم به دست آید.
- در این مرحله، با بهره‌مندی از روش Bootstrap انحراف استاندارد سرعت تغییرات قائم محاسبه می‌شود.
- به منظور شناسایی پیکسل‌های بد با استفاده از چندین شاخص نویز یک ماسک بر روی پیکسل‌ها اعمال می‌شود.

در این مقاله، به منظور تخمین نرخ تغییرات قائم ناشی از چین‌خوردگی‌ها و گسل‌های راندگی در منطقه‌ی مورد پژوهش از روش تداخل‌سنجی راداری تصاویر سنتینل ۱ در بازه‌ی ۲۰۱۵-۲۰۲۰ استفاده شد.

۲- مواد و روش

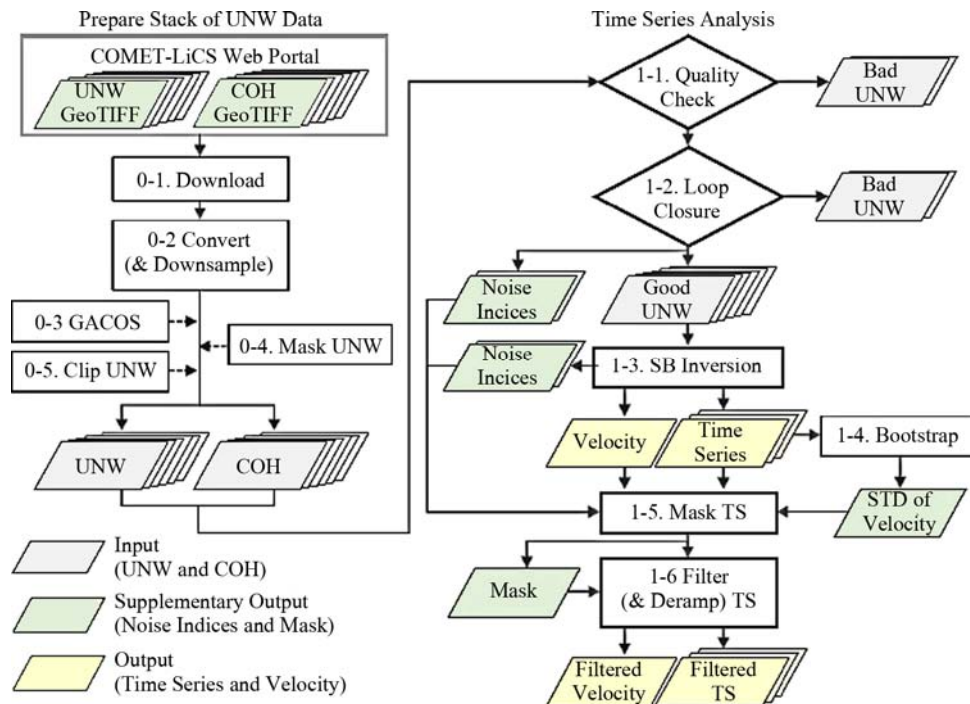
برای شناسایی چین‌خوردگی‌ها و گسل‌های راندگی فعال از تصاویر راداری سنتینل ۱ استفاده شد. بررسی میدان تغییرات ناشی از تغییر شکل، یکی از پژوهش‌های کاربردی در مباحث ریخت‌زمین‌ساخت و مطالعات ژئوفیزیکی است. در این راستا روش تداخل‌سنجی راداری قابلیت کار در تمام شرایط جوی و در طول مدت شب و روز را دارد. این تکنیک قادر به اندازه‌گیری تغییرات سطح زمین با قدرت تفکیک بالا و پوشش گستره می‌باشد.

در تداخل‌سنجی راداری پیکسل به پیکسل تصاویر SAR مورد مقایسه قرار می‌گیرد و از تفاضل‌گیری بین مقادیر آنها تصویر جدید به نام اینترفروگرام ایجاد می‌گردد [۳۲]. برای انجام این مرحله از تحقیق از داده‌های سنجنده سنتینل ۱ با طول موج ۶ و ۵ سانتی‌متری (باند C) برای بازه زمانی ۲۰۱۵-۲۰۲۰ مورد استفاده قرار گرفته است (جدول ۱).

روش‌های مرسوم پایش تغییرات قائم‌های خطوط ریلی مانند ترازیابی و سیستم موقعیت‌یابی جهانی، با وجود دقت قابل اطمینان این روش‌ها وقت‌گیر و دارای هزینه زیادی است. در مقابل، روش تداخل‌سنجی راداری با پوشش مکانی زیاد و دقت بالا به یک روش پر قدرت در شناسایی تغییرات قائم‌های سطح زمین تبدیل شده است. با این حال، عواملی مانند خطای توپوگرافی، اثر مداری، اتمسفری و سایر خطاها سبب کاهش دقت تداخل‌سنجی راداری می‌شوند. به‌منظور غلبه بر این محدودیت، روش تداخل‌سنجی راداری چند زمانه، مانند

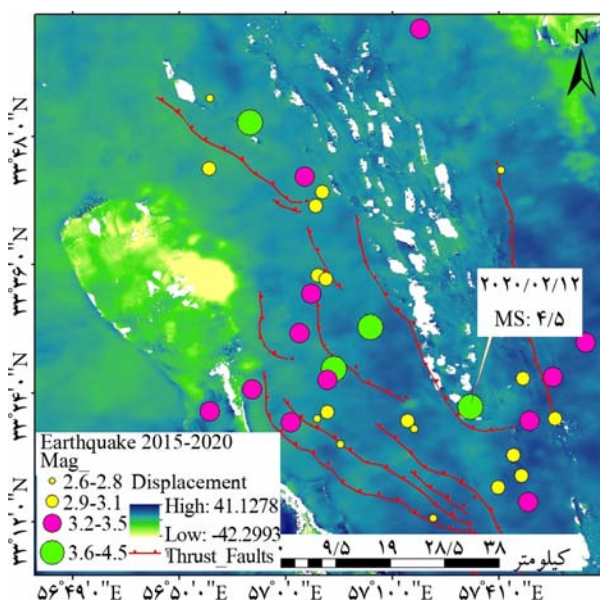
جدول (۱): مشخصات تصاویر مورد استفاده در این پژوهش.

سنجنده	فرمت تصاویر	تاریخ اخذ تصاویر پایه	عبور	تعداد تصاویر	قطبش
Sentinel 1A	SLC	۲۰۱۵/۰۲/۱۲ - ۲۰۲۰/۰۵/۱۱	Ascending	۶۹	VV



شکل (۴): مراحل انجام محاسبه سرعت تغییرات قائم به روش LICSBAS. آماده‌سازی و تهیه داده‌های فاز اینترفرومتریک آنرپ شده و کوهرنسی قبل از انجام تجزیه و تحلیل سری زمانی تداخل‌سنجی راداری (مراحل ۰۱-۰۵). انجام تصحیحات اتمسفریک، ماسک و کلیپ کردن (مراحل اختیاری با خط چین نشان داده شده است). وارونگی تداخل‌نگارهای اولیه جهت برآورد سرعت تغییرات قائم. ماسک کردن و اعمال فیلتر به‌منظور شناسایی پیکسل‌های بد و حذف آنها [۳۲].

در صورتی که هر یک از مقادیر شاخص‌های نويز برای هر پیکسل از آستانه مشخص شده بیشتر باشند، پیکسل ماسک می‌شود؛ و در نهایت با استفاده از یک فیلتر زمانی - مکانی خطای باقی مانده خطای نويز تروپوسفریک، نويز یونسفر و خطای مداری از سری زمانی تغییرات قائم برداشته می‌شود. جهت کنترل و صحت‌سنجی مقادیر به‌دست آمده و به‌منظور شناسایی شواهد زمین‌شناسی، ریخت‌زمین‌ساختی منطقه که می‌توانند تأیید کننده مقادیر به‌دست آمده باشند؛ باز دیده‌های میدانی از منطقه صورت گرفت.



شکل (۵): نقشه تغییرات قائم سطح زمین همراه با توزیع کانونی زمین‌لرزه‌های رخ داده در بازه زمانی ۲۰۱۵-۲۰۲۰ در منطقه.

در این پژوهش، ظرفیت مناسبی از قابلیت‌های روش تداخل‌سنجی در تعیین میزان تغییرات قائم پوسته زمین مورد استفاده قرار گرفت. نتایج حاصل از تکنیک تداخل‌سنجی راداری (شکل ۵) و سری‌های زمانی به‌دست آمده از این تکنیک ارائه گردیده است. با توجه به نقشه به‌دست آمده از نرخ تغییرات قائم به‌وسیله‌ی روش تداخل‌سنجی راداری مشاهده می‌گردد که

۳- بحث و نتایج

در این پژوهش، ظرفیت مناسبی از قابلیت‌های روش تداخل‌سنجی در تعیین میزان تغییرات قائم پوسته زمین مورد استفاده قرار گرفت. نتایج حاصل از تکنیک تداخل‌سنجی راداری (شکل ۵) و سری‌های زمانی به‌دست آمده از این تکنیک ارائه گردیده است. با توجه به نقشه به‌دست آمده از نرخ تغییرات قائم به‌وسیله‌ی روش تداخل‌سنجی راداری مشاهده می‌گردد که

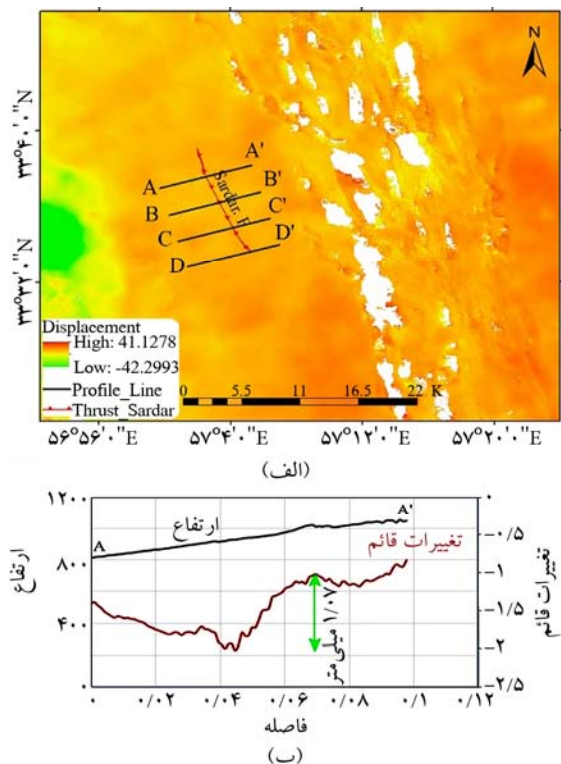
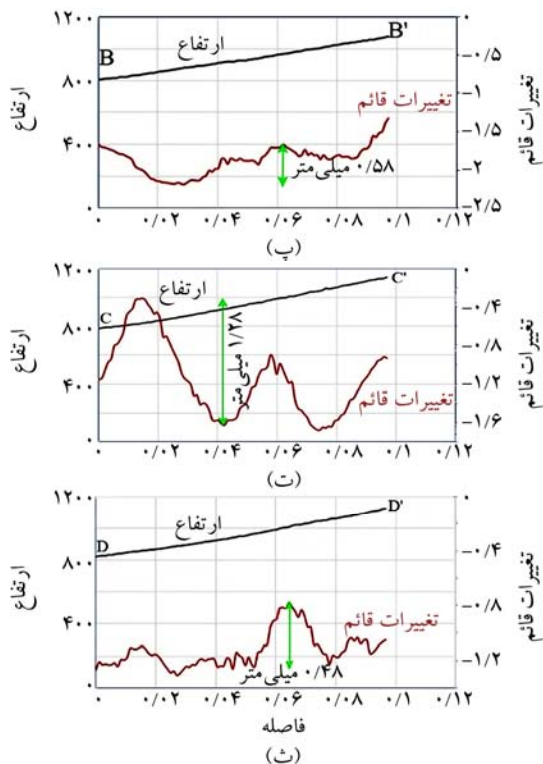
۳-۱- طاقدیس و راندگی سردر

یکی از شواهد مورکتونیک فعالیت زمین ساختی طاقدیس سردر در مخروطه افکنه سردر، بیرون زدگی و چین خوردگی رسوبات نئوژن در میان رسوبات عهد حاضر می باشد [۲۹]. در اثر بالا آمدگی رسوبات نئوژن دره عمیقی در امتداد مسیر رودخانه ایجاد شده است. همچنین الگوی مماندیری رودخانه سردر نشان دهنده فعالیت نو زمین ساختی بر بستر آن است. رودخانه سردر به طور عرضی طاقدیس سردر را برش داده و دره عمیقی را ایجاد کرده است. بخش میانی طاقدیس سردر دارای بیشترین بالا آمدگی است و به صورت یک برآمدگی بر روی مخروطه افکنه سردر در تصاویر ماهواره ای قابل رؤیت می باشد (شکل ۳). جهت محاسبه نرخ تغییرات قائم رخ داده توسط چین و راندگی سردر در منطقه مورد مطالعه، عمود بر راستای محور طاقدیس سردر با فواصل ۳ کیلومتری و با طول ۹ کیلومتر مقاطع توپوگرافی و تغییرات قائم در محیط نرم افزاری تهیه گردید (شکل ۶-الف). حداکثر تغییرات قائم توسط چین و

راندگی سردر ۱/۲۸ میلی متر تخمین زده شد (شکل ۶-ث). به منظور نشان دادن الگوی رشد تغییرات قائم، با استفاده از تحلیل سری زمانی میزان تغییرات قائم در بازه های زمانی مربوطه محاسبه و نتایج آن ارائه گردید (شکل ۷). به دلیل وسعت زیاد منطقه، یک نقطه در راستای طاقدیس ها و راندگی های منطقه که بیشترین میزان تغییرات قائم را در آن شاهد هستیم، به عنوان یک نقطه خاص انتخاب و میزان تغییرات قائم آن در بازه های زمانی مربوطه برآورد شد. آهنگ متوسط تغییرات قائم در طاقدیس و راندگی سردر ۰/۲۳- میلی متر در سال است.

۳-۲- طاقدیس و راندگی فشاء

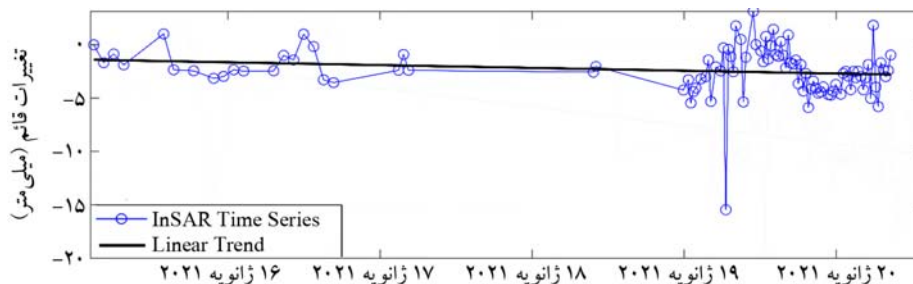
طاقدیس فشاء در بخش شمال باختری طاقدیس سردر و هم راستا با آن می باشد (شکل ۳). در هسته مرکزی طاقدیس رسوبات دوره نئوژن شامل ماسه سنگ های قرمز همراه با کنگلومرا رخنمون دارند. این طاقدیس در میان رسوبات آبرفتی و کوهپایه ای فرازمین شتری دچار بالا آمدگی شده است.



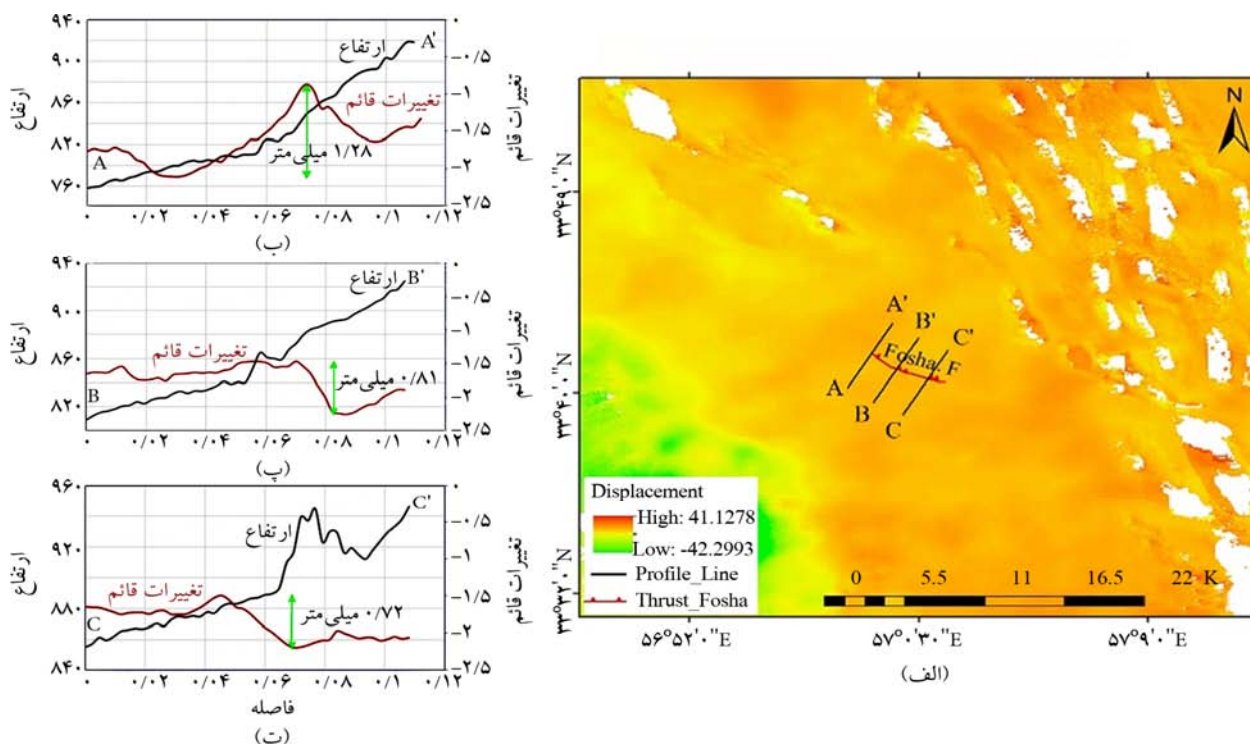
شکل (۶): (الف) نقشه تغییرات قائم و موقعیت گسل راندگی و چین سردر همراه با پروفیل های ترسیم شده در راستای عمود بر محور چین سردر، (ب) پروفیل تغییرات قائم و توپوگرافی در راستای AA'، (پ) پروفیل تغییرات قائم و توپوگرافی در راستای BB'، (ت) پروفیل تغییرات قائم و توپوگرافی در راستای CC' و (ث) پروفیل تغییرات قائم و توپوگرافی DD'. در مقاطع تغییرات قائم بر حسب میلی متر و فاصله بر حسب کیلومتر می باشد.

شده است. بیشترین میزان تغییرات قائم به دست آمده در راستای محور این طاقدیس ۱/۲۸ میلی متر می باشد (شکل ۸-ب)؛ و همچنین آهنگ متوسط تغییرات قائم در این طاقدیس ۱/۱- میلی متر در سال است (شکل ۹).

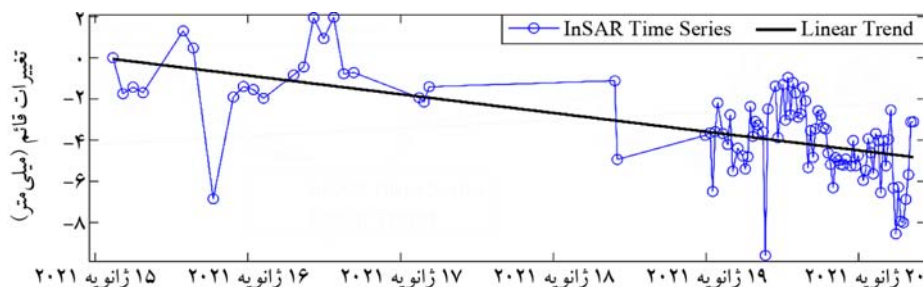
به منظور محاسبه تغییرات قائم در راستای طاقدیس فشاء به روش تداخل سنجی راداری، عمود بر راستای محور چین خوردگی پروفیل های تغییرات قائم در محیط نرم افزاری QGIS با فواصل ۲ کیلومتری و با درازای تقریباً ۶ کیلومتری تهیه



شکل (۷): سری زمانی تداخل سنجی راداری طاقدیس و راندگی سرد در طی بازه زمانی مربوطه.



شکل (۸): (الف) نقشه تغییرات قائم و موقعیت گسل راندگی و طاقدیس فشاء همراه با پروفیل های ترسیم شده در راستای عمود بر محور طاقدیس فشاء، (ب) پروفیل تغییرات قائم و توپوگرافی در راستای AA'، (پ) پروفیل تغییرات قائم و توپوگرافی در راستای BB' و (ت) پروفیل تغییرات قائم و توپوگرافی در راستای CC'. تغییرات قائم بر حسب میلی متر و فاصله بر حسب کیلومتر می باشد.

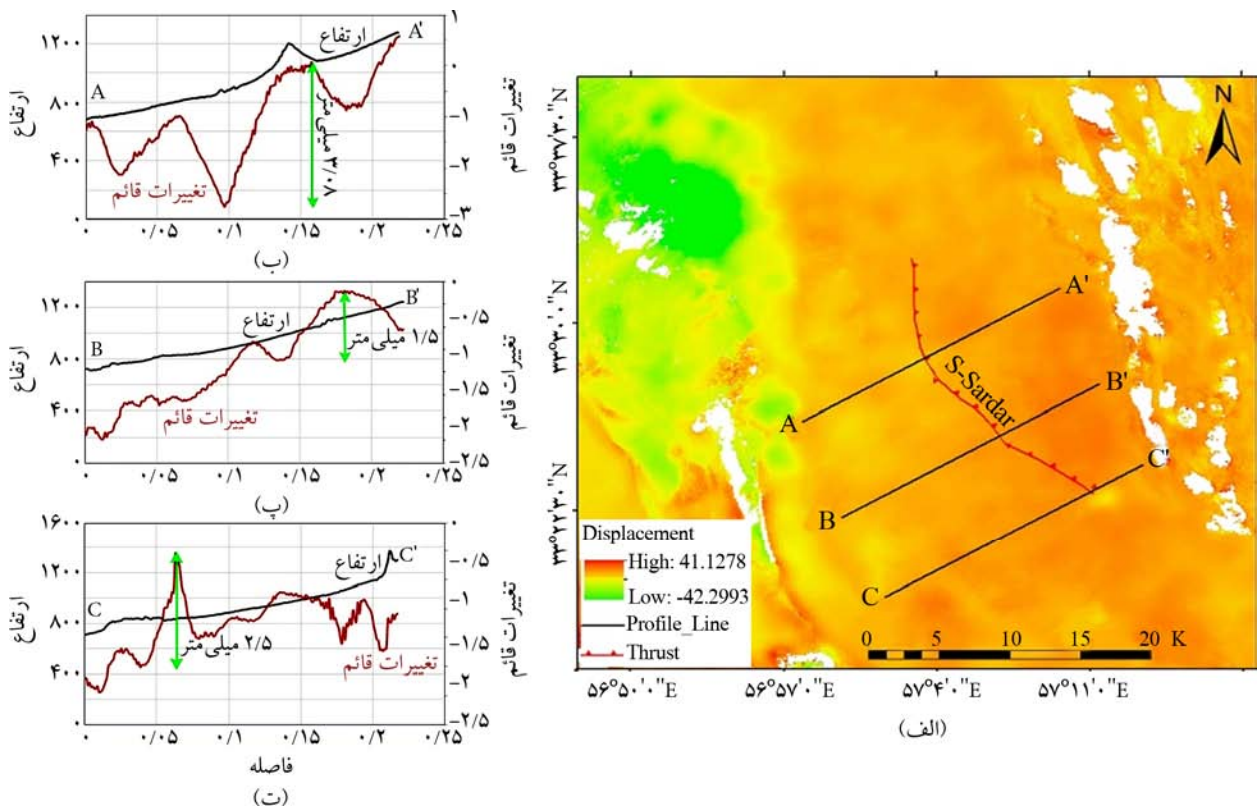


شکل (۹): سری زمانی تداخل سنجی راداری طاقدیس فشاء در طی بازه زمانی مربوطه.

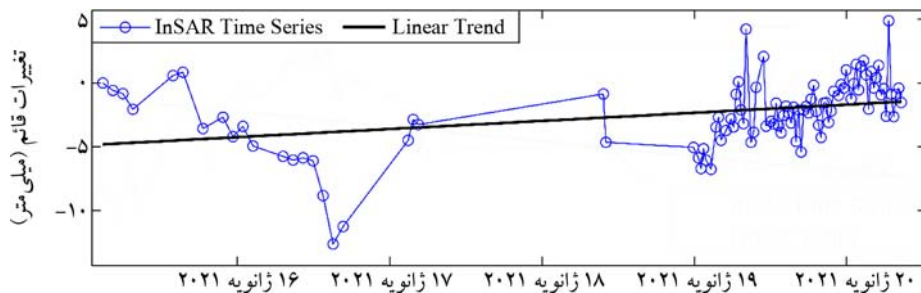
۳-۳- طاقدیس و راندگی جنوب سردر

یکی دیگر از طاقدیس‌های مورد مطالعه در این پژوهش، طاقدیس جنوب سردر است (شکل ۳). با توجه به عبور رودخانهی اصفهک از بخش جنوبی آن، در بخش جنوبی طاقدیس فرسایش رودخانه‌ای رخ داده و سبب بیرون زدگی رسوبات قدیمی شده است. این طاقدیس نیز مانند اغلب چین خوردگی‌های منطقه‌ی مورد پژوهش بیشتر از رسوبات کنگلومرای نئوژن و همچنین سنگ‌های گچی نئوژن تشکیل شده است.

با هدف تخمین میزان تغییرات قائم صورت گرفته در یک بازه‌ی زمانی خاص در راستای محوری طاقدیس جنوب سردر اقدام به تهیه مقاطع توپوگرافی و تغییرات قائم به صورت عمود بر راستای محور چین خوردگی با فواصل تقریباً ۷/۵ و با درازای حدوداً ۲۱ کیلومتر کرده‌ایم (شکل ۱۰-الف). حداکثر تغییرات قائم در راستای چین و راندگی جنوب اصفهک ۳/۰۸ میلی‌متر (شکل ۱۰-ب) و آهنگ رشد تغییرات قائم ۰/۶۵ میلی‌متر در سال به دست آمده است (شکل ۱۱).



شکل (۱۰): الف) نقشه تغییرات قائم و موقعیت گسل راندگی و چین جنوب سردر همراه با پروفیل‌های ترسیم شده در راستای عمود بر محور طاقدیس جنوب سردر، ب) پروفیل تغییرات قائم و توپوگرافی در راستای AA'، پ) پروفیل تغییرات قائم و توپوگرافی در راستای BB' و ت) پروفیل تغییرات قائم و توپوگرافی در راستای CC'. در مقاطع تغییرات قائم بر حسب میلی‌متر و فاصله بر حسب کیلومتر می‌باشد.



شکل (۱۱): سری زمانی تداخل سنجی راداری طاقدیس و راندگی جنوب سردر در طی بازه زمانی مربوطه.

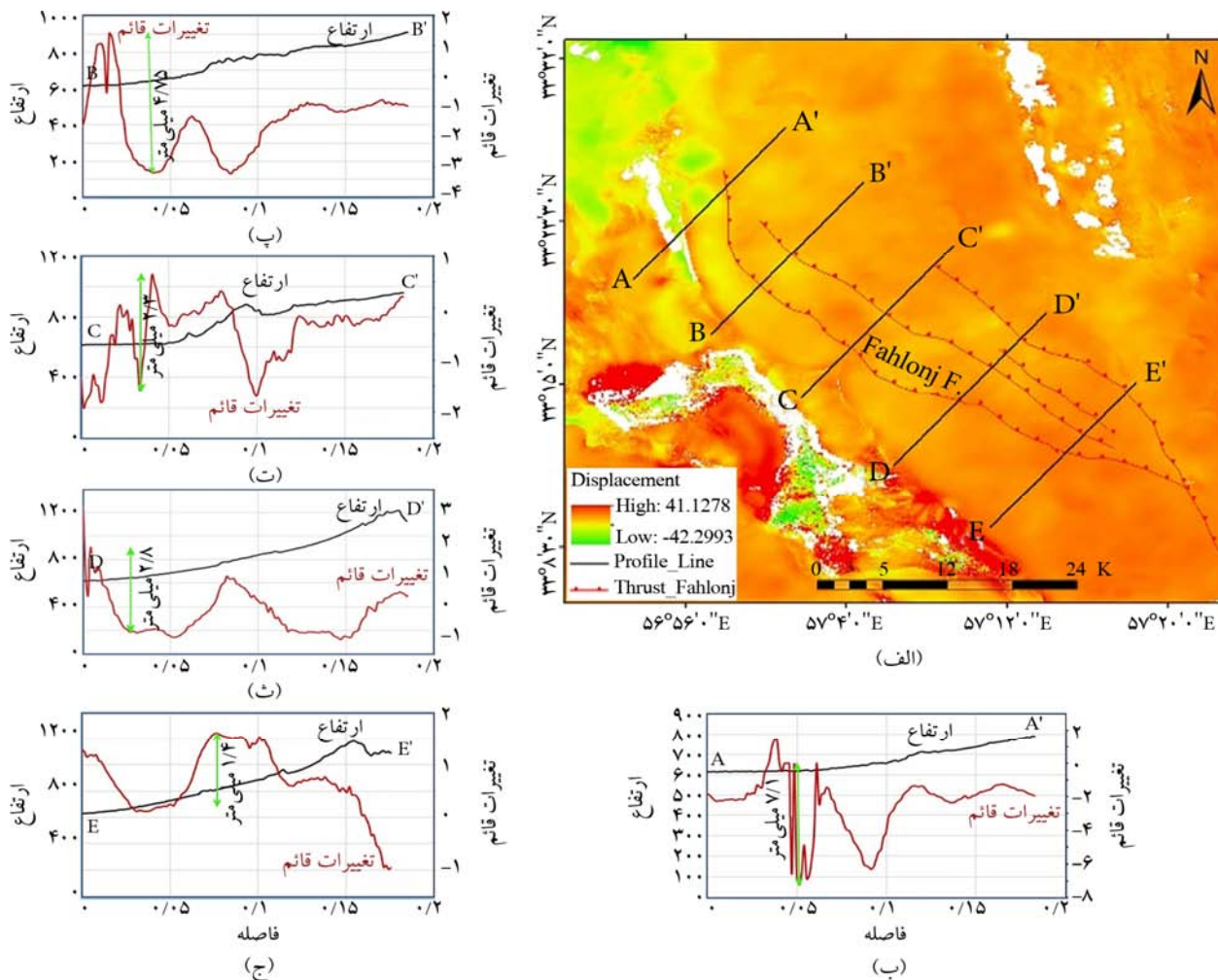
۴-۳- طاقدیس و راندگی فهلنج

بزرگ‌ترین طاقدیس ایجاد شده در بین رسوبات کواترنری منطقه‌ی مورد پژوهش طاقدیس فهلنج که در جنوب شهر طیس واقع شده است. ابتدا راستای شمالی- جنوبی دارد، سپس شمال غربی- جنوب شرقی می‌شود و تا فرازمین شتری امتداد می‌یابد. عمدتاً از سنگ‌های گچی نئوژن ساخته شده است (شکل ۳). به منظور پایش میزان تغییرات قائم در راستای محور چین و راندگی فهلنج مقاطع توپوگرافی و تغییرات قائم با فواصل ۹ کیلومتری و طول تقریباً ۱۹ کیلومتر ترسیم و تهیه شد (شکل ۱۲-الف). بیشترین میزان تغییرات قائم به دست آمده به روش تداخل سنجی ۷/۱ میلی‌متر راداری می‌باشد (شکل ۱۲-ب). تجزیه و تحلیل سری زمانی ارائه

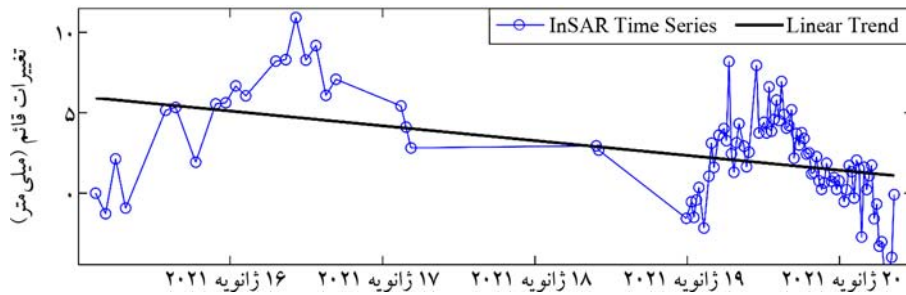
شده در شکل (۱۳) آهنگ متوسط تغییرات قائم مربوط به این طاقدیس را ۰/۹۵- میلی‌متر در سال نشان می‌دهد.

۵-۳- راندگی بهارستان

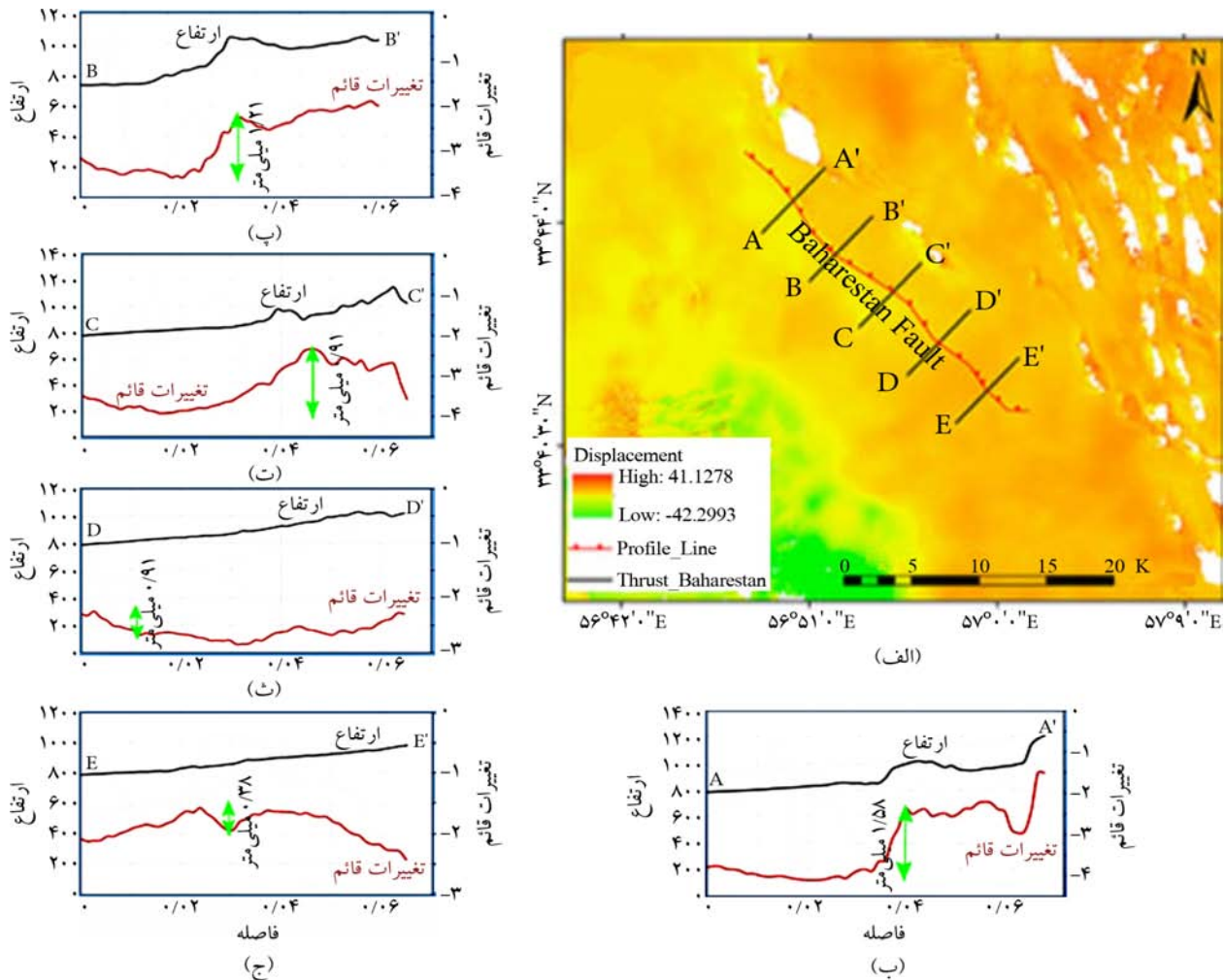
در فرازمین شتری که تحت تأثیر پایانه شمالی گسل نابیند قرار دارد، گسل‌های راندگی فراوانی با روند شمال باختر- جنوب خاور به موازات یکدیگر و شیبی به سمت شمال خاور شکل گرفته‌اند که گسل بهارستان یکی از آنهاست. گسل بهارستان نیز در محل اتصال کوه به دشت فرو افتاده طیس سنگ‌های ژوراسیک را بر روی کنگلومرای پالئوسن رانده است (شکل ۱). در ادامه رسوبات پادگانه‌های آبرفتی به سمت دشت کشیده شده‌اند. از این نقطه به



شکل (۱۲): الف) نقشه تغییرات قائم و موقعیت گسل راندگی و طاقدیس فهلنج همراه با پروفیل‌های ترسیم شده در راستای عمود بر محور طاقدیس فهلنج، ب) پروفیل تغییرات قائم و توپوگرافی در راستای AA'، پ) پروفیل تغییرات قائم و توپوگرافی در راستای BB'، ت) پروفیل تغییرات قائم و توپوگرافی در راستای CC'، ث) پروفیل تغییرات قائم و توپوگرافی در راستای DD' و ج) پروفیل تغییرات قائم و توپوگرافی در راستای EE'. در مقاطع تغییرات قائم بر حسب میلی‌متر و فاصله بر حسب کیلومتر می‌باشد.



شکل (۱۳): سری زمانی تداخل سنجی راداری طاق‌دیس و راندگی فهلج در طی بازه زمانی مربوطه.



شکل (۱۴): نقشه تغییرات قائم و موقعیت گسل راندگی بهارستان همراه با پروفیل‌های ترسیم شده در راستای عمود بر امتداد گسل بهارستان، (ب) پروفیل تغییرات قائم و توپوگرافی در راستای AA'، (پ) پروفیل تغییرات قائم و توپوگرافی در راستای BB'، (ت) پروفیل تغییرات قائم و توپوگرافی در راستای CC'، (ث) پروفیل تغییرات قائم و توپوگرافی در راستای DD' و (ج) پروفیل تغییرات قائم و توپوگرافی در راستای EE'. در مقاطع تغییرات قائم بر حسب میلی‌متر و فاصله بر حسب کیلومتر می‌باشد.

تغییرات قائم با فواصل یکسان حدوداً ۵ کیلومتری و عمود بر راستای گسل بهارستان تهیه گردید (شکل ۱۴-الف). بر اساس نتایج به دست آمده و تجزیه و تحلیل پروفیل‌های تهیه شده حداکثر میزان تغییرات قائم ایجاد شده توسط گسل ۱/۵۸ میلی‌متر (شکل ۱۴-ب)

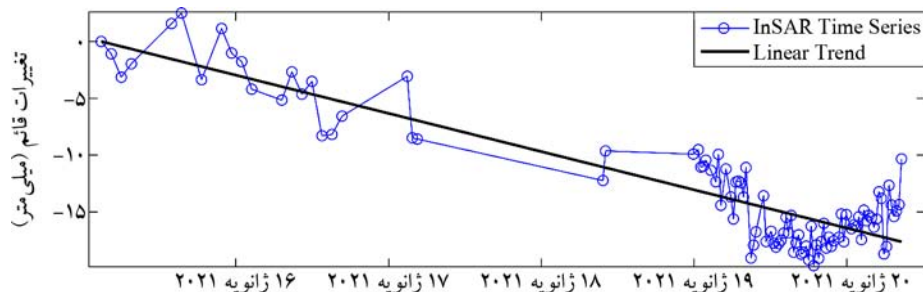
سمت پایین دست رودخانه وارد بستر کنگلومرای و آبرفتی می‌شود و دارای عمق زیاد و پیچ و خم‌های متعدد می‌گردد. از این رو، جهت محاسبه تغییرات قائم رخ داده توسط گسل بهارستان در یک دوره زمانی خاص پروفیل‌های توپوگرافی و

و همچنین آهنگ متوسط تغییرات قائم ۳/۵- میلی‌متر در سال برآورد شد (شکل ۱۵).

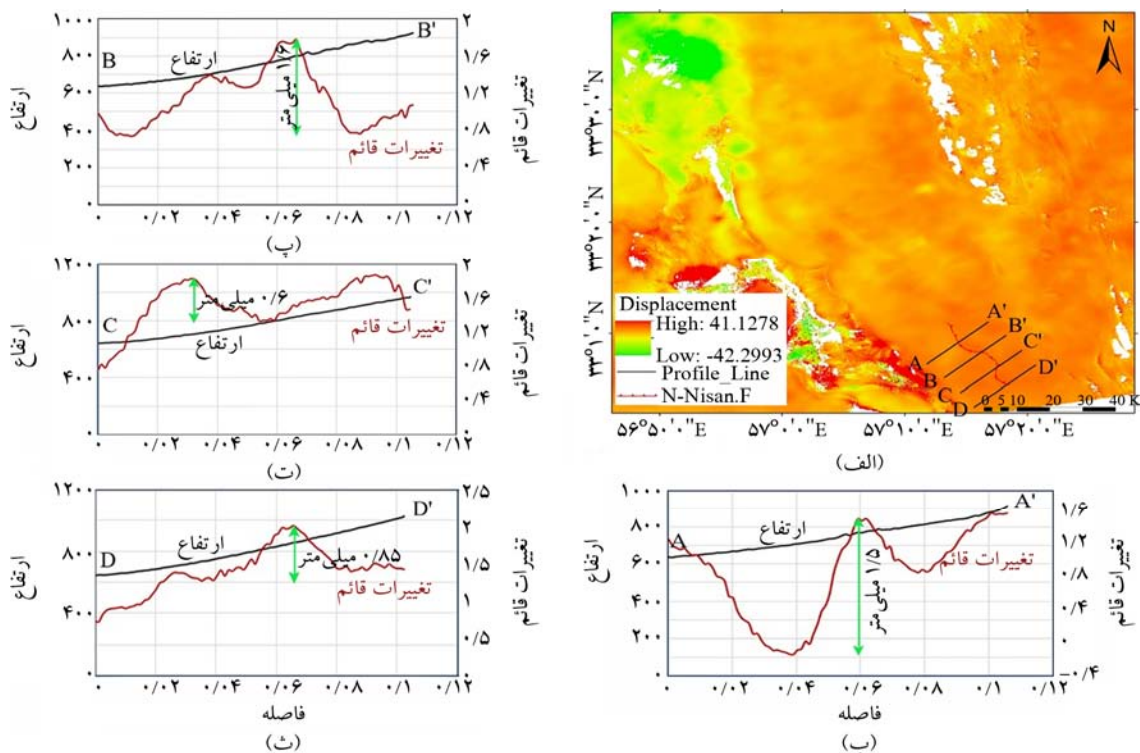
۳-۶- گسل راندگی شمال نیستان

گسل نیستان مانند سایر گسل‌های راندگی منطقه‌ی مورد پژوهش دارای روند تقریبی شمال باختری- جنوب خاوری با شیب به سمت شمال خاوری دارد که به سادگی می‌توان آن را در تصاویر ماهواره‌ای دنبال کرد. از شواهد نو زمین‌ساختی این گسل می‌توان به اسکارپ‌های جوان هم‌راستا با آن اشاره کرد (شکل ۱).

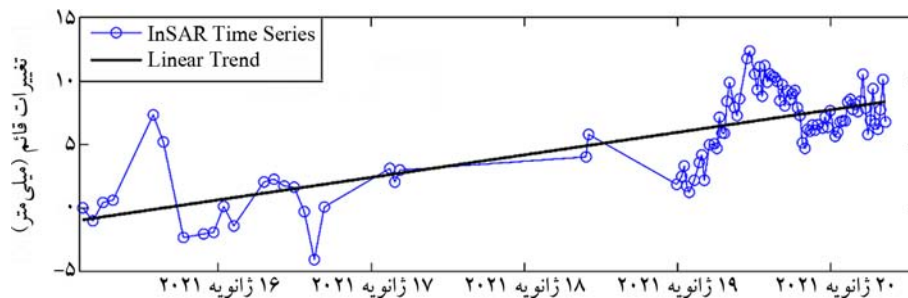
به‌منظور برآورد تغییرات قائم ناشی از فعالیت زمین‌ساختی راندگی شمال نیستان پروفیل‌های تغییرات قائم و توپوگرافی به‌صورت عمود بر راستای گسل و با فواصل یکسان تقریباً ۱۴/۵ کیلومتری تهیه و مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفت (شکل ۱۶- الف). بر اساس پروفیل‌های تهیه شده بیشترین میزان تغییرات قائم ناشی از فعالیت زمین‌ساختی این گسل ۱/۶ میلی‌متر برآورد شد (شکل ۱۶- ب) و بر اساس سری زمانی به‌دست آمده از تکنیک‌های تداخل‌سنجی راداری برای گسل راندگی شمال نیستان آهنگ متوسط سالیانه برای این گسل ۱/۷ میلی‌متر در سال تخمین زده شد (شکل ۱۷).



شکل (۱۵): سری زمانی تداخل‌سنجی راداری طاق‌دیس و راندگی بهارستان در طی بازه زمانی مربوطه.



شکل (۱۶): الف) نقشه تغییرات قائم و موقعیت گسل راندگی شمال نیستان همراه با پروفیل‌های ترسیم شده در راستای عمود بر امتداد گسل شمال نیستان، ب) پروفیل تغییرات قائم و توپوگرافی در راستای AA'، پ) پروفیل تغییرات قائم و توپوگرافی در راستای BB'، ت) پروفیل تغییرات قائم و توپوگرافی در راستای CC'، ث) پروفیل تغییرات قائم و توپوگرافی در راستای DD'. در مقاطع تغییرات قائم بر حسب میلی‌متر و فاصله بر حسب کیلومتر می‌باشد.



شکل (۱۷): سری زمانی تداخل سنجی راداری طاقدیس و راندگی نیستان در طی بازه زمانی مربوطه.

مرتبط با گسل‌های فعال در منطقه همگی حکایت از پویایی سامانه‌های تنش ترافشاری حاکم بر منطقه و فراخاست فرازمین شتری در راستای شاخه‌های فرعی گسل نای بند دارد. این فراخاست زمین‌ساختی سبب عملکرد سامانه‌های رودخانه‌ای، فرسایش و حمل رسوبات از کوهستان به دشت و رسوب آنها در منطقه شده است. نهشته‌های آبرفتی حاصل از این برخاستگی بر روی آخرین طبقات مارنی نئوژن برجای گذاشته شده‌اند. این طبقات مارنی نشان‌دهنده‌ی یک دوره‌ی آرامش زمین‌ساختی در این ناحیه هستند که در یک شرایط دریاچه‌ای تا مردابی رسوب کرده‌اند. قرارگیری اولین طبقات کنگلومرای نئوژن در قالب چینه‌های رویشی بر روی نهشته‌های کهن تر می‌تواند دلیلی بر شروع چین خوردگی مارن‌ها در اثر تشدید جنبش‌های زمین‌ساختی و برخاستگی فرازمین شتری در این دوره باشد که منجر به تشدید فرایندهای فرسایشی و ایجاد نهشته‌های درشت‌دانه آبرفتی گردیده است.

نشانه‌های ریخت‌زمین‌ساختی فراوانی در فرازمین شتری این برخاستگی را نشان می‌دهد. از جمله این نشانه‌ها وجود مجراهای کهن آب، غارهای باستانی در رسوبات آبرفتی کهن در دیواره رودخانه سردر و دره‌های باریک و ژرف در فرازمین شتری نیز همگی نشانه‌هایی از برپایی شدید زمین‌ساختی منطقه‌ی مورد پژوهش می‌باشند (شکل ۱۸).

مناذره‌های موجود در مسیر برخی از رودخانه‌ها از جمله رودخانه سردر و کریت نشانه‌ی کاهش شیب سطح بادبزنها قدیمی اندکی قبل از مهاجرت جبهه کوهستان به محل جدید می‌باشد. این مناذرها در مسیر جریان رودخانه که بعدها به دلیل برخاستگی ناحیه و فرسایش بستر جریان‌ها، ژرفای زیادی یافته‌اند،

به‌طور کلی، نرخ و دامنه تغییرات قائم در راستای چین‌خوردگی‌ها و گسل‌های راندگی بخش باختری فرازمین شتری افزایش چشمگیری دارد به طوری که بیشترین میزان تغییرات قائم را طاقدیس فهلنج به میزان ۷/۱ میلی‌متر و کمترین میزان تغییرات قائم را طاقدیس سردر به میزان ۱/۲۸ میلی‌متر به خود اختصاص داده است. نرخ و دامنه زیاد تغییرات قائم در این بخش، به‌ویژه در راستای چین‌خوردگی‌ها و گسل‌های راندگی جوان به دلیل عدم وقوع زمین‌لرزه‌ای با بزرگای زیاد در طی دوره‌ی زمانی مورد نظر که قادر به ایجاد چنین تغییرات قائم در سطح زمین باشد (شکل ۵)، سؤال‌برانگیز است. از این‌رو، در این پژوهش به بررسی سایر عوامل که می‌توانند چنین تغییرات قائمی را در سطح ایجاد کنند؛ پرداخته شد. جنس واحدهای رسوبی منطقه، نرخ رسوب‌گذاری و فرسایش از عواملی است که می‌توان به آن اشاره کرد. بدین منظور، در ادامه به‌طور خلاصه به شرح و معرفی شواهد زمین‌شناسی و ریخت‌زمین‌ساختی که نشان‌دهنده‌ی نرخ فرسایش-رسوب‌گذاری و فراخاست در منطقه هستند؛ می‌پردازد.

پویایی فرازمین شتری به‌عنوان یک سیمای زمین‌ساختی جوان عامل اصلی تأثیرگذار بر شکل‌گیری و توسعه‌ی سامانه‌های فرسایش-رسوب‌گذاری از جمله بادبزنها و پادگانه‌های آبرفتی در منطقه است. سامانه‌های آبرفتی به‌عنوان جوان‌ترین پدیده‌های زمین‌شناختی از دو عامل مهم اقلیم و جنبش‌های زمین‌ساختی تأثیر می‌پذیرند؛ بنابراین می‌توان بر اساس تأثیرپذیری بادبزنها و پادگانه‌های آبرفتی، نحوه فعالیت‌های زمین‌ساختی و احیاناً تغییرات آب و هوایی دوره‌های گذشته را بررسی نمود. شواهد ریخت‌زمین‌ساختی متعدد از جمله پادگانه‌های آبرفتی مرکب، دره‌های باریک و ژرف، چین‌های

طاقدیس مذکور از شیب اولیه رسوبات نئوژن به تدریج کاسته و به صورت کاملاً تدریجی به نهشته‌های نیمه‌سخت شده آبرفتی که به طور کم‌ویش افقی برجای گذاشته شده‌اند تبدیل می‌شود. این هندسه چینه‌های رویشی مشاهده شده در یال‌های طاقدیس‌های در حال رشد بیانگر و تداعی‌کننده شکل‌گیری این چین‌ها در محیط رسوب‌گذاری پویاست به گونه‌ای که شیب طبقات چین، از هسته مارنی به سمت یال‌ها به تدریج کاهش یافته و سرانجام به حالت افقی در رسوبات آبرفتی قدیمی (Qt_1) می‌رسد. از نمونه‌ی دیگری از چینه‌های رشدی می‌توان به تشکیل این ساختار رویشی در هسته‌ی طاقدیس سرد بین مارن‌های نئوژن و رسوبات آبرفتی مفصل جوان (Qt_2) اشاره کرد به صورتی که رسوبات آبرفتی از هسته به دو طرف به تدریج ضخیم و ضخیم‌تر می‌شوند (شکل ۲۱). این وضعیت تداوم پویایی و رشد چین‌ها و افزایش نرخ فراخاست آنها را در حال حاضر نشان می‌دهد.

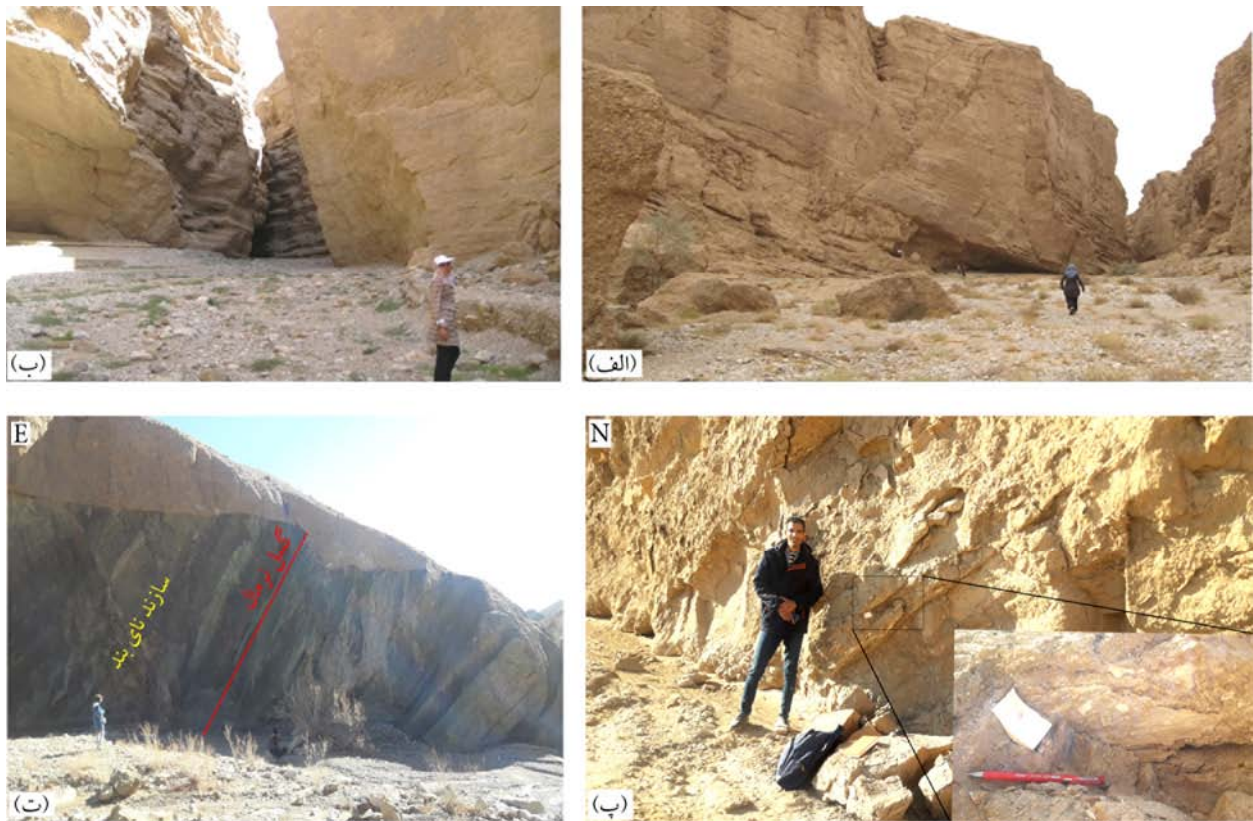
ماندرهای گود رفته‌ای را نشان می‌دهند (شکل ۱۹). همان‌طور که پیش‌تر هم اشاره شد آثار این برپایی در بسیاری از نقاط داخل کوهستان و تپه‌ماهورهای ایجاد شده در رسوبات نئوژن که به نحوی شواهد چین‌خوردگی فعال می‌باشد به چشم می‌خورد (شکل ۲۰). همچنین پادگانه‌های آبرفتی برخاسته بر فراز چین‌های نئوژن، چینه‌های رویشی از رسوبات آبرفتی جوان بر فراز یال طاقدیس‌های مذکور، رودخانه‌های منحرف شده و سربریده و دره‌های باریک و ژرف همگی شواهد رشد چین‌ها و فراخاست این ناحیه هستند. وجود چینه‌های رویشی نشان‌دهنده‌ی چین‌خوردگی رسوبات آبرفتی در یک محیط زمین‌ساختی پویا همراه با محیط رسوب‌گذاری پر تکاپو در محیط‌های خشکی یا حد واسط می‌باشد. این واقعیت به خوبی در مسیر رودخانه سردر مشاهده می‌شود. با پیمایش مسیر کال سردر (به سمت خاور) و دور شدن از یال خاوری



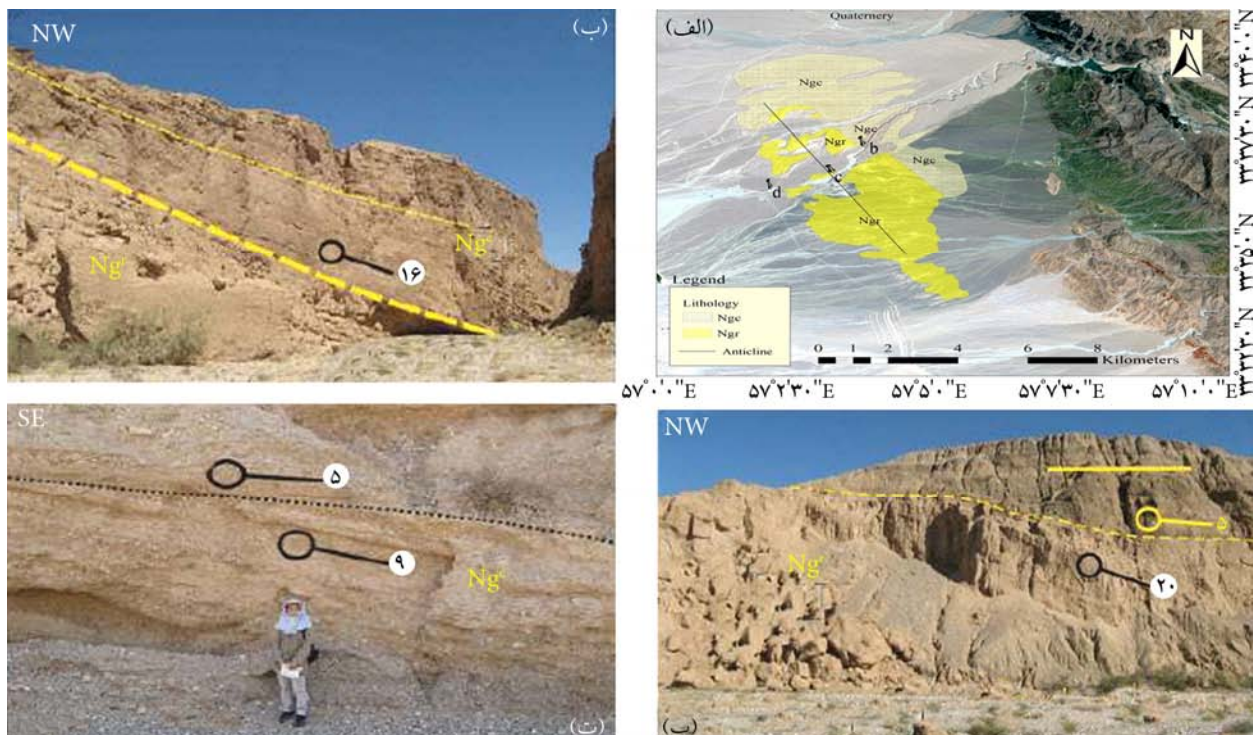
شکل ۱۸): (الف) نمونه‌ای از تنگ‌دره‌های ایجاد شده توسط رودخانه سردر در نهشته‌های آبرفتی بادبزنی‌های قدیمی (دید: به سمت شرق) و (ب) غارهای باستانی در دیواره‌ی رودخانه سردر که نشان‌دهنده‌ی برخاستگی منطقه و فرسایش بستر رودخانه است (دید به سمت غرب).



شکل ۱۹): (الف) و (ب) نمونه‌هایی از ماندرهای گود رفته در منطقه‌ی مورد پژوهش (جهت دید به سمت شرق).



شکل (۲۰): (الف) و (ب) نمونه‌ای از دره‌های ژرف و باریک و (پ) و (ت) نمونه‌هایی از گسل‌های برداشت شده در رسوبات جوان که نشان‌دهنده‌ی فرخاست سریع و فعالیت بالای منطقه مورد پژوهش است (دید: عکس (پ) به سمت شمال و (ت) به سمت شرق).



شکل (۲۱): (الف) تصویر ماهواره‌ای ستینل ۲ از طاقدیس سردر در خاور شهر طبس، (ب) چینه‌های رویشی شامل رسوبات نئوژن که بر روی طبقات مارنی قرار گرفته است، (پ) چینه‌های رویشی شامل رسوبات آبرفتی جوان که بر فراز مارن‌ها قرار گرفته‌اند و (ت) دگرشیبی بین رسوبات آبرفتی قدیمی و رسوبات نئوژن در یال باختری طاقدیس سردر (دید: (الف) و (ب) به سمت شمال غرب، (ت) به سمت جنوب شرق) [۳۳].

۴- نتیجه‌گیری

این مطالعه به اهمیت تفکیک فرآیندهای زمین‌ساختی و غیر زمین‌ساختی در تحلیل لرزه‌زمین‌ساختی یک منطقه مانند دشت طیس (به‌عنوان یک مطالعه موردی) می‌پردازد. بر اساس نقشه به‌دست آمده از تکنیک تداخل‌سنجی راداری، ملاحظه شد که دشت طیس (باختر فرازمین شتری)، تغییرات قائم زمین‌ساختی شدیدی را نشان می‌دهد. بر مبنای پروفیل‌های تغییرات ارتفاعی ترسیم شده در راستای عمود بر گسل‌ها و چین‌خوردگی‌های منطقه مورد پژوهش، بیشترین میزان تغییرات قائم سطح زمین در بازه‌ی زمانی مورد نظر ۲۰۲۰-۲۰۱۵ به میزان ۷/۱ میلی‌متر مربوط به طاق‌دیس فهلج، و کمترین میزان تغییرات قائم به میزان ۱/۲۸ میلی‌متر مربوط به طاق‌دیس سردر می‌باشد. تجزیه و تحلیل پروفیل‌ها نمایانگر افزایش میزان تغییرات قائم در بخش باختری رشته‌کوه از شمال به سمت جنوب (پایانه‌ی شمالی گسل نابیند) است. بررسی‌های انجام شده نرخ و دامنه زیاد تغییرات قائم را به فرآیندهای غیر زمین‌ساختی (مانند نرخ بالای رسوب‌گذاری و فرسایش در اثر وقوع سیلاب‌های فصلی) و نقش ناچیز و پیوسته فعالیت‌های تکتونیکی مرتبط می‌داند.

شواهد ریخت‌زمین‌ساختی قابل توجهی در منطقه وجود دارد که بر فراخاست زمین‌ساختی منطقه تأکید دارد. از شواهد ریخت‌زمین‌ساختی مشاهده شده در منطقه، می‌توان به موارد متعددی اشاره کرد. مواردی همچون متاندرهای موجود در مسیر جریان رودخانه که به دلیل فراخاست ناحیه و فرسایش بستر جریان، ژرفای زیادی دارند؛ پادگانه‌های آبرفتی بالا آمده بر فراز چین‌های نتوژن، چین‌های رویشی از رسوبات آبرفتی جوان بر فراز یال طاق‌دیس‌های ذکر شده در این پژوهش، رودخانه‌های منحرف شده و سربریده دره‌های باریک و ژرف و ...

برداشت‌های میدانی از منطقه، بالاآمدگی‌های زمین‌ساختی در بخش‌های جنوبی منطقه را به تمرکز تنش بیشتر در محل برخورد گسل نابیند با گسل‌های راندگی در منطقه می‌داند. این خود نشان‌دهنده‌ی فعالیت زمین‌ساختی بیشتر این بخش از منطقه‌ی مورد پژوهش است.

مراجع

- Vernant, P., Nilforoushan, F., Hatzfeld, D., Abbassi, M., Vigny, C., Masson, F., Nankali, H., Martinod, J., Ashtiani, A., and Bayer, R. (2004a) Present-day crustal deformation and plate kinematics in the Middle East constrained by GPS measurements in Iran and northern Oman. *Geophys. J. Int.*, **157**(1), 381-398.
- Berberian, M. (1981) 'Active faulting and tectonics of Iran'. In: *Zagros Hindu Kush Himalaya Geodynamic Evolution*. 33-69.
- Jackson, J., Haines, J., and Holt, W. (1995) The accommodation of Arabia-Eurasia plate convergence in Iran. *J. Geophys. Res., Solid Earth*, **100**(B8), 15205-15219.
- Walker, R. and Jackson, J. (2004) Active tectonics and late Cenozoic strain distribution in central and eastern Iran. *Tectonics*, **23**(5).
- Mousavi, Z., Walpersdorf, A., Walker, R., Tavakoli, F., Pathier, E., Nankali, H., Nil-fouroushan, F., and Djamour, Y. (2013) Global positioning system constraints on the active tectonics of NE Iran and the South Caspian region. *Earth Planet. Sci. Lett.*, **377**, 287-298.
- Walpersdorf, A., Manighetti, I., Mousavi, Z., Tavakoli, F., Vergnolle, M., Jadidi, A., Hatzfeld, D., Aghamohammadi, A., Bigot, A., and Djamour, Y. (2014) Present-day kinematics and fault slip rates in eastern Iran, derived from 11 years of GPS data. *J. Geophys. Res. Solid Earth*, **119**(2), 1359-1383, <http://dx.doi.org/10.1002/>.
- Meyer, B. and Le Dortz, K. (2007) Strike-slip kinematics in central and eastern Iran: estimating fault slip-rates averaged over the Holocene. *Tectonics*, **26**(5).
- Regard, V., Bellier, O., Braucher, R., Gasse, F., Bourlès, D., Mercier, J., and Thomas, J.-C., Abbassi, M., Shabanian, E., and Soleymani, S. (2006) ¹⁰Be dating of alluvial deposits from Southeastern Iran (the Hormoz Strait area). *Palaeogeogr. Palaeoclimatol. Palaeoecol.*, **242**(1), 36-53.
- Fattahi, M., Walker, R., Talebian, M., Sloan, R., and Rasheedi, A. (2014) Late Quaternary active faulting and landscape evolution in relation to the

18. Molnar, P. and Lyon-Caen, H. (1989) Fault plane solutions of earthquakes and active tectonics of the Tibetan Plateau and its margins. *Geophys. J. Int.*, **99**(1), 123-153.
19. Molnar, P., Fitch, T.J., and Wu, F.T. (1973) Fault plane solutions of shallow earthquakes and contemporary tectonics in Asia. *Earth Planet. Sci. Lett.* **19** (2), 101–112.
20. Tapponnier, P., Meyer, B., Avouac, J.P., Peltzer, G., Gaudemer, Y., Shunmin, G., Hongfa, X., Kelun, Y., Zhitai, C., and Shuahua, C. (1990) Active thrusting and folding in the Qilian Shan, and decoupling between upper crust and mantle in northeastern Tibet. *Earth Planet. Sci. Lett.*, **97**(3), 382-403.
21. England, P. and Jackson, J. (2011) Uncharted seismic risk. *Nat. Geosci.*, **4**(6), 348-349.
22. Fialko, Y., Sandwell, D., Simons, M., and Rosen, P. (2005) Three-dimensional deformation caused by the Bam, Iran, earthquake and the origin of shallow slip deficit. *Nature*, **435**(7040), 295-299.
23. Funning, G.J., Parsons, B., Wright, T.J., Jackson, J.A., and Fielding, E.J. (2005) Surface displacements and source parameters of the 2003 Bam (Iran) earthquake from Envisat advanced synthetic aperture radar imagery. *J. Geophys. Res., Solid Earth*, **110**(B9).
24. Jackson, J. (2001) Living with earthquakes: know your faults. *J. Earthq. Eng.*, **5**(spec01), 5-123.
25. Oskin, M.E., Arrowsmith, J.R., Corona, A.H., Elliott, A.J., Fletcher, J.M., Fielding, E.J., Gold, P.O., Garcia, J.J.G., Hudnut, K.W., Liu-Zeng, J., and Teran, O.J. (2012) Near-field deformation from the El Mayor-Cucapah earthquake revealed by differential LI-DAR. *Science*, **335**(6069), 702-705.
26. Zhou, Y., Elliott, J.R., Parsons, B., and Walker, R.T. (2015a) The 2013 Balochistan earthquake: an extraordinary or completely ordinary event? *Geophys. Res. Lett.*, **42**(15), 6236-6243, <http://dx.doi.org/10.1002/2015GL065096>.
27. Berberian, M. (1979) Earthquake faulting and bedding thrust associated with the Tabas-e-Golshan (Iran) earthquake of September 16. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, **69**(6), 1861-1887.
- Gowk Fault in the South Golbaf Basin, SE Iran. *Geomorphology*, **204**, 334-343.
10. Walker, R.T., Bergman, E.A., Elliott, J.R., Fielding, E.J., Ghods, A.R., Ghoraihi, M., Jackson, J., Nazari, H., Nemati, M., Oveisi, B., Talebian, M., and Walters, R.J. (2013) The 2010–2011 South Rigan (Baluchestan) earthquake sequence and its implications for distributed deformation and earthquake hazard in southeast Iran. *Geophys. J. Int.*, **193**(1), 349-374, <https://doi.org/10.1093/gji/ggs109>.
11. Foroutan, M., Meyer, B., Sébrier, M., Nazari, H., Murray, A., Le Dortz, K., Shokri, M., Arnold, M., Aumaître, G., and Bourlès, D. (2014) Late Pleistocene–Holocene right slip rate and paleoseismology of the Nayband fault, western margin of the Lut block, Iran. *J. Geophys. Res., Solid Earth*, **119**(4), 3517-3560, <http://dx.doi.org/10.1002/2013JB010746>.
12. Burbank, D.W. and Anderson, R.S. (2011) *Tectonic Geomorphology*. John Wiley & Sons.
13. Copley, A. (2014) Postseismic 30 years after the 1978 Tabas-e-Golshan (Iran) earthquake: observations and implications for the geological evolution of thrust belts. *Geophys. J. Int.*, **197**(2).
14. Dolan, J.F., Christofferson, S.A., and Shaw, J.H. (2003) Recognition of paleoearthquakes on the Puente Hills blind thrust fault, California. *Science*, **300**(5616), 115-118.
15. Yu, S.-B., Hsu, Y.-J., Kuo, L.-C., Chen, H.-Y., and Liu, C.-C. (2003) GPS measurement of post-seismic deformation following the 1999 Chi-Chi, Taiwan, earthquake. *J. Geophys. Res., Solid Earth*, **108**(B11).
16. Rashidi, A., Khatib, M.M., Nilfouroushan, F., Derakhshani, R., Mousavi, S.M., Kiyani, H., and Jamour, Y. (2019) Strain rate and stress fields in the West and South Lut block, Iran: insights from the inversion of focal mechanism and geodetic data. *Tectonophysics*, **766**, 94-114.
17. Hubbard, J. and Shaw, J.H. (2009) Uplift of the Longmen Shan and Tibetan plateau, and the 2008 Wenchuan ($M = 7.9$) earthquake. *Nature*, **458**(7235), 194-197.

28. Walker, R., Jackson, J., and Baker, C. (2003) Surface expression of thrust faulting in eastern Iran: source parameters and surface deformation of the 1978 Tabas and 1968 Ferdows earthquake sequences. *Geophys. J. Int.*, **152**(3), 749-765.
29. Stokline, J., Eftekharneshad, J., and Hushmandzadeh, A. (1994) *Geological map, 1:25000, Geological survey of Iran.*
30. Stoklin, J. (1968) Structural history and Tectonic of Iran: A reviews. *Am. Assos. Pet Geoll. Bull.*, **52**, 1129-1258.
31. Hooper, A., Bekaert, D., Spaans, K., and Arikan, M. (2012) Recent advances in SAR interferometry time series analysis for measuring crustal deformation. *Tectonophysics*, **7**, 514-517.
32. Morishita, Y., Lazecky, M., Wright, T.J., Weiss, J.R., Elliott, J.R., and Hooper, A. (2020) LiCSBAS: an open-source InSAR time series analysis package integrated with the LiCSAR automated Sentinel-1 InSAR processor. *Remote Sensing*, **12**(3), 424.
33. Nazemi, M. (2014) *Geomorphic Evidence of Active Folding in East and South East of Tabas*. Ph.D. Thesis, Islamic Azad University, Tehran, P. 123 (in Persian).

واژه‌نامه

Global Positioning System (GPS)	سیستم موقعیت‌یابی جهانی
Radar Interferometry	تداخل‌سنجی راداری
Crests	ستخ‌ها
Persistent Scatterer Interferometry	پراکنش‌کننده‌های دائمی
Small Baseline Subset	الگوریتم خط مبنای کوتاه

نوع مقاله: پژوهشی

پاسخ لرزه‌ای عوارض توپوگرافی دو بعدی نیم‌سینوسی متقارن و نامتقارن در برابر امواج مهاجم قائم SV

نیلوفر باباآدم

دانشجوی دکتری، گروه زمین‌شناسی مهندسی، دانشکده علوم پایه،
دانشگاه تربیت مدرس، تهران

علی ارومیه‌ای (نویسنده مسئول)

استاد، گروه زمین‌شناسی مهندسی، دانشکده علوم پایه، دانشگاه تربیت
مدرس، تهران، uromeiea@modares.ac.ir

عبدالله سهرابی بیدار

دانشیار، دانشکده زمین‌شناسی، پردیس علوم، دانشگاه تهران، تهران

ابراهیم حق‌شناس

دانشیار، پژوهشکده مهندسی ژئوتکنیک، پژوهشگاه بین‌المللی
زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران

شهرام مقامی

دکتری زمین‌شناسی مهندسی، دانشکده زمین‌شناسی، پردیس علوم،
دانشگاه تهران، تهران

چکیده

در این پژوهش رفتار لرزه‌ای عوارض توپوگرافی شامل دره‌ها و تپه‌های نیم‌سینوسی دو بعدی به دو صورت متقارن و نامتقارن با نسبت شکل و نسبت تقارن متفاوت مورد بررسی قرار گرفته است. در عوارض متقارن، ارتفاع/عمق و در عوارض نامتقارن، نیم‌پهنا فاکتور متغیر می‌باشد. عوارض توپوگرافی به صورت همگن در نظر گرفته شده‌اند و مدل‌سازی عددی تحت موج مهاجم قائم SV ریکر با فرکانس‌های غالب ۳ و ۵ هرتز و با استفاده از روش اجزای مرزی انجام شده است. در این مطالعه تحلیل‌ها همگی در سطح زمین و در حوزه زمان به دست آمده است که با اعمال تبدیل فوریه به حوزه فرکانس منتقل شده است. نتایج به دست آمده در این پژوهش حاکی از آن است که در عوارض متقارن، افزایش نسبت شکل سبب تشدید در بزرگ‌نمایی تاج در تپه‌ها و کوچک‌نمایی در کف دره‌ها می‌شود؛ در حالی که در عوارض نامتقارن، افزایش نسبت تقارن موجب کاهش بزرگ‌نمایی بالای تپه‌ها و همچنین کوچک‌نمایی کف دره‌های مورد مطالعه می‌شود. همچنین در پایان اشاره‌ای به چگونگی بررسی عوارض توپوگرافی در آیین‌نامه‌های ساختمانی شده است که بیان می‌کند، مقادیر بزرگ‌نمایی‌های به دست آمده برای عوارضی با نسبت شکل‌های مختلف با مقادیر پیشنهاد شده توسط آیین‌نامه‌های ساختمانی مورد مقایسه قرار گرفته و نتایج، گواه بر این موضوع است که میزان تأثیر ابعاد عارضه و عدم تقارن، بر پاسخ لرزه‌ای عوارض توپوگرافی به مقدار چشمگیری بیش از ضرایب در نظر گرفته شده در این آیین‌نامه‌هاست.

واژگان کلیدی: عوارض توپوگرافی، نسبت شکل، نسبت تقارن، دو بعدی، موج مهاجم SV.

۱- مقدمه

موارد مشابهی اشاره کرد. به دلیل اهمیت بسیار زیاد تأثیر این عوارض، اعم از دره‌ها و تپه‌ها بر پاسخ لرزه‌ای سطح زمین، محققان بسیاری در این زمینه به تحقیق و بررسی پرداخته‌اند [۹-۱۰]. مروری بر ادبیات فنی در این زمینه نشان می‌دهد که در دهه‌های اخیر روش‌های عددی به‌عنوان ابزاری مناسب برای بررسی اثرات ساختگاهی مطرح شده‌اند و تاکنون کارایی روش‌های مختلف در این زمینه مورد ارزیابی قرار گرفته است. مطالعاتی که در زمینه‌ی بررسی تأثیر عوارض توپوگرافی بر پاسخ لرزه‌ای انجام شده است بیان‌کننده این مطلب است که در بالای تپه‌ها بزرگ‌نمایی و در کف دره‌ها کوچک‌نمایی در موج

در سال‌های اخیر گزارش‌های بسیاری از خسارات ناشی از زلزله در نقاط مختلف جهان مشاهده شده است، به‌خصوص پس از مشاهده شدت خرابی‌ها در زلزله ۱۹۸۵ مکزیکوسیتی توجه ویژه‌ای به بحث اثرات ساختگاهی معطوف شد و پژوهشگران بسیاری به بیان و بررسی این مسئله در ساختگاه مکزیکوسیتی و همچنین بررسی اثرات ساختگاهی بر پاسخ لرزه‌ای در سایر ساختگاه‌ها پرداختند [۱-۳]. تأثیرات ناشی از عوارض توپوگرافی به‌عنوان یک عامل مهم در تقویت امواج زلزله بیان شده است که می‌توان به زلزله‌ی ۱۹۹۴ نورث‌ریج [۴]، زلزله ۱۹۸۷ شیلی [۵]، زلزله ۱۳۹۶ سرپل ذهاب (کرمانشاه) [۶] زلزله‌های یونان [۷-۸] و

اجزای مرزی مطالعات دیگری نیز انجام شده است که می‌توان به سمبلا و همکاران [۱۵] اشاره کرد. در این تحقیق مطالعه عددی را با استفاده از روش اجزای مرزی بر روی حوضه رسوبی کاراکاس انجام داده‌اند. بخشی از نتایج به‌دست آمده که نشان‌دهنده‌ی میزان بزرگ‌نمایی در بخش‌های مختلف حوضه است و حاکی از آن است که با حرکت به سمت لبه‌های حوضه بزرگ‌نمایی افزایش می‌یابد. پنجمی و همکاران [۱۶-۱۷] نیز با ارائه روش اجزای مرزی توسعه یافته‌ای به تحلیل مسائل دو بعدی گسترش موج لرزه‌ای در محیط‌های همگن و همسانگرد دارای رفتار الاستیک خطی پرداخته‌اند و از این روش برای بررسی رفتار لرزه‌ای عوارض توپوگرافی تپه و دره در مقابل موج مهاجم SH استفاده کرده‌اند.

همچنین تأثیر عوامل دیگری از جمله شیب دامنه بر پاسخ لرزه‌ای مورد بررسی قرار گرفته است و نتایج حاکی از آن است که شیب دامنه نیز بر پاسخ لرزه‌ای عوارض توپوگرافی تأثیرگذار است، به گونه‌ای که تأثیر توپوگرافی با افزایش شیب، افزایش می‌یابد [۱۸-۱۹]. به‌طور کلی نتایج تحقیقات در سال‌های اخیر نشان می‌دهد که عوامل مختلفی بر بزرگ‌نمایی عوارض توپوگرافی (تپه‌ها) تأثیرگذارند، از جمله کمالیان و همکاران [۱۴، ۲۰] در مطالعه رفتار لرزه‌ای تپه‌ها و دره‌های دو بعدی نیم‌سینوسی به این موضوع اشاره دارند که در درجه اول طول موج و هندسه محل مورد مطالعه و پس از آن نوع موج و پارامترهای مهندسی محیط از عوامل مؤثر بر الگوی بزرگ‌نمایی در تپه‌ها می‌باشند.

پورسرتیپ و همکاران [۲۱] نیز مطالعه‌ی پارامتریک جامعی را بر روی تأثیر بی‌نظمی‌های توپوگرافی بر حرکت زمین انجام داده‌اند که در این پژوهش تأثیر پارامترهای مختلفی از جمله نوع موج مهاجم، زاویه موج مهاجم، فرکانس موج مهاجم و شکل عارضه (تپه، دره) را مورد بررسی قرار داده‌اند. نتایج همان‌طور که انتظار می‌رود نشان می‌دهند که بزرگ‌نمایی وابسته به رابطه بین خصوصیات عارضه و طول موج غالب هستند.

در پژوهش‌هایی که تاکنون در زمینه پاسخ لرزه‌ای عوارض

لرزه‌ای دیده می‌شود. زمانی که نسبت شکل عارضه توپوگرافی تغییر می‌کند پاسخ امواج نیز متفاوت می‌شود؛ به گونه‌ای که با افزایش نسبت شکل میزان بزرگ‌نمایی و کوچک‌نمایی افزایش می‌یابد [۱۱].

در مطالعه‌ای که توسط آنگرینی [۱۲] در بررسی تأثیرات عوارض توپوگرافی بر انتشار امواج انجام شده است، مدل‌سازی‌ها با استفاده از (SEM) SPEC3D و برای زلزله ۲۰۰۵ کشمیر انجام شده است. نتایج در دو حالت حضور و عدم حضور عوارض توپوگرافی مورد بررسی قرار گرفته است و بیان می‌کنند که ناپیوستگی‌های توپوگرافی با پراکنده ساختن امواج لرزه‌ای سبب تشدید در برخی از پشته‌های تپه می‌شوند، همچنین مقایسه نتایج نشان می‌دهد که شدت لرزش‌ها در پشته‌ها و دامنه‌های شیب‌دار دارای تغییری تا ۷۰ درصد بیشتر از دره‌ها هستند. مشخص است که افزایش دامنه جنبش‌ها در شیب‌ها می‌تواند پتانسیل وقوع زمین‌لغزش را به مقدار چشمگیری افزایش دهد. جلی و همکاران [۱۳] به بررسی پاسخ لرزه‌ای تپه‌های دو بعدی تحت موج مهاجم SH پرداخته‌اند. نتایج به‌دست آمده از این مطالعه بیان می‌کند که: الف) بررسی تأثیر توپوگرافی به تنهایی کار بسیار دشواری است زیرا همواره با فاکتورهای دیگری از جمله لایه‌بندی سطحی همراه می‌باشد، بنابراین برای بررسی بزرگ‌نمایی در بالای عوارض توپوگرافی پیچیده نمی‌توان فقط از تخمین بر اساس فاکتور توپوگرافی استفاده کرد؛ ب) نسبت بزرگ‌نمایی به‌دست آمده تاج/پای تپه در منطقه معمولاً با ساختار دو بعدی که تحت موج مهاجم SH بررسی می‌شوند مطابقت ندارند.

کمالیان و همکاران [۱۴] پاسخ لرزه‌ای تپه‌های نیم‌سینوسی متقارن را در ۷ نسبت شکل متفاوت تحت موج مهاجم p و SV مورد بررسی قرار داده‌اند. نتایج ارائه شده در این پژوهش صرفاً به بررسی پاسخ در تاج تپه پرداخته است و گویای این مطلب است که با افزایش نسبت شکل بزرگ‌نمایی در بالای تپه نیز افزایش می‌یابد.

در زمینه بررسی اثرات ساختگاهی با استفاده از روش عددی

که در آن u_i بیانگر تغییر مکان و b_i بیانگر نیروی پیکری محیط است. c_L و c_T سرعت‌های امواج طولی و عرضی محیط را نشان می‌دهند که به ترتیب از روابط $c_L^2 = (\lambda + 2\mu)/\rho$ و $c_T^2 = \mu/\rho$ به دست می‌آیند. λ و μ ضرایب لامه و ρ دانسیته جرمی محیط هستند. معادله انتگرال مرزی حاکم بر محیط‌های الاستیک خطی همسان و همگن، با اعمال روش باقیمانده‌های وزنی بر معادله (۱) مطابق رابطه (۲) به دست می‌آید.

$$c_{ij}(\xi)u_j(\xi, t) = \int_{\Gamma} \{u_{ij}^*(x, \xi, t) * p_j(x, t)\} d\Gamma - \int_{\Gamma} \{p_{ij}^*(x, \xi, t) * u_j(x, t)\} d\Gamma \quad (2)$$

که در آن p_i ترکشن بر روی سطح مماس بر مرز Γ را بیان می‌دارد. u_{ij}^* و p_{ij}^* جواب‌های اساسی معادله دیفرانسیل تعادل دینامیکی و به ترتیب بیانگر مؤلفه‌های زام جابه‌جایی و ترکشن نقطه x در لحظه t هستند که به واسطه اعمال یک بار متمرکز واحد موازی محور i ، در نقطه ξ و در لحظه $\tau \leq t$ پدید آمده‌اند. عبارات $u_{ij}^* * p_j$ و $p_{ij}^* * u_j$ انتگرال‌های کانولوشن ریمن هستند $c_{ij}(\xi)$ در رابطه (۲) ضریب شناخته شده ناپیوستگی در نقطه ξ است که از تکنیک جواب اساسی p_{ij}^* ناشی می‌شود. این ضریب تنها تابع هندسه مرز بوده و در هر دو بارگذاری استاتیکی و دینامیکی مقدار یکسانی دارد. در صورتی که محیط مورد بررسی در معرض هجوم امواج لرزه‌ای قرار گیرد، معادله انتگرال مرزی حاکم به شرح زیر اصلاح می‌شود:

$$c_{ij}(\xi)u_j(\xi, t) = \int_{\Gamma} \{u_{ij}^*(x, \xi, t) * p_j(x, t)\} d\Gamma - \int_{\Gamma} \{p_{ij}^*(x, \xi, t) * u_j(x, t)\} d\Gamma + u_i^{inc}(\xi, t) \quad (3)$$

که در آن u_i^{inc} تغییر مکان حاصله از موج مهاجم را بیان می‌دارد. برای حل مسئله به روش عددی می‌بایست معادله انتگرال مرزی به گونه‌ای بیان شود که مجموعه‌ای از معادلات خطی حاصل گردیده و با حل آنها جواب مسئله مقدار مرزی به دست می‌آید. به منظور تبدیل معادله انتگرالی حاکم به شکل مطلوب، ابتدا در زمان و سپس در مکان جداسازی می‌شود. در نهایت معادلات به دست آمده به شکل ماتریسی بیان خواهند شد. معادلات ذکر شده و عددی‌سازی آن در برنامه HYBRID [۲۲]

توپوگرافی یا به بیان دیگر تأثیر توپوگرافی بر رفتار لرزه‌ای انجام شده است عمدتاً عوارض متقارن مورد بررسی قرار گرفته است. در این پژوهش، به رفتار لرزه‌ای عوارض توپوگرافی، اعم از دره‌ها و تپه‌های متقارن و نامتقارن نیم‌سینوسی با نسبت شکل‌های متفاوت پرداخته شده است. دلیل انتخاب عوارض نیم‌سینوسی این است که متداول‌ترین شکل عوارض توپوگرافی در طبیعت هستند و این امر در کاربردی کردن نتایج مطالعات بسیار حائز اهمیت است. مهم‌ترین علت مطالعه حاضر این است که در طبیعت عوارض توپوگرافی به ندرت به صورت متقارن دیده می‌شوند و ضرورت مطالعه عوارض نامتقارن در مطالعات لرزه‌ای بسیار احساس می‌شود.

۲- روش عددی مورد استفاده

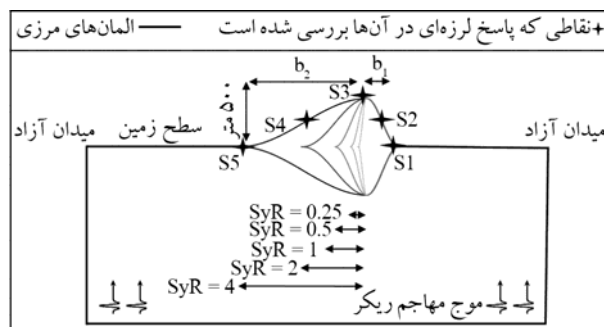
به منظور انجام مدل‌سازی‌های عددی از روش اجزای مرزی استفاده شده است که از میان روش‌های عددی موجود، دقت بسیار بالایی را در مدل‌سازی پراکنش امواج لرزه‌ای نشان داده است. از مهم‌ترین مزایای روش اجزای مرزی، برآورده نمودن شرط تشعشع سامرفلد (تشعشع موج از محیط به سمت بی‌نهایت و عدم انتشار امواج از بی‌نهایت به سمت محیط مورد بررسی) است. همچنین در روش اجزای مرزی، به دلیل کاهش یک بعد از معادلات، امکان استفاده از مش‌بندی‌های محدودتر فراهم می‌گردد که این امر سبب افزایش دقت و سرعت انجام محاسبات می‌شود. در روش اجزای مرزی، به دلیل انجام تحلیل‌ها در مرزهای محدوده مورد بررسی، امکان انتشار امواج کاذب در مش‌بندی دامنه‌ای نیز کاهش می‌یابد. مجموعه این شرایط تحلیل دقیق‌تر گسترش موج در محیط‌های بی‌نهایت را فراهم می‌سازد.

روش اجزای مرزی مبتنی بر معادله انتگرال مرزی تعادل دینامیکی محیط است. معادله دیفرانسیل حاکم بر تعادل دینامیکی محیط‌های الاستیک خطی همسان و همگن، توسط رابطه (۱) بیان می‌گردد:

$$(c_L^2 - c_T^2) \frac{\partial^2 u_j}{\partial x_i \partial x_j} + c_T^2 \frac{\partial^2 u_i}{\partial x_j \partial x_j} + b_i = \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} \quad (1)$$

نیم‌سینوسی با نیم‌پهنای ثابت ۵۰۰ متر و ارتفاع‌های متفاوت ۱۲۵، ۲۵۰، ۳۷۵ و ۵۰۰ متر بوده که به ترتیب دارای نسبت شکل برابر با ۰/۲۵، ۰/۵، ۰/۷۵ و ۱ می‌باشند (جدول ۱). پاسخ هر یک از این عوارض در سه نقطه در بالا، میانه و پایین عارضه مورد بررسی قرار گرفته است. شکل (۱) عوارض توپوگرافی متقارن را نشان می‌دهد. بخش دوم مطالعات شامل بررسی رفتار لرزه‌ای عوارض توپوگرافی همگن و نامتقارن می‌باشد. به همین منظور ۱۰ دره و تپه نامتقارن با ارتفاع یکسان ۵۰۰ متر و نیم‌پهنای متفاوت ۱۲۵، ۲۵۰، ۵۰۰، ۱۰۰۰ و ۲۰۰۰ متر که به ترتیب دارای نسبت تقارن ۰/۲۵، ۰/۵، ۱، ۲ و ۴ می‌باشند، انتخاب شده است (شکل ۲).

پارامتر نسبت شکل بیانگر نسبت ارتفاع/عمق به نیم‌پهنای (h/b) عارضه می‌باشد. در عوارض نامتقارن نسبت تقارن بیان‌کننده نسبت نیم‌پهنای متغیر (b2) به نیم‌پهنای ثابت (b1) می‌باشد.

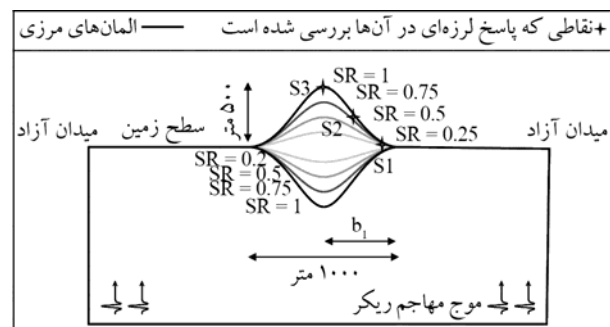


شکل (۲): هندسه عوارض توپوگرافی نامتقارن در نسبت شکل‌های متفاوت در برابر امواج مهاجم SV ریکر و محل نقاطی که پاسخ لرزه‌ای در آنها بررسی شده است.

به انجام رسیده و جزئیات آن در مراجع [۲۳-۲۵] بیان شده است.

۳- متدولوژی و محدوده مطالعه

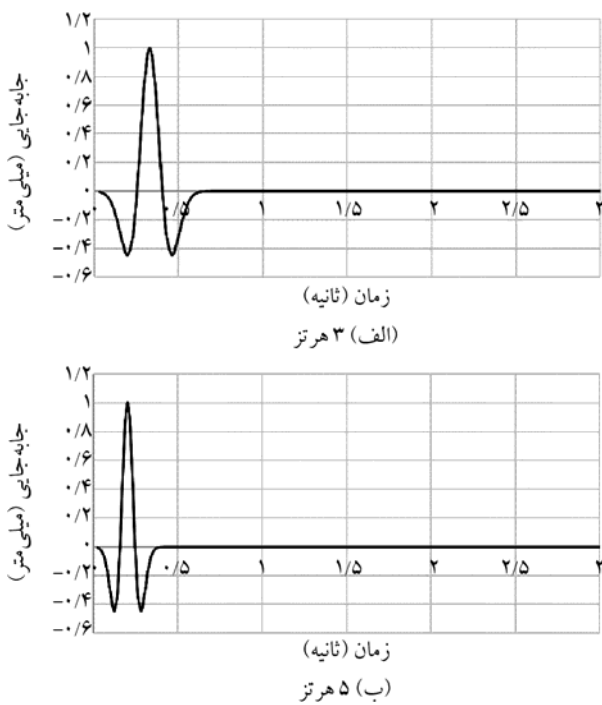
هدف این پژوهش بررسی رفتار لرزه‌ای عوارض توپوگرافی دو بعدی نیم‌سینوسی و همگن در دو حالت متقارن و نامتقارن می‌باشد. همان‌طور که اشاره شد، مطالعات مختلف، پاسخ لرزه‌ای را در قسمت‌های مختلفی از عوارض توپوگرافی مورد بررسی قرار داده‌اند و به اهمیت شکل این عوارض در پاسخ لرزه‌ای محیط اشاره نموده‌اند. به‌منظور بررسی سازوکار این تأثیرات، دو دسته عوارض توپوگرافی نیم‌سینوسی متقارن و نامتقارن تعریف شده و تأثیر آنها بر امواج لرزه‌ای با فرکانس‌های غالب ۳ و ۵ هرترز مورد بررسی قرار گرفته است. عوارض متقارن مورد بررسی، متشکل از هشت دره و تپه



شکل (۱): هندسه عوارض توپوگرافی متقارن در نسبت شکل‌های متفاوت در برابر امواج مهاجم SV ریکر و محل نقاطی که پاسخ لرزه‌ای در آنها بررسی شده است.

جدول (۱): مشخصات عوارض مورد بررسی.

نسبت شکل/تقارن	ارتفاع	b1 (نیم‌پهنای ثابت)	b2 (نیم‌پهنای متغیر)	سرعت موج برشی (متر بر ثانیه)
عوارض متقارن	۱۲۵	۵۰۰	۵۰۰	۱۰۰۰
	۲۵۰	۵۰۰	۵۰۰	۱۰۰۰
	۳۷۵	۵۰۰	۵۰۰	۱۰۰۰
	۵۰۰	۵۰۰	۵۰۰	۱۰۰۰
عوارض نامتقارن	۵۰۰	۵۰۰	۱۲۵	۱۰۰۰
	۵۰۰	۵۰۰	۲۵۰	۱۰۰۰
	۵۰۰	۵۰۰	۵۰۰	۱۰۰۰
	۵۰۰	۵۰۰	۱۰۰۰	۱۰۰۰
	۵۰۰	۵۰۰	۲۰۰۰	۱۰۰۰



شکل (۳): تاریخچه زمانی موج مهاجم ریکر برای دو فرکانس غالب موج مهاجم.

نسبت بزرگ‌نمایی به معنای نسبت طیف فوریه پاسخ لرزه‌ای در سطح، به طیف فوریه موج مهاجم تعریف شده است. در این معادله π و b به ترتیب فرکانس زاویه‌ای و نیم‌پهنای عارضه را بیان می‌کنند. همچنین در نمودارهایی که برحسب دوره تناوب ارائه شده‌اند، دوره تناوب نیز به صورت بدون بعد می‌باشد (بیان‌کننده نسبت طول موج برشی به ابعاد عارضه).

سرعت موج برشی در تمام مدل‌سازی‌ها ثابت و برابر با ۱۰۰۰ متر بر ثانیه در نظر گرفته شده است که می‌تواند معادل سازندهای زمین‌شناسی نسبتاً سخت در نظر گرفته شود. سایر پارامترهای محیطی مورد استفاده در مدل‌سازی‌ها، مدول یانگ = ۵۹۸۵۰۰۰ کیلوپاسکال، مدول بالک = ۵۸۶۷۶۴۸ کیلوپاسکال، وزن مخصوص = ۲۲/۰۷ کیلونیوتن بر مترمکعب و نسبت پواسون = ۰/۳۳ می‌باشند.

۴- پاسخ لرزه‌ای عوارض

نتایج تحلیل‌ها همگی در سطح زمین و در حوزه زمان به دست آمده است که با اعمال تبدیل فوریه به حوزه فرکانس

امواج لرزه‌ای مورد استفاده از نوع موج قائم SV ریکر می‌باشند که دامنه آن در حوزه زمان توسط رابطه (۴) بیان می‌شود:

$$f(t) = [1 - 2 \cdot (\pi \cdot f_p \cdot (t - t_0))^2] e^{-(\pi \cdot f_p \cdot (t - t_0))^2} \quad (4)$$

در رابطه (۴)، f_p و t_0 به ترتیب فرکانس غالب و پارامتر زمان تأخیر است. در موج SV، $f(t)$ مؤلفه افقی موج مهاجم را تعیین می‌کند، درحالی‌که مؤلفه عمودی صفر است. همان‌طور که اشاره شد موج مهاجم در مدل‌سازی‌ها قائم در نظر گرفته شده است زیرا بر اساس قانون اسنل با کاهش سرعت موج در لایه‌های سطحی‌تر شکست موج اتفاق افتاده و زاویه انتشار موج به حالت قائم میل می‌کند. از این رو در مطالعات عددی بسیار مرسوم است که زاویه انتشار موج مهاجم به خصوص در مورد مطالعات لرزه‌ای حوضه دور قائم در نظر گرفته شود. پاسخ لرزه‌ای برای موج مهاجم ریکر در دو فرکانس مختلف ۳ و ۵ هرتز در حوزه زمان محاسبه شده است. نسبت بزرگ‌نمایی در نقاط مورد بررسی در حوزه فرکانس بر اساس محدوده اعتبار هر یک از امواج مورد استفاده ترکیب شده و در محدوده فرکانس بدون بعد ۰/۲ تا ۱۲ ارائه شده است (برابر با پیوند بدون بعد در محدوده ۰/۱ تا ۴/۷). محدوده اعتبار هر یک از امواج بر مبنای فرکانس‌های دارای دامنه بیش از ۰/۱ دامنه پیک، در نمودار سری فوریه این امواج در نظر گرفته شده است.

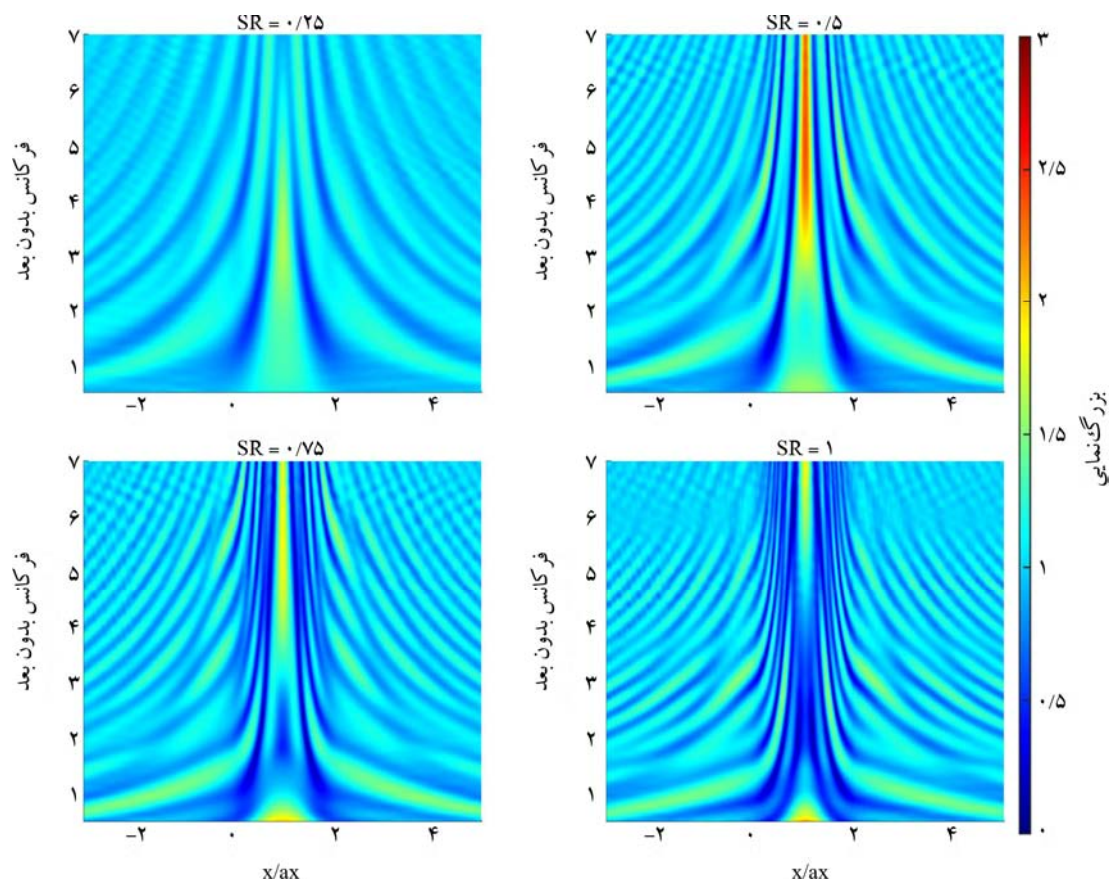
نتایج به دست آمده در حوزه فرکانس در قالب نسبت بزرگ‌نمایی و به ازای فرکانس بدون بعد ($\Omega = \omega b / \pi c^2$) ارائه شده‌اند. مفهوم فیزیکی فرکانس بدون بعد نیز همان نسبت پهنای عارضه به طول موج برشی محیط نیم‌صفحه می‌باشد. لازم به ذکر است که گام زمانی برای هر یک از تحلیل‌ها معادل با یک‌دهم عکس فرکانس غالب و پارامتر تأخیر زمانی ۱۰ برابر طول گام زمانی لحاظ شده است. شکل (۳)، امواج مهاجم ریکر مورد استفاده در این پژوهش با فرکانس‌های غالب ۳ و ۵ هرتز را نشان می‌دهد. هر یک از تحلیل‌ها تا ۱۵۰ گام زمانی ادامه یافته است.

عوارض را می‌توان در دو ناحیه فرکانسی طبقه‌بندی کرد؛ محدوده فرکانس‌های بدون بعد کمتر از $0/5$ و محدوده فرکانس‌های بدون بعد بیشتر از 2 . با افزایش نسبت شکل، بزرگ‌نمایی در محدوده فرکانس بدون بعد $0/5$ افزایش می‌یابد، در حالی که نسبت‌های بزرگ‌نمایی و محدوده فرکانسی نظیر آن، در فرکانس‌های بدون بعد بیشتر از 2 با افزایش نسبت شکل کاهش می‌یابد. در نسبت شکل $0/75$ در حدود فرکانس بدون بعد 2 ، کوچک‌نمایی موج پاسخ مشاهده می‌شود. این کوچک‌نمایی در نسبت شکل (۱) گسترش یافته و تا محدوده فرکانس بدون بعد 5 را پوشش می‌دهد. با فاصله گرفتن از بالای تپه، تناوبی از بزرگ‌نمایی و کوچک‌نمایی دیده می‌شود. با افزایش نسبت شکل، تعداد این محدوده‌های بزرگ‌نمایی و کوچک‌نمایی بیشتر می‌شود. اگرچه در یک نگاه کلی می‌توان گفت در مقادیر نسبت‌های طیفی، در نسبت شکل $0/5$ ، تأثیر بزرگ‌نمایی و در نسبت شکل‌های $0/75$ و 1 ، تأثیر کوچک‌نمایی شاخص‌تر است. به‌طور کلی در عوارض مورد بررسی، بالاترین

منتقل شده است. مطالعات در دو بخش و شامل مطالعه کل عارضه در محدوده فرکانس بدون بعد $0/2$ تا 7 و سپس برای برخی نقاط منتخب، در محدوده دوره تناوب بدون بعد $0/1$ تا $4/7$ بررسی شده است. این نقاط منتخب در عوارض متقارن شامل سه نقطه $S1-S3$ (در بالا، میانه و پایین عارضه) و در عوارض نامتقارن پنج نقطه $S1-S5$ (در بالا، میانه و پایین در هر دو سمت عارضه) می‌باشند (شکل‌های ۱ و ۲). تغییرات دامنه در هر نقطه برای نسبت شکل یا نسبت تقارن‌های متفاوت در قالب یک نمودار مورد مقایسه قرار گرفته است.

۴-۱- پاسخ لرزه‌ای تپه‌های متقارن

پاسخ لرزه‌ای حوزه فرکانس برای کل عارضه (تپه‌های متقارن)، در چهار نسبت شکل متفاوت در شکل (۴) آمده است که نشان می‌دهد بیشترین نسبت بزرگ‌نمایی در کلیه حالات در بالای تپه مشاهده می‌شود ($x/ax = 1$). بزرگ‌نمایی‌های قابل بررسی در این

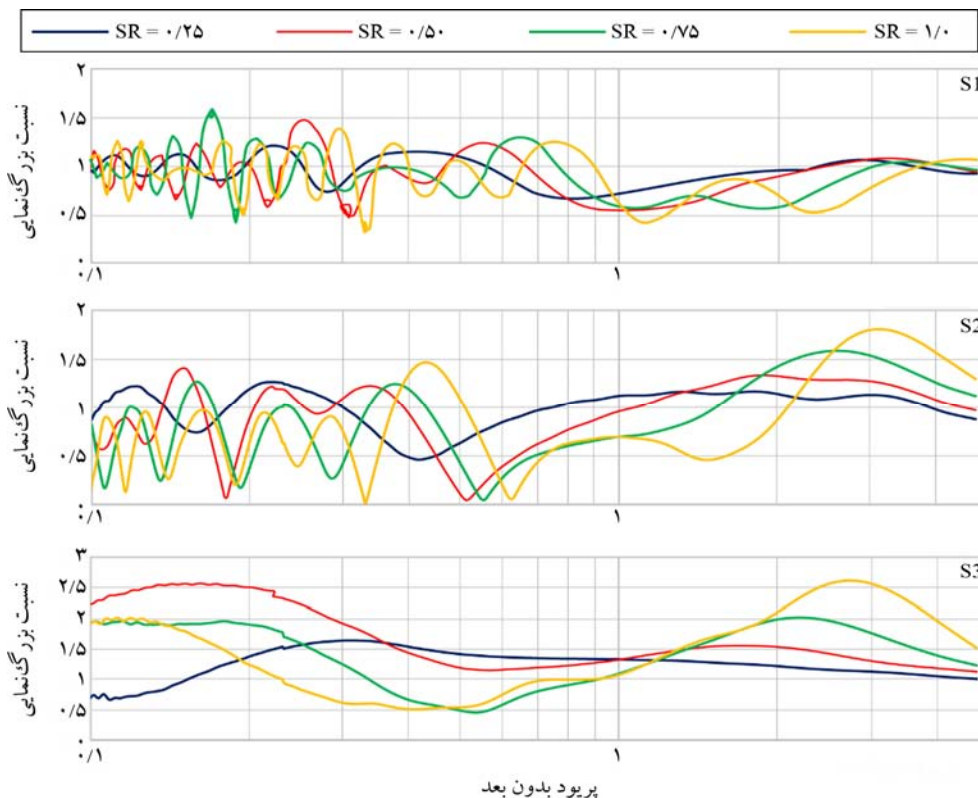


شکل (۴): پاسخ لرزه‌ای حوزه فرکانس برای کل عارضه (تپه‌های متقارن) در چهار نسبت شکل متفاوت. نسبت بزرگ‌نمایی با شاخص رنگی مشخص شده است.

دامنه‌ها در نسبت شکل ۰/۵ مشاهده می‌شوند. در این نسبت شکل، مقادیر نسبت بزرگ‌نمایی تا بیش از ۳ می‌رسد. همچنین مشخص است که تأثیر توپوگرافی عارضه در پاسخ لرزه‌ای، محدود به خود عارضه نبوده و تقریباً در تمام حالات تا نسبت x/b حداقل برابر ۴، این تأثیر قابل مشاهده است.

شکل (۵) نسبت بزرگ‌نمایی موج لرزه‌ای در عوارض متقارن، در دوره تناوب‌های مختلف، برای سه نقطه از تپه با نسبت‌های شکل متفاوت را نشان می‌دهد. در دوره تناوب‌های پایین‌تر ($T < 0.5$) نوسانات بیشتری در دو نقطه S1 و S2 به ترتیب در پایین و میانه عارضه دیده می‌شود در حالی که در نقطه S3 نوسانات کمتری دیده می‌شوند. همچنین می‌توان مشاهده نمود که با جابه‌جایی به سمت بالای عارضه (از S1 به سمت S3) بیشینه نسبت‌های بزرگ‌نمایی افزایش می‌یابد، به این معنی که مقدار بیشینه بزرگ‌نمایی از حدود ۱ در S1 به ۲/۵ در S3 برای دوره تناوب‌های بیشتر از ۱ می‌رسد. اگرچه نسبت‌های بزرگ‌نمایی در نقطه S1 مقادیر قابل توجهی ندارند، اما یک روند تدریجی در روند تغییرات نسبت‌های

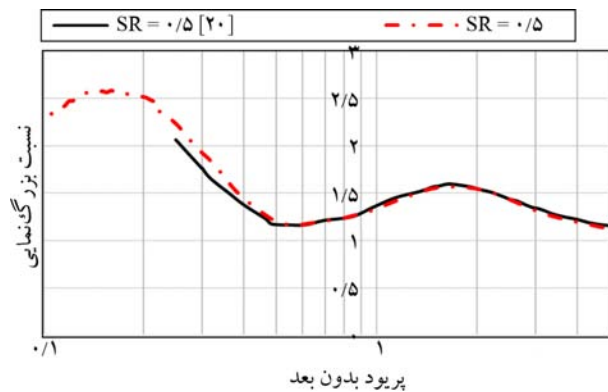
بزرگ‌نمایی قابل تعقیب است، به این صورت که با افزایش نسبت شکل، بیشینه نسبت بزرگ‌نمایی از دوره تناوب بدون بعد حدود ۰/۴ به دوره تناوب بدون بعد حدود ۰/۸ انتقال می‌یابد. در S2 با افزایش نسبت شکل نه تنها بیشینه نسبت بزرگ‌نمایی افزایش می‌یابد بلکه دوره تناوب نظیر این نسبت‌ها نیز از حدود دوره تناوب بدون بعد ۱ برای نسبت شکل ۰/۲۵ به حدود ۳ برای نسبت شکل ۱ می‌رسد. در شکل (۵) مشاهده می‌شود که تأثیر نسبت شکل در نقاط مختلف از عارضه متفاوت است. در نقطه S3 نسبت شکل‌های ۰/۲۵ و ۰/۵ تأثیر قابل توجهی را نشان نمی‌دهند، با تغییر نسبت شکل از ۰/۵ به ۰/۷۵ تغییر قابل ملاحظه‌ای در روند نمودارها دیده می‌شود. کمالیان و همکاران [۲۰] نیز به بررسی پاسخ لرزه‌ای تپه‌های دو بعدی نیم‌سینوسی در نسبت شکل‌های متفاوت پرداخته‌اند که شکل (۶) مقایسه‌ای از نسبت بزرگ‌نمایی رأس تپه برای نسبت شکل ۰/۵ در مطالعه حاضر و مطالعه پیشین را نشان می‌دهد. تطابق نمودارها به درستی و اعتبار مدل‌سازی‌های انجام شده در این پژوهش اشاره دارد.



شکل (۵): نسبت‌های بزرگ‌نمایی طیفی برای تپه‌های دو بعدی متقارن در سه نقطه واقع بر بالای تپه (S3)، میانه تپه (S2) و پایین تپه (S1) در نسبت شکل‌های متفاوت (SR بیانگر نسبت شکل است).

S1، S2 و S3 که موقعیت آنها به ترتیب در بالا، میانه و کف دره قرار دارد (شکل ۱) مورد بررسی قرار گرفته است. (شکل ۷)، روند تغییرات پاسخ طیفی این نقاط برای نسبت شکل‌های مختلف را نشان می‌دهد.

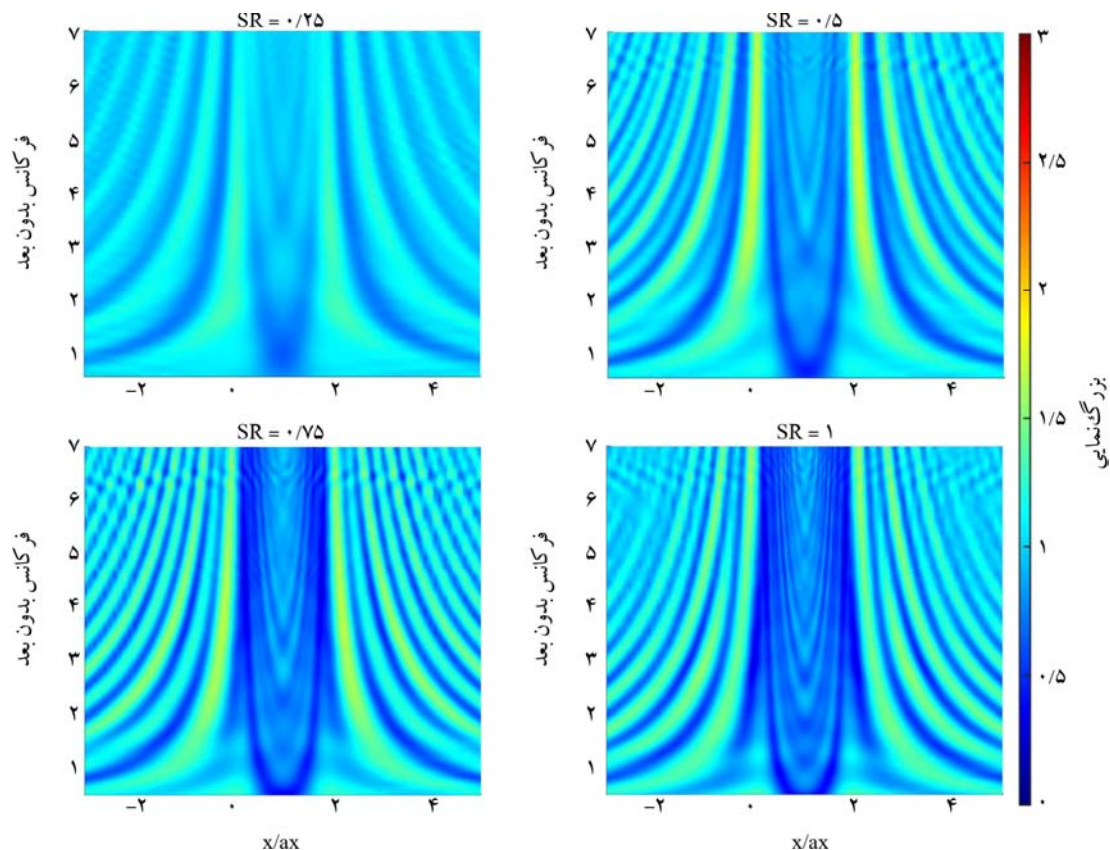
نمودارهای شکل (۸) بیان می‌کند که در تمام نقاط داخل دره (S2 و S3) نسبت‌های بزرگ‌نمایی کمتر از ۱ (کوچک‌نمایی) مشاهده می‌شود. باین حال این رفتار برای نقطه S1 واقع بر لبه دره تا حدودی متفاوت است. در این نقطه در دوره تناوب‌های بدون بعد کمتر از ۱ در کلیه نسبت شکل‌ها به جز ۰/۲۵ روند مشخصی دنبال می‌شود. به این صورت که در دوره تناوب بدون بعد ۰/۱ نسبت‌های بزرگ‌نمایی در حدود ۱/۵ برای هر سه نسبت شکل مشاهده می‌شود. این نسبت‌های بزرگ‌نمایی در حدود دوره تناوب‌های بدون بعد ۰/۳ تا ۰/۵ کاهش می‌یابد. مقدار این کاهش با افزایش نسبت شکل شدیدتر شده و دوره تناوب بدون بعد نظیر آن افزایش می‌یابد، به این معنا که دره دارای نسبت شکل (۱)،



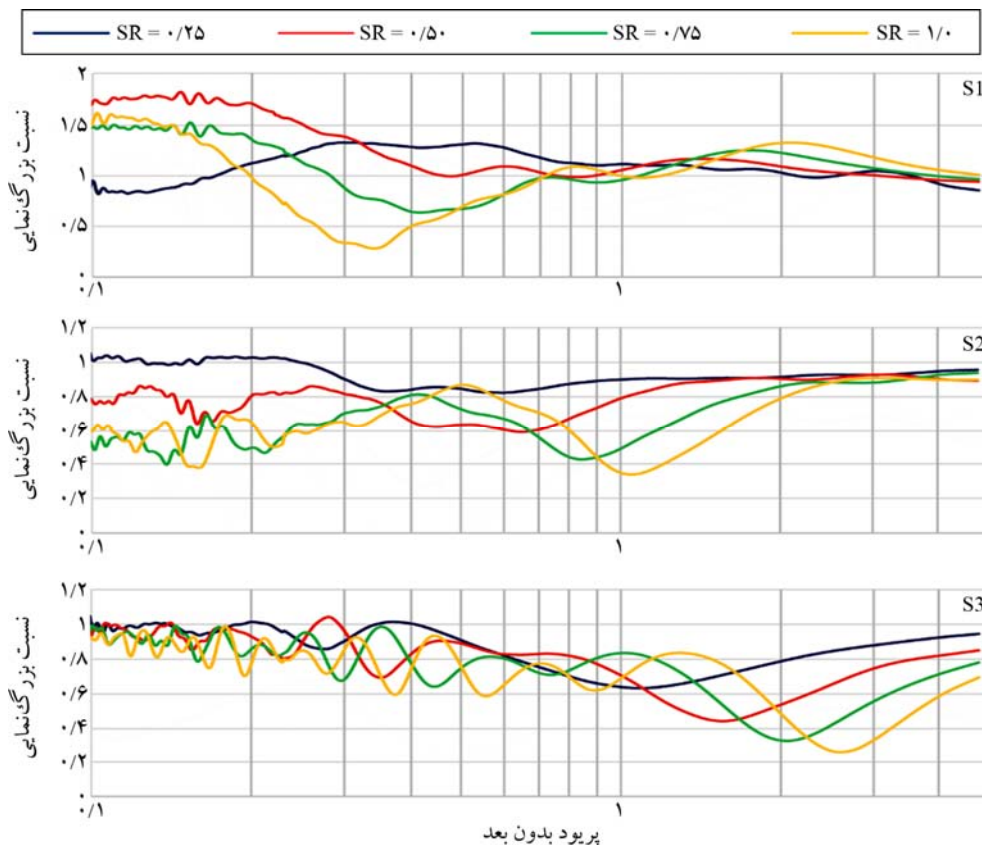
شکل (۶): مقایسه پاسخ لرزه‌ای رأس تپه در مطالعه حاضر و کمالیان و همکاران [۲۰] در نسبت شکل ۰/۵ به منظور اعتبارسنجی مدل‌سازی‌های انجام شده.

۲-۴- پاسخ لرزه‌ای دره‌های متقارن

افزایش نسبت شکل، کمینه نسبت‌ها در محدوده دره کاهش می‌یابد. تأثیر لبه‌های حوضه در بزرگ‌نمایی امواج لرزه‌ای با مقادیر نزدیک به ۲، تقریباً در سرتاسر محدوده فرکانسی قابل تشخیص است. برای بررسی دقیق‌تر رفتار این عوارض، سه نقطه



شکل (۷): پاسخ لرزه‌ای کل عارضه در حوزه فرکانس (دره‌های متقارن) در چهار نسبت شکل متفاوت. تغییرات نسبت‌های بزرگ‌نمایی با شاخص رنگی بیان شده‌اند.



شکل (۸): نسبت‌های بزرگ‌نمایی طیفی برای دره‌های دو بعدی متقارن در سه نقطه واقع بر بالای دره (S1)، میانه دره (S2) و کف دره (S3) در نسبت شکل‌های متفاوت (SR بیان‌گر نسبت شکل است).

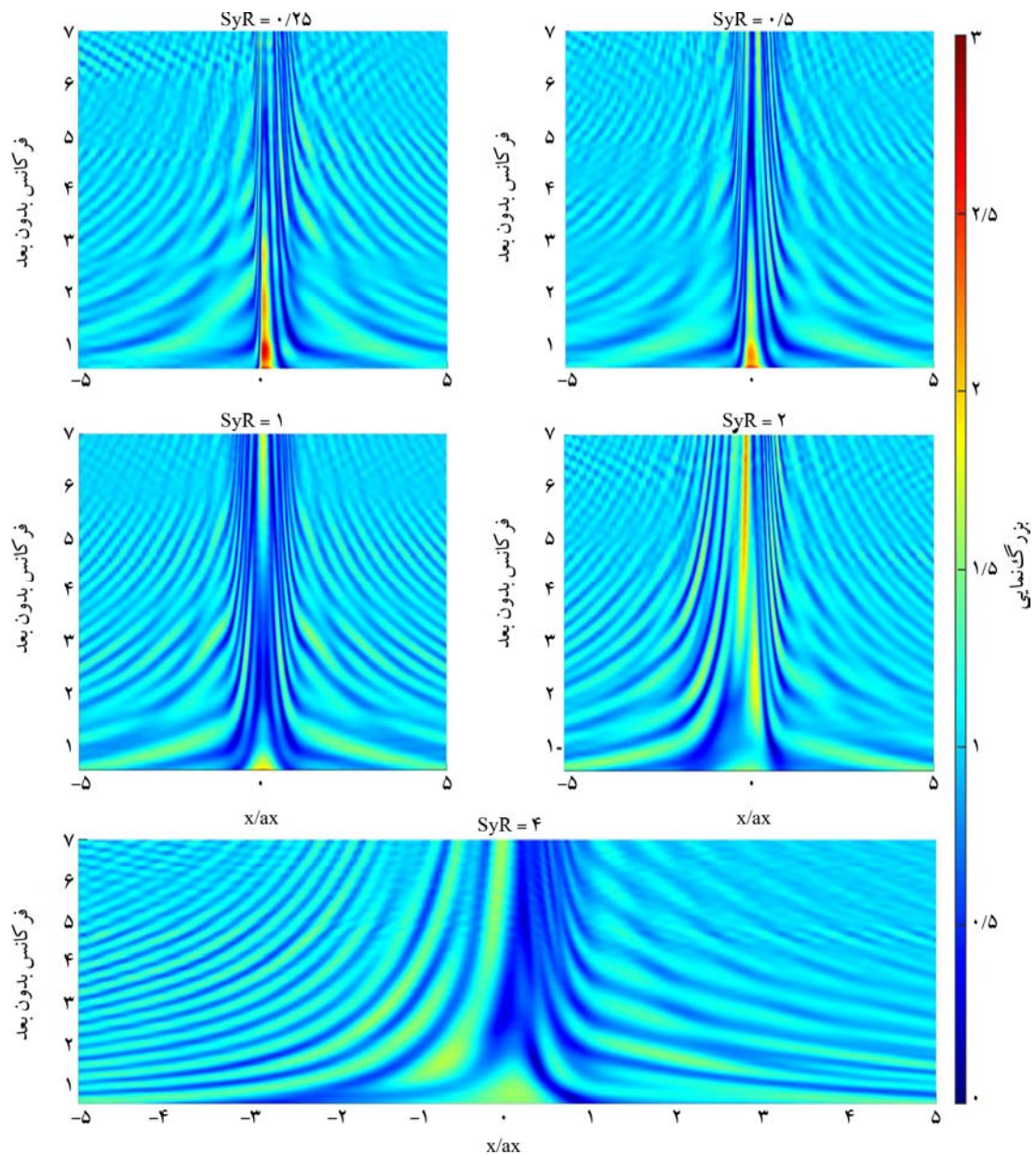
کف دره، با افزایش نسبت شکل، بیشینه کوچک‌نمایی به سمت فرکانس‌های بالاتر و با مقادیر کوچک‌تر مایل می‌شود.

۴-۳- پاسخ لرزه‌ای تپه‌های نامتقارن

برای بررسی تأثیر عدم تقارن بر رفتار لرزه‌ای تپه‌ها، پنج تپه با نسبت شکل‌های مختلف (شکل ۲) مورد مطالعه قرار گرفته‌اند. همچنین برای هر تپه، مقادیر نسبت بزرگ‌نمایی در پنج نقطه واقع بر بالای تپه، میانه تپه در دو طرف و پایین تپه در دو طرف مورد بررسی قرار گرفته‌اند. شکل (۹) این نسبت‌های بزرگ‌نمایی را برای نقاط واقع در امتداد سطح عوارض مورد بررسی نشان می‌دهد. در عوارض نامتقارن یک بزرگ‌نمایی در فرکانس‌های پایین دیده می‌شود که از فرکانس ۰/۵ شروع می‌شود. همان‌گونه که مشاهده می‌شود همواره بیشترین بزرگ‌نمایی‌ها در هر نسبت شکل در قسمت نامتقارن تپه (پال تپه که شیب آن در نسبت تقارن‌های مختلف تغییر می‌کند) مشاهده می‌شود.

نسبت‌های بزرگ‌نمایی در حدود ۰/۳ را در دوره تناوب بدون بعد ۰/۳۵ نشان می‌دهد، در صورتی که این مقدار برای نسبت شکل ۰/۵ در دوره تناوب بدون بعد ۰/۵ به ۱ می‌رسد. این بدان معناست که در دوره تناوب‌های دارای طول موج برابر با نیم‌پهنای دره، لبه دره‌های عمیق‌تر نسبت‌های بزرگ‌نمایی کمتری نشان می‌دهند. در میانه و کف دره روند مشابهی در حدود دوره تناوب بدون بعد به ترتیب ۰/۷ تا ۱ و ۲ تا ۳ دیده می‌شود.

با همان دیدگاه قبلی می‌توان نتیجه گرفت در دوره تناوب‌های بدون بعد معادل با طول موج‌های دو برابر نیم‌پهنای دره، در میانه دره‌های عمیق‌تر، نسبت‌های بزرگ‌نمایی کوچک‌تری مشاهده می‌شود. همچنین در دوره تناوب‌های بدون بعد دارای طول موج ۴ تا ۶ برابر نیم‌پهنای دره، روند مشابهی برای کف دره دنبال می‌شود. به بیان ساده می‌توان گفت، در دره‌های متقارن، با افزایش نسبت شکل، در لبه دره مقادیر بزرگ‌نمایی افزایش یافته و به فرکانس‌های بالاتر تمایل می‌یابد. همچنین در قسمت‌های میانی و



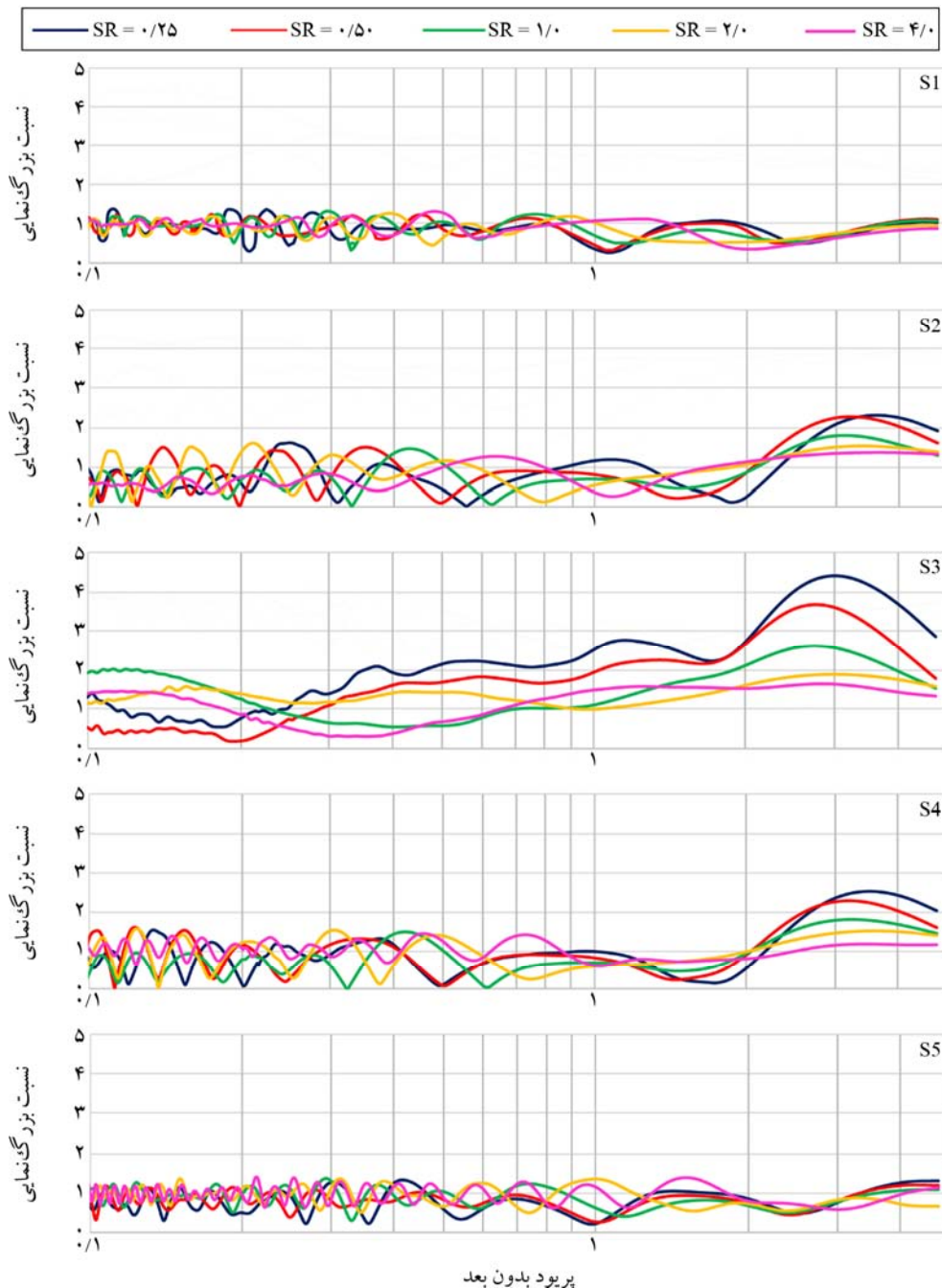
شکل (۹): نسبت‌های بزرگ‌نمایی طیفی پاسخ لرزه‌ای در امتداد سطح زمین در تپه‌های نامتقارن در پنج نسبت شکل متفاوت، تغییرات نسبت بزرگ‌نمایی با شاخص رنگی مشخص شده است.

رفتار لرزه‌ای عوارض تا فاصله $x/ax = 5$ مورد بررسی قرار گرفته است. با افزایش نسبت شکل، تأثیر عارضه تا فاصله بیشتری دیده می‌شود. با توجه به شکل (۹)، هر چه از مرکز عارضه فاصله می‌گیریم تناوب‌های بزرگ‌نمایی و کوچک‌نمایی در دامنه امواج دیده می‌شود. برخلاف عوارض متقارن که با افزایش نسبت شکل بر تعداد تناوب‌ها افزوده می‌شود، در عوارض نامتقارن تعداد تناوب‌ها تغییر چشمگیری را نشان نمی‌دهد ولی مقادیر بزرگ‌نمایی‌ها و کوچک‌نمایی‌ها با افزایش نسبت تقارن افزایش می‌یابد.

بیشترین مقادیر بزرگ‌نمایی در تاج تپه و در نسبت تقارن $0/25$ یعنی در پرشیب‌ترین دامنه در حدود فرکانس بدون بعد ۱ تا ۳ مشاهده می‌شود. با افزایش نسبت تقارن، مقدار بزرگ‌نمایی بالای تپه کاهش یافته و فرکانس نظیر آن افزایش می‌یابد. اگرچه در نسبت شکل‌های کمتر از ۱، بیشترین بزرگ‌نمایی‌ها در یال پرشیب و در فرکانس‌های پایین‌تر مشاهده می‌شود، با افزایش نسبت شکل، این بیشینه بزرگ‌نمایی به سمت فرکانس‌های بالاتر ($F > 4$) انتقال می‌یابد.

محدوده دوره تناوب بدون بعد ۳ تا ۴ مشاهده می‌شود. در این قسمت‌ها با افزایش نسبت تقارن بیشینه نسبت بزرگ‌نمایی کاهش می‌یابد. این محدوده دوره تناوب بدون بعد معادل با دوره تناوب‌هایی است که طول موج ۶ تا ۸ برابر بزرگ‌تر از نیم‌پهنای عارضه دارند. همچنین در محدوده دوره تناوب‌های بدون بعد کوچک‌تر از ۱، نوسانات شدید در پاسخ‌ها دنبال نمودن روند خاصی

بر اساس پاسخ‌های لرزه‌ای در پنج نقطه متفاوت که در شکل (۱۰) نشان داده شده است، بیشترین تأثیر نسبت تقارن در نقطه S3 (بالای عارضه) دیده می‌شود و با حرکت به سمت اطراف عارضه (از یک سو به سمت نقطه S1 و از سوی دیگر به سمت نقطه S5 تأثیر نسبت تقارن کاهش می‌یابد. در میانه‌ها و بالای تپه، به‌طور کلی شاخص‌ترین پاسخ‌ها در



شکل (۱۰): نمودار نسبت‌های بزرگ‌نمایی برای تپه‌های دو بعدی نامتقارن در پنج نقطه واقع بر بالای تپه (S1, S5)، میانه تپه (S2, S4) و پایین تپه (S3) در نسبت شکل‌های متفاوت. SR بیانگر نسبت شکل‌های مختلف است.

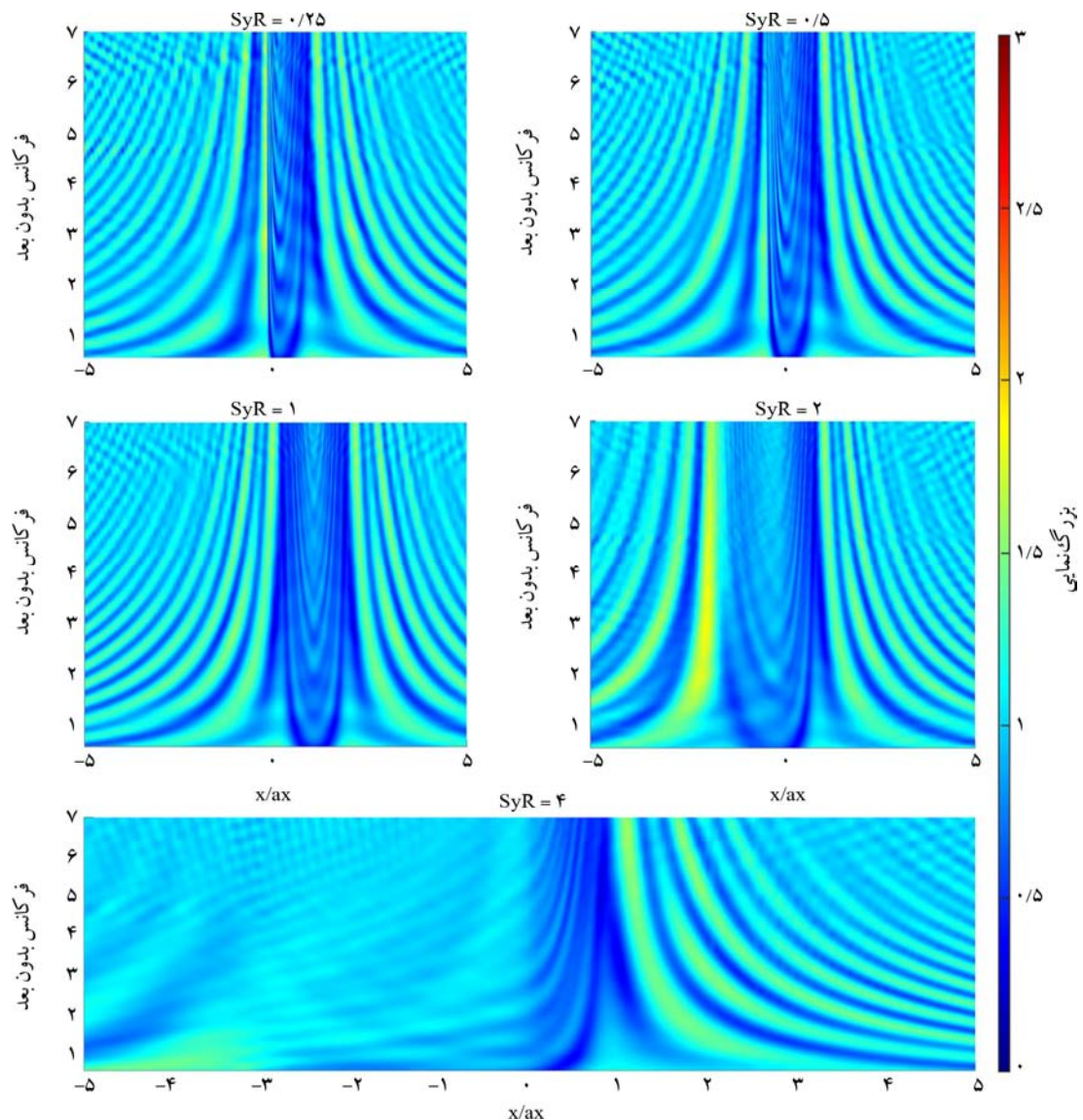
تفاوت‌هایی است. در دوره تناوب‌های بدون بعد بزرگ‌تر از ۴، در هردوی این نقاط پاسخ‌ها به سمت پاسخ میدان آزاد یعنی نسبت بزرگ‌نمایی ۱ میل می‌کند.

۴-۴- پاسخ لرزه‌ای دره‌های نامتقارن

پاسخ دره‌های نامتقارن در شکل (۱۱) نشان داده شده است که روند کلی پاسخ‌ها همانند قبل، متشکل از کوچک‌نمایی‌های تناوبی در داخل دره و تناوبی از کوچک‌نمایی و بزرگ‌نمایی در لبه و بیرون دره است. تعداد تناوب‌ها در سمتی که دارای شیب بیشتری است نسبت به سمتی که دارای شیب ثابت است، شدیدتر است.

در نسبت‌های بزرگ‌نمایی را دشوار می‌کند، با این حال می‌توان مشاهده نمود که بیشتر این نوسانات در محدوده صفر تا ۱ بوده و به بیان دیگر، در این محدوده از دوره تناوب‌های بدون بعد تأثیر عارضه بیشتر به صورت کوچک‌نمایی موج است.

مقایسه پاسخ لرزه‌ای در دو سوی تپه نشان می‌دهد که در سمت نامتقارن به مقدار جزئی دامنه‌ها بزرگ‌نمایی بیشتری را نشان می‌دهند. در نقاط S1 و S5 در پای دامنه، نسبت‌های بزرگ‌نمایی با مقادیر حدود ۱، نوساناتی را نشان می‌دهد. به این صورت که اساساً تأثیرات عارضه به صورت کوچک‌نمایی بوده و در دو سوی عارضه الگوی این پاسخ‌ها در دوره تناوب‌های مختلف دارای

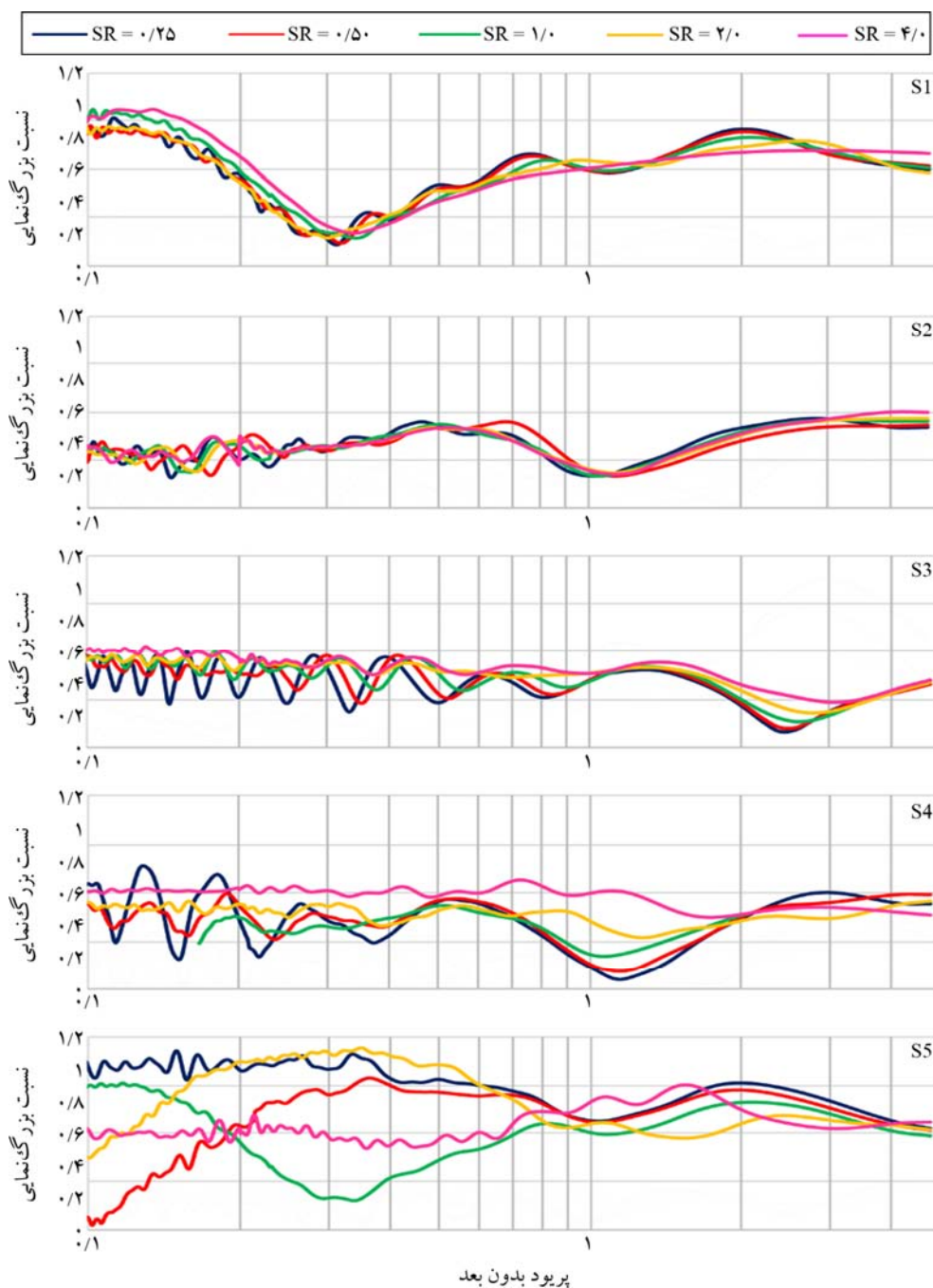


شکل (۱۱): نسبت‌های بزرگ‌نمایی طیفی پاسخ لرزه‌ای در امتداد سطح زمین در دره‌های نامتقارن در پنج نسبت شکل متفاوت، تغییرات نسبت بزرگ‌نمایی با شاخص رنگی مشخص شده است.

نسبت متغیر است، دامنه بزرگ‌نمایی امواج به سمت ۱ میل می‌کند و رفتاری مشابه رفتار سطح میدان آزاد نشان می‌دهد. این مسئله نشان می‌دهد تأثیر دره‌هایی با نسبت شکل ۴ یا بیشتر در پاسخ لرزه‌ای، بسیار جزئی است.

در شکل (۱۲)، تغییرات طیفی پاسخ لرزه‌ای در پنج نقطه واقع بر دره نامتقارن نشان داده شده است که نشان می‌دهد با حرکت از

بیشترین کوچک‌نمایی در همه حالات در مرکز دره‌ها ($x/ax=0$) دیده می‌شود. با افزایش نسبت تقارن، کوچک‌نمایی در مرکز دره کاهش می‌یابد؛ در حالی که بزرگ‌نمایی در لبه‌ای که دارای نسبت تقارن متغیر است با افزایش نسبت شکل افزایش می‌یابد. نکته قابل توجه در بررسی پاسخ‌های لرزه‌ای در کل عارضه این است که در نسبت تقارن $SyR=4$ در سمتی از دره که دارای



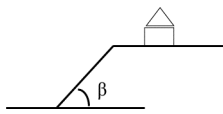
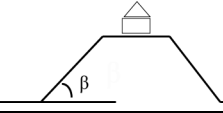
شکل (۱۲): نسبت‌های بزرگ‌نمایی برای دره‌های دو بعدی نامتقارن در پنج نقطه واقع بر بالای دره (S1, S5)، میانه دره (S2, S4) و کف دره (S3) در نسبت شکل‌های متفاوت. SR بیان‌گر نسبت شکل‌های مختلف است.

مشخصات ژئومکانیکی مصالح موجود در محل است. - در واقع ساده‌سازی بسیاری در این دستورالعمل‌ها به کار گرفته شده است که می‌توان بخشی از آن را به عدم دانش کافی در رابطه با رفتار لرزه‌ای عوارض توپوگرافی نسبت داد.

در آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، در ایران نیز اشاره‌ای به بزرگ‌نمایی ناشی از توپوگرافی شده است. در این آیین‌نامه ذکر شده است که «در تحلیل پایداری شیب‌ها ضریب بزرگ‌نمایی توپوگرافی در مقدار K_h (ضریب زلزله طرح) ضرب می‌گردد. حداقل مقادیر ضریب بزرگ‌نمایی توپوگرافی در پایداری شیب‌ها و طراحی سازه‌های واقع بر یا نزدیک شیب‌ها در جدول (۲) ارائه شده است. این ضریب بزرگ‌نمایی فقط در ثلث فوقانی ارتفاع شیب‌ها اعمال می‌گردد» [۲۶].

در جداول (۳) و (۴) ضرایب بزرگ‌نمایی برای بالای تپه و کف دره با توجه به نتایج این پژوهش در محدوده پریود بدون بعد 0.1 تا 5 ارائه شده است که در مقایسه با ضرایب پیشنهاد شده در آیین‌نامه، مقادیر بیشتری را نشان می‌دهند. علاوه بر این، همان‌طور که در جدول (۳) نشان داده شده است ضرایب ارائه شده برای تپه‌های نامتقارن در مواردی به $4/5$ نیز می‌رسد؛ در حالی که در آیین‌نامه‌ها به این بخش اشاره‌ای نشده است، این در حالی است که برای بخش‌های دیگر تپه از جمله پایین تپه‌ها و عوارض دره نیز ضریبی در نظر گرفته نشده است. با توجه به مطالعات گسترده‌ای که در این زمینه‌ها انجام شده است، لزوم تکمیل ضرایب ارائه شده در آیین‌نامه‌ها توصیه می‌شود.

جدول (۲): ضرایب بزرگ‌نمایی توپوگرافی در پایداری شیب‌ها و طراحی سازه‌های واقع بر آنها [۲۶].

شکل شیب	میانگین زاویه شیب (β)	ST
	>15	$1/2 \geq$
	۱۵ تا ۳۰	$1/2 \geq$
	>30	$\geq 1/4$
ST: ضریب بزرگ‌نمایی توپوگرافی β : میانگین زاویه شیب		

بالای دره به سمت پایین دره بیشینه کوچک‌نمایی‌ها به سمت دوره تناوب‌های بزرگ‌تر حرکت می‌کنند، به طوری که مقدار آن از 0.3 در بالای دره به $2/5$ در کف دره می‌رسد.

همان‌طور که در نمودارها دیده می‌شود، در سمت متقارن دره‌ها (نقاط S1 و S2) تغییر در نسبت تقارن سبب تغییر در پاسخ لرزه‌ای دره‌ها نمی‌شود، در حالی که به تدریج از کف به سمت لبه دره، در قسمت نامتقارن، افزایش نسبت تقارن تغییر ناچیزی را به صورت کاهش در میزان کوچک‌نمایی نشان می‌دهد. در کف دره (S3) نیز می‌توان تأثیر سمت نامتقارن دره را مشاهده نمود. با کاهش نسبت تقارن، مقادیر کوچک‌نمایی در کف دره در دوره تناوب بدون بعد حدود 2 تا 3 تشدید می‌شود. مسئله قابل توجه دیگر این است که در میانه دره در سمت نامتقارن S4 برخلاف سمتی که دارای نسبت تقارن ثابت است مقادیر نسبت بزرگ‌نمایی برای نسبت تقارن‌های مختلف تغییرات چشمگیری نشان می‌دهد. در لبه دره نیز در قسمت نامتقارن (S5) تغییرات پاسخ‌ها برای نسبت تقارن‌های مختلف برخلاف لبه دره در قسمت متقارن (S1) تفاوت‌های اساسی نشان می‌دهد. با این حال دوره تناوب‌های شاخص وقوع تغییرات در این نقاط نیز (S5 و S4) برای نسبت‌های بزرگ‌نمایی تغییر چندانی را نشان نمی‌دهند.

۵- رفتار لرزه‌ای عوارض توپوگرافی و آیین‌نامه‌های طراحی

با توجه به مطالعات انجام شده و به‌رغم اثرات شدید عوارض توپوگرافی بر پاسخ لرزه‌ای سطح زمین، معدودی از آیین‌نامه‌ها به این موضوع پرداخته‌اند. در این آیین‌نامه‌ها نیز این اثرات جدای از سایر پارامترهای مؤثر بر پاسخ لرزه‌ای بوده و صرفاً به ارائه ضریب بزرگ‌نمایی پرداخته شده است. به‌طور کلی مسائل در نظر گرفته شده در این آیین‌نامه‌ها، AFPS90، EC8 به‌صورت زیر است:

- حداکثر ضریب بزرگ‌نمایی قابل اعمال $1/4$ است.
- بزرگ‌نمایی برای ساختمان‌های واقع در تاج تپه قابل اعمال است.
- بزرگ‌نمایی و محدوده تأثیر آن مستقل از نوع حرکت ورودی، محدوده فرکانسی حرکت ورودی و همچنین

جدول (۳): ضرایب بزرگ‌نمایی برای بالای تپه با استفاده از نتایج به‌دست آمده از تحلیل‌های پژوهش حاضر.

نسبت تقارن	نیم‌پهنا	زاویه شیب*	ضریب بزرگ‌نمایی برای بالای تپه	ضریب بزرگ‌نمایی پیشنهادی آیین‌نامه
۰/۲۵	۱۲۵	۷۵	۴/۵	۱/۴
۰/۵	۲۵۰	۶۲/۸	۳/۸	۱/۴
۱	۵۰۰	۴۴	۲/۶	۱/۴
۲	۱۰۰۰	۲۶/۱	۱/۹	۱/۲
۴	۲۰۰۰	۱۳/۸۸	۱/۷	-
نسبت تقارن	ارتفاع شکل	زاویه شیب	ضریب بزرگ‌نمایی برای بالای تپه	ضریب بزرگ‌نمایی پیشنهادی آیین‌نامه
۰/۲۵	۱۲۵	۱۳	۱/۲	-
۰/۵	۲۵۰	۲۳/۵	۱/۵	۱/۲
۰/۷۵	۳۷۵	۳۶	۲	۱/۴

* زاویه شیب در اینجا عبارت است از زاویه بین خط مستقیم رسم شده از رأس تپه (کف دره) و نقطه صفر در پای تپه با خط افق

جدول (۴): ضرایب بزرگ‌نمایی برای کف دره با استفاده از نتایج به‌دست آمده از تحلیل‌های پژوهش حاضر.

نسبت تقارن	نیم‌پهنا	زاویه شیب	ضریب بزرگ‌نمایی در کف دره	ضریب بزرگ‌نمایی پیشنهادی آیین‌نامه
۰/۲۵	۱۲۵	۷۵	۰/۱۶	-
۰/۵	۲۵۰	۶۲/۸	۰/۲	-
۱	۵۰۰	۴۴	۰/۲۶	-
۲	۱۰۰۰	۲۶/۱	۰/۳۵	-
۴	۲۰۰۰	۱۳/۸۸	۰/۵	-
نسبت تقارن	ارتفاع شکل	زاویه شیب	ضریب بزرگ‌نمایی در کف دره	ضریب بزرگ‌نمایی پیشنهادی آیین‌نامه
۰/۲۵	۱۲۵	۱۳	۰/۶۶	-
۰/۵	۲۵۰	۲۳/۵	۰/۴۳	-
۰/۷۵	۳۷۵	۳۶	۰/۳۳	-
۱	۵۰۰	۴۴	۰/۲۳	-

۶- نتیجه‌گیری

در این پژوهش به بررسی رفتار لرزه‌ای تپه‌ها و دره‌های دو بعدی و همگن در دو حالت متقارن و نامتقارن تحت تأثیر موج مهاجم ریکر از نوع SV با استفاده از روش اجزای مرزی پرداخته شده است. مهم‌ترین نتایج به‌دست آمده از این مطالعه عبارت است از:

- در تپه‌های متقارن مورد بررسی در این پژوهش، مطالعاتی که در سه نقطه از عارضه بر اساس نسبت بزرگ‌نمایی و دوره

تناوب بدون بعد انجام شده است نشان می‌دهد که تأثیر نسبت شکل بر طیف بزرگ‌نمایی موج پاسخ از پای تپه به سمت بالای تپه افزایش می‌یابد. علاوه بر آن، دوره تناوبی که در آن پیشینه بزرگ‌نمایی دیده می‌شود با افزایش نسبت شکل افزایش می‌یابد.

- در دره‌های متقارن افزایش نسبت شکل سبب کاهش کمینه نسبت‌های بزرگ‌نمایی در داخل دره‌ها می‌شود. با فاصله گرفتن از دره‌ها تناوبی از بزرگ‌نمایی و کوچک‌نمایی در امواج دیده می‌شود که با افزایش نسبت شکل بر تعداد این محدوده‌ها افزوده می‌شود.

- مطالعه رفتار لرزه‌ای تپه‌های نامتقارن نشان می‌دهد که مشابه تپه‌های متقارن، در عوارض نامتقارن نیز دو محدوده بزرگ‌نمایی قابل مشاهده است؛ درحالی‌که رفتار عوارض نامتقارن کاملاً متفاوت است. در این حالت افزایش نسبت تقارن موجب کاهش نسبت بزرگ‌نمایی بالای تپه در محدوده فرکانس‌های بدون بعد کمتر از ۰/۵ و افزایش نسبت بزرگ‌نمایی در محدوده فرکانس‌های بدون بعد بالای ۴ می‌شود. بررسی‌های موردی انجام شده در پنج نقطه متفاوت از تپه‌های نامتقارن، بیان می‌کند که هرچه نسبت تقارن افزایش یابد، تأثیر توپوگرافی بر رفتار لرزه‌ای عارضه کاهش می‌یابد، به‌خصوص در بالای تپه این مورد به‌روشنی قابل مشاهده است. علاوه بر آن بیشترین بزرگ‌نمایی‌ها در هر نسبت شکل در قسمت نامتقارن تپه (پال تپه که شیب آن در نسبت تقارن‌های مختلف تغییر می‌کند).

- در تپه‌های نامتقارن با افزایش نسبت شکل تأثیر عارضه تا فاصله بیشتری دیده می‌شود.

- دره‌های نامتقارن، تأثیر نامتقارنی را به‌صورت تشدید در تناوب بزرگ‌نمایی و کوچک‌نمایی در لبه‌ای که دارای شیب بیشتر است نشان می‌دهند. علاوه بر آن، در داخل دره با افزایش نسبت تقارن از مقدار کوچک‌نمایی کاسته می‌شود (نسبت تقارن و کوچک‌نمایی رابطه عکس دارند). همچنین مشاهده می‌شود که در دره‌های نامتقارن با نسبت تقارن ۴، نسبت‌های بزرگ‌نمایی

6. Babaie Mahani, A. and Kazemian, J. (2018) Strong ground motion from the November 12, 2017, M 7.3 Kermanshah earthquake in western Iran. *J. Seismol.*, **22**(6), 1339-1358.
7. Athanasopoulos, G.A., Pelekis, P.C., and Leonidou, E.A. (1999) Effects of surface topography on seismic ground response in the Egion (Greece) 15 June 1995 earthquake. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, **18**(2), 135-149.
8. Bouckovalas, G.D. and Kouretzis, G.P. (2001) Stiff soil amplification effects in the 7 September 1999 Athens (Greece) earthquake. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, **21**, 671-687.
9. Sohrabi-Bidar, A., Kamalian, M., Maghami, S., and Ghaed-amini, M. (2016) Effects of Quaternary Alluvium on Seismic Response of Qom City. *GSI Conference*, 2016, February.
10. Shareghi, A., Amelsakhi, M., and Sohrabi-Bidar, A. (2015) Investigation of magnification of earthquake waves caused by a trapezoidal hill in one-dimensional and two-dimensional state in the time domain. *J. Eng. Geol. Kharazmi Univ.*, **4** (in Persian).
11. Amelsakhi, M., Sohrabi-Bidar, A., and Shareghi, A. (2014) Spectral Assessing of Topographic Effects on Seismic Behavior of Trapezoidal Hill. *International Journal of Environmental, Earth Science and Engineering*, **8**, 6-13.
12. Anggraeni, D. (2010) *Modelling the Impact of Topography on Seismic Amplification at Regional Scale*. International Institute for Geo-information Science and Earth Observation, M.Sc. Thesis, Enschede, the Netherlands.
13. Geli, L., Bard, P., and Jullien, B. (1988) The effect of topography on earthquake ground motion: a review and new results. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, **78**(1), 42-63.
14. Kamalian, M., Jafari, M.K., and Sohrabi-Bidar, A. (2007) Seismic behavior of two-dimensional semi-sin hills adjacent vertical incident waves. *Comput. Methods Eng.*, **26**(1).
15. Semblat, J.F., Dangla, P., Kham, M., and Duval, A.M. (2002) Seismic site effects for shallow and deep alluvial basins: In-depth motion and focusing effect. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, **22**(9), 849-854.

در قسمت نامتقارن به سمت پاسخ میدان آزاد میل کرده و در واقع وجود عارضه تأثیر ناچیزی در پاسخ لرزه‌ای دارد.

- نکته قابل توجه این است که در دره‌های نامتقارن، سمتی از دره که دارای نسبت تقارن ثابت می‌باشد در تمام دره‌ها (دره‌های دارای نسبت تقارن متفاوت) رفتار یکسانی را نشان می‌دهند؛ درحالی‌که در تپه‌های نامتقارن این امر به وضوح دیده می‌شود که عدم تقارن بر رفتار لرزه‌ای سمتی از تپه هم که دارای نسبت تقارن ثابت می‌باشد تأثیر گذار است.

- در این پژوهش، مقادیر بزرگ‌نمایی‌های به‌دست آمده برای عوارضی با نسبت شکل‌های مختلف، با مقادیر پیشنهاد شده توسط آیین‌نامه‌های ساختمانی مورد مقایسه قرار گرفته و نتایج، گواه بر این موضوع است که میزان تأثیر ابعاد عارضه و عدم تقارن بر پاسخ لرزه‌ای عوارض توپوگرافی به مقدار چشمگیری بیش از ضرایب در نظر گرفته شده در این آیین‌نامه‌هاست.

مراجع

1. Mayoral, J.M., Asimaki, D., Tepalcapa, S., Wood, C., Roman-de la Sancha, A., Hutchinson, T., and Franke, K. (2019) Site effects in Mexico City basin: Past and present. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, **121**, 369-382.
2. Panji, M. and Yasemi, F. (2017) Pattern of ground magnification in the presence of subsurface circular heterogeneity against invading SH waves. *J. Civ. Environ. Res.*, **3**(2).
3. Ehsani, N., Ghaemian, M., Fazlavi, M., and Haghshenas, E. (2017) Investigation of the site effects using experimental and numerical methods in Karaj. *J. Eng. Geol.*, **11**(1).
4. Spudich, P., Hellweg, M. and Lee, W.H.K. (1996) Directional topographic site response at Tarzana observed in aftershocks of the 1994 Northridge, California, earthquake: Implications for mainshock motions. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, **86**(1B), 193-208.
5. Çelebi, M. (1987) Topographical and geological amplifications determined from strong-motion and aftershock records of the 3 March 1985 Chile earthquakes. *Bull. Seism. Soc. Am.*, **77**(4), 1147-1167.

25. Kamalian, M., Gatmiri, B., and Sohrabi-bidar, A. (2003) On Time-Domain Two-Dimensional Site Response Analysis of Topographic Structures by BEM. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, **5**(2), 35-45.
26. Standing Committee for Review of Earthquake Design Regulations (2014) *Earthquake Design Code, Standard 2800* (in Persian).
16. Panji, M., Kamalian, M., Asgari Marnani, J., and Jafari, M.K. (2013) Transient analysis of wave propagation problems by half-plane BEM. *Geophys. J. Int.*, **194**(3), 1849-1865.
17. Panji, M., Kamalian, M., Asgari Marnani, J., and Jafari, M.K. (2014) Analysing seismic convex topographies by a half-planetime-domain BEM. *Geophys. J. Int.*, **197**(1), 591-607.
18. Meunier, P., Hovius, N., and Haines, J.A. (2008) Topographic site effects and the location of earthquake induced landslides. *Earth Planet. Sci. Lett.*, **275**(3-4), 221-232.
19. Maghoul, P., Gatmiri, B., le Pense, S., Amini, D., and Foroutan, Talat (2015) A Review of Seismic Site Amplification by Considering Geometrical and Geotechnical Characteristics of Sites. *Geo Quebec Conference*, September.
20. Kamalian, M., Jafari, M.K., Sohrabi-Bidar, A., and Razmkhah, A. (2008) Seismic response of 2-D semi-sine shaped hills to vertically propagating incident waves: Amplification patterns and engineering applications. *Earthq. Spectra*, **24**(2), 405-430.
21. Poursartip, B., Fathi, A., and Kallivokas, L.F. (2017) Seismic wave amplification by topographic features: A parametric study. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, **92**, 503-527.
22. Kamalian, M. (2001) *Time Domain Two-Dimensional Hybrid FEM / BEM Dynamic Analysis of Non-Linear Saturated Porous Media*. Ph.D. Dissertation.
23. Kamalian, M., Jafari, M.K., Sohrabi-bidar, A., Razmkhah, A., and Gatmiri, B. (2006) Time-domain two-dimensional site response analysis of non-homogeneous topographic structures by a hybrid BE/FE method. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, **26**(8), 753-765.
24. Kamalian, M., Jafari, M.K., Sohrabi-Bidar, A., and Razmkhah, A. (2008) Seismic response of 2-D semi-sine shaped hills to vertically propagating incident waves: Amplification patterns and engineering applications. *Earthq. Spectra*, **24**(2), 405-430.

چکیده

سیستم‌های نوین باربر جانبی مرکزگرا، با متمرکز کردن خرابی‌ها در اعضای فیوز، باعث کاهش هزینه‌های تعمیر شده و امکان بهره‌برداری بدون وقفه را فراهم می‌آورند. دیوار برشی بتنی مرکزگرای گهواره‌ای جزو این سیستم‌ها محسوب می‌شود. در تحقیق حاضر، رفتار دیوارهای پایه-گهواره‌ای مرکزگرا تحت ۲۵ شتاب‌نگاشت نزدیک گسل پالس مانند بررسی شد. اثر شتاب‌نگاشت‌های مزبور بر روی سازه‌ها در دو حالت با و بدون مؤلفه دورانی زلزله مورد بررسی قرار گرفت. به منظور مقایسه و در نظر گرفتن مؤلفه‌های دورانی، شش ترکیب بارگذاری لرزه‌ای در نظر گرفته شده است. برای تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، سازه‌های دارای ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه انتخاب شدند. مدل‌سازی‌ها در نرم‌افزار OpenSees به صورت دو بعدی انجام شدند. نتایج نشان داد لحاظ مؤلفه دورانی زلزله می‌تواند پاسخ‌های سازه را افزایش دهد. به طوری که حداکثر شتاب، جابه‌جایی نسبی، خمش، برش طبقات، جابه‌جایی نسبی پسماند بام و نسبت تنش حداکثر کابل به ترتیب برابر با ۲۴/۶، ۹/۳، ۱۰/۴، ۹/۶، ۶۲۳ و ۱۱ درصد با لحاظ مؤلفه دورانی زلزله به صورت حداکثر، افزایش یافته است. در سیستم‌های دیوار پایه-گهواره‌ای مورد بررسی، حداکثر جابه‌جایی پسماند برابر با ۰/۰۱ درصد بود. در پایان می‌توان گفت در سیستم‌های پایه-گهواره‌ای مرکزگرا، زاویه شتاب‌نگاشت با مؤلفه گهواره‌ای حداکثر نسبت به زاویه شتاب‌نگاشت با مؤلفه افقی حداکثر، ممکن است پاسخ‌های بیشتری را ایجاد کند.

واژگان کلیدی: سیستم مرکزگرا، دیوار گهواره‌ای، زلزله حوزه نزدیک، مؤلفه دورانی زلزله، تحلیل دینامیکی غیرخطی.

اثر مؤلفه دورانی شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای حوزه نزدیک گسل بر رفتار دیوارهای پایه-گهواره‌ای مرکزگرا

اسماعیل محمدی ده‌چشمه

دانشجوی دکتری مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران

وحید بروجردیان (نویسنده مسئول)

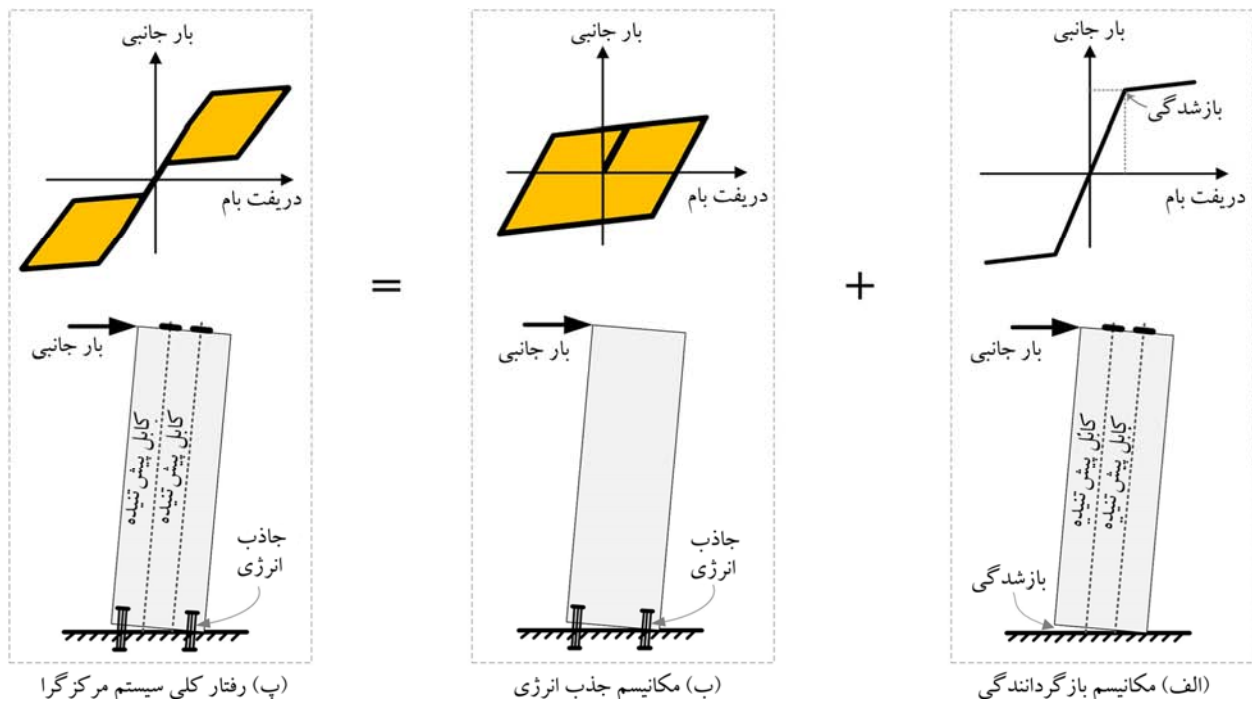
استادیار، مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران، broujerdian@iust.ac.ir

۱- مقدمه

بازگرداندگی همراه با بازشوندگی است. رفتار دو خطی نشان داده شده در شکل (۱) مربوط به مکانیسم بازگرداندگی است که در آن استهلاک انرژی وجود ندارد. برای تأمین مکانیسم جذب انرژی در سیستم، می‌بایست المان‌های جاذب انرژی تعبیه شود. مطابق شکل (۱)، خاصیت جذب انرژی، رفتار مرکزگرایی در سیستم ایجاد نمی‌کند. با ترکیب این دو مکانیسم، رفتار پرچمی مطابق شکل (۱) ایجاد می‌شود [۳-۴].

دیوار برشی گهواره‌ای یکی از سیستم‌های متداول مرکزگرا است که در آن هر دو مکانیسم نیروی بازگرداندگی و جذب انرژی

سیستم‌های مرکزگرا با تأمین دو خصوصیات رفتاری شامل مکانیسم نیروی بازگرداندگی^۱ و مکانیسم جذب انرژی^۲، برای تحمل بارهای جانبی در نظر گرفته می‌شوند [۱-۲]. هدف این دو مکانیسم در سازه، ایجاد منحنی‌های پرچمی شکل نیرو-جابه‌جایی تحت بارهای جانبی رفت و برگشتی مطابق شکل (۱) است. هدف استفاده از مکانیسم نیروی بازگرداندگی در سیستم، بازگرداندن سازه تغییر شکل یافته تحت بارهای جانبی به موقعیت اولیه خود است. در سیستم‌های مرکزگرا برای تولید منحنی‌های نیروی جانبی-تغییر مکان دو خطی نیاز به مکانیسم مهم نیروی



شکل (۱): منحنی رفتاری پرچی شکل سیستم مرکزگرا.

در سیستم تأمین می‌شود. مکانیسم نیروی بازگرداندگی در سیستم با پیش‌تنیده کردن کابل‌های رابط دیوار (بلوک‌های گهواره‌ای) و فونداسیون تأمین می‌شود. بعد از غلبه نیروی جانبی به نیروی بازگرداندگی، با چرخش دیوار یا بلوک‌های دیوار نسبت یکدیگر و نسبت به فونداسیون، بازشدگی در سیستم ایجاد می‌شود. فیوزهای جاذب انرژی در سیستم‌های گهواره‌ای در محل بازشدگی‌ها استفاده می‌شوند (شکل ۱). برای این فیوزها می‌توان از میلگرد معمولی، فیوز پروانه‌ای شکل، میراگر ویسکوز و ... استفاده کرد [۵].

سیستم‌های گهواره‌ای مرکزگرا امروزه مورد توجه بسیاری از محققین کشورهای مختلف قرار گرفته است. به‌طور کلی این سیستم‌ها می‌توانند با هسته‌ی بتنی [۶] و یا هسته‌ی مهاربندی [۷] مورد استفاده قرار گیرند و حتی می‌توانند با سیستم‌های دیگر مانند قاب خمشی ترکیب شوند [۸] و سیستم دوگانه را ایجاد کنند. گاهی اوقات برای کاهش اثرات موده‌های بالا، این سیستم‌ها به‌صورت چندگانه در ارتفاع مورد استفاده قرار می‌گیرند [۹].

دیوارهای گهواره‌ای مرکزگرا می‌توانند با دو روش درز قائم

و افقی اجرا شوند. برای جلوگیری از خردشدگی بتن در لبه‌ها، می‌توان با استفاده از خاموت‌های اسپیرال، محصورشدگی ایجاد کرد. استفاده از درزهای قائم در دیوارهای بتنی و همچنین قرارگیری جاذب‌های انرژی در میان درزهای قائم می‌تواند تا حدود ۹۳ درصد جذب انرژی کل سیستم را تأمین کند [۶].

سیستم گهواره‌ای برای دیوار برشی پیش‌ساخته پیش‌تنیده به‌راحتی قابلیت اجرا دارد [۱۰]. استفاده از میراگرهای اصطکاکی نیز در سیستم‌های دیوار برشی پیش‌تنیده مرکزگرا مورد مطالعه قرار گرفته است [۱۱]. در دیوارهای گهواره‌ای مرکزگرا تا وقوع دررفت ۳ درصد، مفصل پلاستیک تشکیل نمی‌شود و لذا آسیب قابل توجهی رخ نمی‌دهد [۱۲-۱۳]. در تحقیقات گذشته، تلاش‌هایی برای حل فرم بسته رفتار دیوار گهواره‌ای مرکزگرا انجام شده است و معیارهایی برای طراحی این سیستم‌ها ارائه شده است [۱۴]. با توجه به اینکه ضوابط آیین‌نامه‌ای برای تسلیح طولی و عرضی در دیوارهای گهواره‌ای مرکزگرا وجود ندارد، تنها می‌بایست در لبه‌های دیوار در پنجه‌ها مقدار آرماتورگذاری طوری باشد که محصورشدگی مناسب ایجاد شود [۱۲].

در سیستم تأمین می‌شود. مکانیسم نیروی بازگرداندگی در سیستم با پیش‌تنیده کردن کابل‌های رابط دیوار (بلوک‌های گهواره‌ای) و فونداسیون تأمین می‌شود. بعد از غلبه نیروی جانبی به نیروی بازگرداندگی، با چرخش دیوار یا بلوک‌های دیوار نسبت یکدیگر و نسبت به فونداسیون، بازشدگی در سیستم ایجاد می‌شود. فیوزهای جاذب انرژی در سیستم‌های گهواره‌ای در محل بازشدگی‌ها استفاده می‌شوند (شکل ۱). برای این فیوزها می‌توان از میلگرد معمولی، فیوز پروانه‌ای شکل، میراگر ویسکوز و ... استفاده کرد [۵].

سیستم‌های گهواره‌ای مرکزگرا امروزه مورد توجه بسیاری از محققین کشورهای مختلف قرار گرفته است. به‌طور کلی این سیستم‌ها می‌توانند با هسته‌ی بتنی [۶] و یا هسته‌ی مهاربندی [۷] مورد استفاده قرار گیرند و حتی می‌توانند با سیستم‌های دیگر مانند قاب خمشی ترکیب شوند [۸] و سیستم دوگانه را ایجاد کنند. گاهی اوقات برای کاهش اثرات موده‌های بالا، این سیستم‌ها به‌صورت چندگانه در ارتفاع مورد استفاده قرار می‌گیرند [۹].

دیوارهای گهواره‌ای مرکزگرا می‌توانند با دو روش درز قائم

اسمیت و کوراما [۱۹] یک دستورالعمل طراحی لرزه‌ای برای دیوارهای پیش‌ساخته پیش‌تینده ترکیبی بتنی بدون بازشدگی و دارای بازشدگی ارائه دادند. در دستورالعمل مزبور تأکید شده است که از بروز مکانیسم‌های خرابی نامناسب همچون گسیختگی تاندون‌ها و جاذب‌های انرژی، بلندشدگی پسماند (بازشدگی پسماند)، لغزش بیش‌ازحد در محل حرکت گهواره‌ای و خردشدگی نابهنگام بتن محصورشده در پنجه‌ها احتراز شود. در ادامه، اسمیت و همکاران [۲۰] رفتار دیوارهای پیش‌ساخته گهواره‌ای دارای بازشو با تعداد طبقات بیشتر را مورد مطالعه قرار دادند.

روش طراحی برای سیستم‌های گهواره‌ای به‌صورت استفاده از پارامترهای بدون بعد^۵ جذب انرژی و کابل پیش‌تینده گسترش یافته است [۲۱]. در تحقیق دیگر، رفتار چرخه‌ای دیوارهای بتنی مرکزگرا تحت اثر پنج پارامتر شامل: (۱) مساحت کابل پیش‌تینده، (۲) نسبت نیروی پیش‌تیدگی به نیروی تسلیم کابل، (۳) نسبت ابعادی دیوار، (۴) مساحت جاذب‌های انرژی و (۵) تنش تسلیم جاذب‌های انرژی بررسی شده است [۲۲]. نتایج مزبور نشان داد که برای افزایش کارایی سیستم، بهتر است مساحت جاذب‌های انرژی افزایش یابد و همچنین دررفت سازه را با افزایش نسبت ابعادی دیوار و نسبت پیش‌تیدگی اولیه کاهش داد. با افزایش پیش‌تیدگی کابل‌ها و یا افزایش سختی الاستیک کابل‌ها، می‌توان دوران بلوک گهواره‌ای و سرعت زاویه‌ای دیوار را کاهش داد. همچنین با افزایش میراگر در سیستم ظرفیت استهلاک انرژی در سیستم افزایش می‌یابد [۲۳].

بادیکا و ویجویکرما [۲۴] به مقایسه دیوار گهواره‌ای مرکزگرا با دیوارهای برشی معمولی پرداختند. عملکرد لرزه‌ای سیستم در دو سطح زلزله DBE^۶ و MCE^۷ مورد ارزیابی قرار گرفته است. در مقایسه سیستم‌های دیوارهای پیش‌ساخته پیش‌تینده در مقایسه با دیوارهای متداول آیین‌نامه‌ای در سطوح خطر DBE و MCE، آسیب‌های سازه‌ای در دیوارهای پیش‌ساخته پیش‌تینده کمتر بوده ولی جابه‌جایی‌های حداکثر در این سیستم‌ها بیشتر بوده است. علاوه بر این، آسیب‌پذیری اجزای غیر سازه‌ای در دیوار گهواره‌ای، به علت ایجاد شتاب‌های زیاد بیشتر است. همچنین، نشان داده شد که

جاذب‌های انرژی می‌توانند در عملکرد سازه‌ها بسیار مؤثر باشند. هنری و همکاران [۱۵] در تحقیقی به بررسی و معرفی انواع جاذب‌های انرژی در دیوارهای پیش‌ساخته با ستون انتهایی^۴ مرکزگرا پرداخته‌اند. اتصال O شکل به‌عنوان اتصال مناسب برای مناطق لرزه‌خیزی بالا پیشنهاد شده است. در تحقیق دیگر، هنری و همکاران [۱۶] کرنش فشاری نهایی در نظر گرفته شده بتن را برای محاسبه مقاومت خمشی دیوار گهواره‌ای ۰/۰۰۵ پیشنهاد داده‌اند (در مقابل کرنش ۰/۰۰۳ پیشنهادی آیین‌نامه‌ها، برای دیوارهای برشی معمولی). هنری و همکاران [۱۷] تأثیر رفتار غیرالاستیک پنجه دیوار در دیوارهای گهواره‌ای را بررسی کردند و نشان دادند که این رفتار مستقل از تعداد اتصالات جاذب انرژی است. با این وجود، با افزایش تعداد اتصالات جاذب انرژی، جذب انرژی کل سیستم افزایش می‌یابد و نیز لنگر مقاوم افزایش یافته، نیروی تاندون‌ها کاهش یافته و آسیب‌دیدگی پنجه‌ها کم می‌شود. بر اساس نتایج تحقیق مزبور، کاهش نیروی محوری ثقلی باعث افزایش آسیب‌پذیری پنجه می‌شود. از سوی دیگر، افزایش نیروی محوری دیوار، باعث افزایش جابه‌جایی پس‌ماند می‌شود. در مجموع، بار محوری اولیه کمتر از ۱۰ درصد ظرفیت دیوار، پاسخ مناسب رفتار جانبی دیوار را به همراه داشته و خرابی و جابه‌جایی ماندگار را کاهش می‌دهد. در صورت اتصال دیافراگم به دیوار گهواره‌ای، افزایش مقاومت جانبی در حدود ۵۰ درصد را به همراه دارد. باین حال، این اتصال موجب افزایش آسیب به دیافراگم می‌شود. البته با ارائه جزئیات مناسب می‌توان آسیب سازه‌ای به دیافراگم را کاهش داد. با ارائه روش پیشنهادی برای جداسازی دیافراگم از دیوار می‌توان رفتار جداسازی شده کامل را مشاهده نمود. جهت تکمیل مطالعات خود، هنری و همکاران [۱۸] نشان دادند در نظر گرفتن دیوارهای مرکزگرای دارای رفتار پرچمی ایده‌آل با استفاده از فنرهای پیچشی دارای رفتار پرچمی بدون جابه‌جایی پسماند کار صحیحی نیست. برای بررسی صحیح رفتار دیوارهای مرکزگرا می‌بایست رفتار واقعی بتن در این سیستم‌ها در تحلیل‌ها لحاظ شود.

اثر مؤلفه قائم زلزله در سیستم دیوار گهواره‌ای مرکز‌گرا و دیوار برشی متداول آیین‌نامه‌ای بر روی پاسخ‌های سازه ناچیز است.

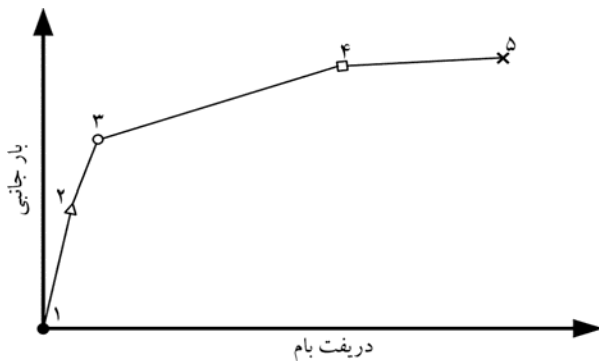
بروجردیان و ده‌چشمه [۲۵] به بررسی رفتار احتمالاتی سازه‌های دیوار پایه-گهواره‌ای مرکز‌گرای کوتاه و میان‌مرتبه پرداختند. سازه‌ها تحت سه نوع رکورد لرزه‌ای؛ دور از گسل، نزدیک گسل دارای پالس و بدون پالس، مورد بررسی قرار گرفت. تحلیل‌ها به صورت دینامیکی افزاینده غیرخطی بوده است. در این تحقیق منحنی‌های شکنندگی استخراج شده است. هدف کلی این تحقیق، تعیین اثرات مودهای بالاتر به صورت خمش و برش در هسته دیوار پایه-گهواره‌ای بوده است. دیوارها در سطوح عملکردی مختلف مورد بررسی قرار گرفته‌اند. نتایج این تحقیق نشان داد با افزایش ارتفاع اثرات مودهای بالاتر، افزایش می‌یابد. دیوارهای کوتاه، تحت رکوردهای نزدیک گسل دارای پالس و دیوارهای بلند، تحت رکوردهای دور از گسل و نزدیک گسل بدون پالس با شتاب طیفی مود اول کوچک‌تر در سطوح عملکردی مختلف به احتمال میانه شکنندگی می‌رسند.

دیوارهای گهواره‌ای مرکز‌گرا به علت سختی بالای هسته‌ی گهواره‌ای، جابه‌جایی ایجاد شده در طبقات یکنواخت است. در بیشتر تحقیقات، خرابی‌ها به علت بازشدگی قسمت پایه دیوار، به پنجه و پاشنه دیوار محدود می‌شود. به طوری که تنها پوشش بتنی میلگردها در پایه‌ها و نیز انتهای تیرهای متصل به دیوارها دچار خرابی شده است. با افزایش جابه‌جایی‌های جانبی، سختی غیرالاستیک سیستم کاهش می‌یابد [۲۶]. استفاده از سیستم‌های گهواره‌ای در سیستم‌های سازه‌ای می‌تواند از ایجاد طبقه نرم جلوگیری کند [۲۷].

سیستم نوین دیگر دیوار گهواره‌ای مرکز‌گرا که از فرهای انتهایی در محل اتصال تاندون‌های PT^A به بلوک گهواره‌ای استفاده شده بود، توسط سوبای‌هاوی و پسیکی ارائه شد [۲۸]. پاسخ این سیستم با تحلیل پوش استاتیکی و با استفاده از فرم بسته مورد ارزیابی قرار گرفت. تاندون‌های PT که نقش بازگرداندگی در سیستم دیوارهای گهواره‌ای مرکز‌گرا را ایجاد می‌کنند، برای جلوگیری از تسلیم آنها و کاهش نیروی

پیش‌تندگی اولیه به صورت بدون پیوند^۹ اجرا می‌شوند. رفتار دورانی و بلندشدگی در سازه‌های گهواره‌ای مشابه رفتار واقعی سیستم‌های متداول با در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه است؛ زیرا در سازه‌های متداول با در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه، سیستم سازه‌ای همچون بلوک گهواره‌ای می‌تواند دوران و بلندشدگی داشته باشد. ویجنسیو و الکساندر [۲۹] نشان دادند مؤلفه‌های دورانی زلزله بر پاسخ‌های تغییر شکل و شتاب‌های ایجاد شده در سازه می‌تواند تأثیر گذار باشند. میزان تأثیر مؤلفه‌های دورانی حرکات زمین به عواملی همچون نسبت شتاب مؤلفه‌های دورانی به انتقالی و اختلاف فاز ارتعاشی با توجه به دوره تناوب سازه‌ها و محتوای فرکانسی زلزله‌ها بستگی دارد. مؤلفه دورانی زلزله بیشتر در سازه‌های خاص همچون پل‌ها [۳۰]، سازه‌های بلندمرتبه [۳۱]، مخازن زمینی ذخیره آب [۳۲] و جداسازهای لرزه‌ای [۳۳]، مورد بررسی قرار گرفته است. اثر مؤلفه‌های دورانی زلزله می‌تواند در پاسخ سازه‌های ذکر شده چشم‌گیر باشد؛ به طوری که با اعمال مؤلفه‌های دورانی در سیستم‌های جداساز لرزه‌ای، شتاب بام و برش پایه به ترتیب ۲۲۰ و ۳۳ درصد افزایش می‌یابد. در تحقیق دیگر پایگانه و مرتضایی [۳۴] به بررسی رفتار سیستم‌های سازه‌ای قاب بتنی تحت مؤلفه‌های دورانی پرداختند. آنها نشان دادند، در نظر گرفتن مؤلفه دورانی در حالت پایه ثابت نسبت به پایه انعطاف‌پذیر، آسیب‌پذیری بیشتری در سازه ایجاد می‌کند. همچنین مؤلفه‌های دورانی باعث افزایش جابه‌جایی نسبی بین طبقات شده است.

بررسی تحقیقات انجام شده در زمینه دیوارهای مرکز‌گرای گهواره‌ای در یک دهه اخیر، نشان می‌دهد، مطالعه سیستماتیکی در خصوص تأثیر شتاب‌نگاشت انتقالی به همراه مؤلفه دورانی بر عملکرد لرزه‌ای این دیوارها انجام نشده است. با توجه به این که دیوارهای گهواره‌ای مرکز‌گرا دارای حرکت دورانی می‌باشند، مؤلفه دورانی زلزله در افزایش پاسخ‌های دیوار می‌تواند مؤثر باشد. در این تحقیق پس از صحت‌سنجی مدل‌سازی با استفاده از تحقیقات گذشته [۳۵]، به بررسی رفتار دیوارهای گهواره‌ای تحت ۲۵ رکورد دارای پالس پرداخته می‌شود. شش ترکیب بار برای اعمال مؤلفه شتاب‌نگاشت افقی و دورانی در تحلیل‌های



شکل (۲): حالات حدی مورد انتظار سیستم گهواره‌ای

دینامیکی در نظر گرفته شده است. سازه‌های مورد نظر با تعداد طبقات ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ تحت تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی قرار می‌گیرند. مدل‌سازی‌ها در نرم‌افزار OpenSees به صورت دو بعدی و به صورت ریزمدل‌سازی اتصالات انجام می‌شود. ریزمدل‌سازی با لحاظ جزئیات جاذب‌های جذب انرژی، کابل‌های پیش‌تنیده و ابعاد واقعی دیوار انجام شده است.

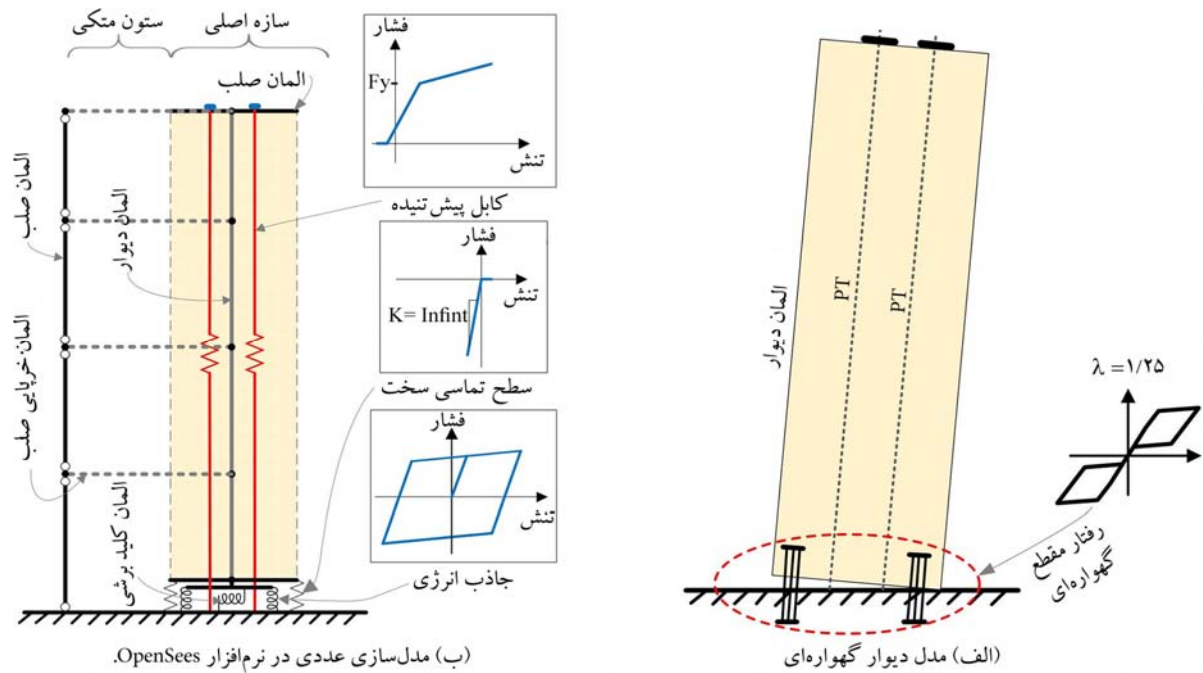
۲- روش تحقیق

۲-۱- حالات حدی دیوارهای مرکزگرای گهواره‌ای

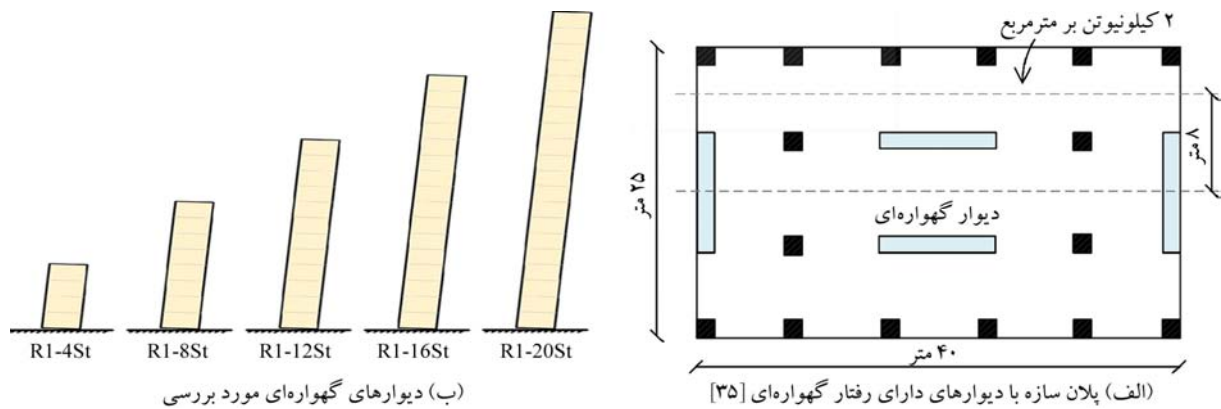
حالات حدی دیوار گهواره‌ای، مطابق شکل (۲)، شامل پنج نقطه حدی است. در نقطه‌ی ۱ سیستم بدون اعمال بار جانبی است. بعد از شروع بار جانبی با توجه به اینکه سیستم دارای کابل پیش‌تنیده است، سختی اولیه‌ی سیستم، متناظر با سختی دیوار است و بعد از غلبه نیروی جانبی بر نیروی پیش‌تنیده دیوار، بلندشدگی در سیستم در نقطه‌ی ۲ اتفاق می‌افتد و بعد از نقطه‌ی ۲ سختی مؤثر مربوط به کابل‌های پیش‌تنیده و سختی اولیه‌ی جاذب‌های انرژی پایه هستند و این سختی تا نقطه‌ی ۳، یعنی محل تسلیم جاذب‌های پایه انرژی ثابت می‌ماند و بعد از نقطه‌ی ۳ سیستم دارای سختی متناظر با سختی الاستیک کابل‌ها و سختی ثانویه جاذب‌های انرژی پایه هست. با افزایش بارگذاری حالت حدی بعدی برای سیستم گهواره‌ای تسلیم کابل در نقطه‌ی ۴ است شیب نمودار بعد از حالت حدی تسلیم کابل کمتر از نواحی قبل می‌شود این شیب تا نقطه‌ی ۵ ادامه پیدا می‌کند و نقطه‌ی ۵ مربوط به خرابی در هسته و یا گسیختگی کابل است. باید در طراحی این سیستم‌ها باید سعی شود از گسیختگی کابل قبل از خرابی هسته جلوگیری شود. برای طراحی سیستم‌های دیوار مرکزگرای گهواره‌ای بهتر است که طراحی طوری باشد که تحت زلزله‌ی مورد نظر، تسلیم در کابل اتفاق نیفتد زیرا تسلیم در کابل باعث بروز تغییرشکل‌های ماندگار در سیستم می‌شود و همچنین ممکن است سازه دچار واژگونی شود. همچنین لازم به ذکر است که در این حالات حدی بیان‌شده، از گسیختگی جاذب‌های انرژی با توجه به کرنش بالای گسیختگی فولاد صرف‌نظر شده است.

۲-۲- نحوه‌ی مدل‌سازی سیستم‌های گهواره‌ای

شکل (۳-الف) دیوار گهواره‌ای مورد بررسی در این تحقیق را نشان می‌دهد. در این دیوار محل قرارگیری مقطع گهواره‌ای، جاذب‌های انرژی (ED) ۱، کابل‌های PT و سایر اجزای دیوار نشان داده شده است. برای مدل‌سازی این سیستم در نرم‌افزار OpenSees از مصالح و المان‌های مختلفی استفاده می‌شود. در شکل (۳-ب) مدل‌سازی هسته‌ی بتنی دیوار به صورت الاستیک نشان داده شده است. مطابق مقالات پیشین [۹، ۳۶] در طراحی المان‌های دیوار، اجازه‌ی غیرخطی شدن بتن در پای دیوار داده نشده است. می‌توان فرض عدم تغییرشکل غیرخطی در بتن را صحیح دانست و سپس تنش در بتن را مورد بررسی قرار داد. در محل اتصال بلوک با سطح زمین، از فنرهای تماسی فشاری با سختی بالا و جاذب‌های انرژی (EDها) استفاده شده است که برای مدل‌سازی این جاذب‌های انرژی از Steel02 در نرم‌افزار OpenSees استفاده شده است. بالای دیوارها با استفاده از کابل‌های پیش‌تنیده دارای رفتار مصالح بدون تحمل فشار و از نوع ElasticPPGap با پیش‌تنیدگی اولیه جهت اتصال بلوک بتنی به پایه استفاده می‌شود. در این مدل‌سازی برای بررسی اثر $P-\Delta$ ، قاب‌های ثقلی میانی و تأثیر در سیستم لرزه بر جانبی دیوارها از ستون متکی^{۱۱} مطابق شکل (۳-ب) استفاده شده است. دقت شود در مدل‌سازی ستون‌های متکی و همچنین اجزای انتهایی برای اتصال به انتهای دیوارها از المان‌های صلب مطابق شکل استفاده شده است.



شکل (۳): مدل نرم‌افزاری دیوار گهواره‌ای مرکز‌گرا.



شکل (۴): مشخصات مدل‌های مورد بررسی.

عرض دیوار مطابق مقاله [۳۵] انتخاب شده است. ارتفاع هر طبقه برابر با ۳/۵ متر در نظر گرفته شده است. سایر مشخصات سازه‌های مورد بررسی در جدول (۱) آورده شده است [۳۵].

۲-۴- صحت‌سنجی روند مدل‌سازی عددی

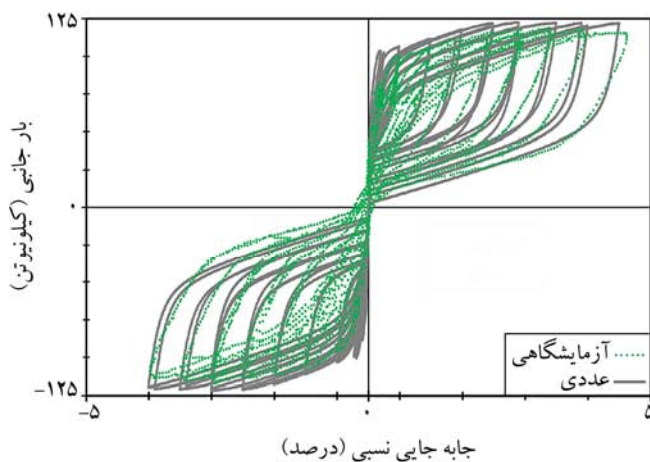
به‌منظور صحت‌سنجی مدل‌سازی در این تحقیق از نتایج آزمایشگاهی موجود در خصوص سیستم‌های مرکز‌گرا استفاده شد [۱۲]. مشخصات نمونه‌ی آزمایشگاهی مورد نظر در شکل (۵-الف) نشان داده شده است. ضخامت دیوار ۱۲۵ میلی‌متر، مقاومت فشاری بتن f'_c : ۴۵ مگاپاسکال، مشخصات آرماتورهای طولی و

۲-۳- مشخصات مدل‌های عددی

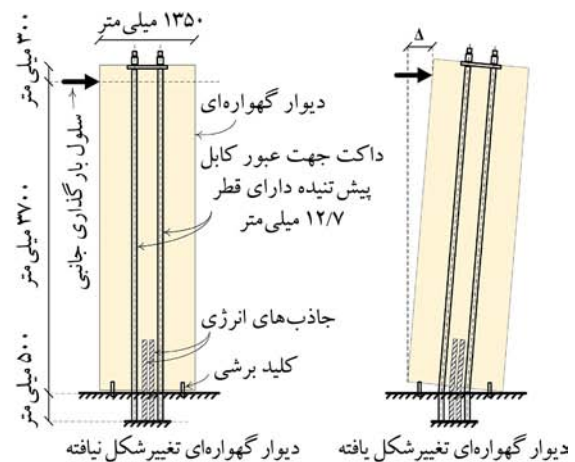
مدل‌های عددی مورد بررسی در این مقاله، دارای ساختمان مشابه پلان در شکل (۴-الف) و مشابه در شکل (۴-ب) دارای تعداد طبقات ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ است [۳۵]. وزن مؤثر لرزه‌ای در مدل‌های عددی دیوار برابر با ۲۵۰ تن نیرو در هر طبقه برای هر دیوار در نظر گرفته شده است. مشخصات مکانیکی بتن شامل f'_c : ۴۰ مگاپاسکال و E_c : ۳۰ گیگاپاسکال است، مشخصات مکانیکی جاذب‌های انرژی f_y : ۳۰۰ مگاپاسکال و E_s : ۲۱۰ گیگاپاسکال هستند. همچنین کابل‌های پیش‌تنیده دارای مشخصات مکانیکی f_y : ۱۵۶۰ مگاپاسکال و E_s : ۱۹۵ گیگاپاسکال هستند. ضخامت دیوار و

جدول (۱): مشخصات سازه‌های مورد بررسی در این تحقیق [۳۵].

تعداد طبقات	طبقه ۴	طبقه ۸	طبقه ۱۲	طبقه ۱۶	طبقه ۲۰
طول دیوار (متر)	۴	۶	۷/۵	۸	۸/۷
عرض دیوار (متر)	۰/۴	۰/۴	۰/۴	۰/۵	۰/۵
تعداد جاذب‌های انرژی	۱۶Φ۳۰	۲۰Φ۳۰	۲۴Φ۳۰	۳۰Φ۳۰	۳۸Φ۳۰
طول جاذب انرژی (متر)	۰/۲	۰/۴	۰/۶	۰/۶	۰/۶
نسبت فاصله کابل به طول دیوار از لبه	۰/۱۲۵	۰/۱۲۵	۰/۱۲۵	۰/۱۲۵	۰/۱۲۵
تعداد کابل‌ها (مساحت هر کابل برابر با ۹۹ میلی‌متر مربع است)	۳۱	۲۹	۲۵	۲۴	۲۳
نسبت فاصله جاذب انرژی به طول دیوار از لبه	۰/۳۵	۰/۳۵	۰/۲۵	۰/۳۵	۰/۳۵



(ب) رفتار چرخه‌ای مدل آزمایشگاهی [۱۲] و عددی OpenSees



(الف) مشخصات مدل آزمایشگاهی [۱۲]

شکل (۵): صحت‌سنجی.

فایبر استفاده شده است. نتایج مدل‌سازی نشان داد که خردشدگی در بتن رخ نداده است؛ بنابراین می‌توان جهت افزایش سرعت تحلیل‌های نرم‌افزاری از مقطع الاستیک برای دیوار استفاده کرد. مصالح Steel02 مورد استفاده برای جاذب‌های انرژی با استفاده از نتایج آزمایشگاهی صحت‌سنجی شده است (شکل ۶). مقادیر پارامترهای کالیبره شده مورد استفاده در تعریف Steel02 شامل: $R0$ ، $cR1$ و $cR2$ است که به ترتیب برابر با مقادیر ۰/۱، ۱۸، ۰/۹۲۵ و ۰/۱۵ در نظر گرفته شده‌اند.

۲-۵- شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای

۲-۵-۱- مؤلفه دورانی زلزله

در بیشتر تحقیقات مربوط به رفتار لرزه‌ای سازه‌ها، معمولاً به سه مؤلفه انتقالی آن یعنی دو مؤلفه افقی و در بعضی تحلیل‌ها به مؤلفه زلزله قائم توجه می‌شود. عدم امکان ثبت مؤلفه‌های دورانی

عرضی f_y : ۴۶۰ مگاپاسکال و E_s : ۲۰۰ گیگاپاسکال و همچنین کابل‌های پیش‌تنیده دارای f_y : ۱۴۳۵ مگاپاسکال و E_s : ۱۸۰ گیگاپاسکال است.

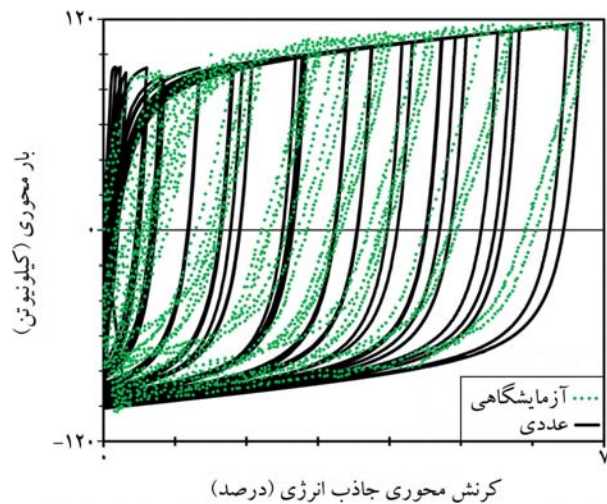
همان‌طور که در شکل (۵-الف) نشان داده شده است، با وقوع بلند شدگی، جذب انرژی توسط میلگردهای محل بازشدگی اتفاق می‌افتد. شکل (۵-ب) نمودار عددی چرخه‌ای برش پایه-جابه‌جایی بام را با نتایج آزمایشگاهی مقایسه کرده است. مقایسه نمودارهای حاصل از مدل نرم‌افزاری و مدل آزمایشگاهی حاکی از دقت نسبتاً خوب مدل‌سازی است. اختلاف نتایج آزمایشگاهی و مدل عددی برای مقادیر جذب انرژی (مساحت زیر نمودار پوش‌اور چرخه‌ای) و حداکثر برش ایجاد شده در دیوار به ترتیب برابر با ۶ و ۳ درصد می‌باشد. این اختلاف با توجه به اینکه کمتر از ۱۰ درصد است، رضایت‌بخش هستند. قابل ذکر است، در مدل‌سازی عددی سیستم گهواره‌ای مربوط به قسمت صحت‌سنجی، از مقطع

لرزه‌نگاری برای تولید مؤلفه‌های دورانی زلزله استفاده می‌شود. در این روش با استفاده از اطلاعات امواج زلزله، مشخصات خاک بین مرکز کانونی و ساختگاه زلزله و... محاسبات مربوط به مؤلفه‌های دورانی زلزله انجام می‌شود [۴۳-۴۴].

در روش MSP یا ژئودتیک اطلاعات موجود چند ایستگاه لرزه‌نگاری در یک منطقه برای تولید مؤلفه‌های دورانی زمین لرزه استفاده می‌گردد. برای انجام این روش به شبکه‌ای منظم از شتاب‌نگاشت‌ها و مجموعه وسیعی از اطلاعات جمع‌آوری شده نیاز است. اسپادیچ و همکاران [۴۵] از جمله محققینی هستند که روشی بر این اساس ارائه نمودند. لائوامی و لایب [۴۶] از اطلاعات ثبت شده در ۱۵ ایستگاه نزدیک به هم در منطقه لوتانگ تایوان برای به دست آوردن مؤلفه‌های دورانی زمین لرزه استفاده کردند.

باسو و همکاران [۳۷] اکثر روش‌های تولید مؤلفه‌های دورانی زلزله که تاکنون ارائه شده را جمع‌آوری کردند. همچنین آنها روش SSP را با اصلاحاتی ارائه کرده‌اند که در این تحقیق برای ساخت مؤلفه‌های دورانی زلزله حوزه نزدیک از آن استفاده شده است. در این روش با داشتن اطلاعات مربوط به تنها یک ایستگاه لرزه‌نگاری می‌توان مؤلفه‌های دورانی زلزله در آن ایستگاه را محاسبه نمود. این روش توسط مؤلفین در نرم‌افزار از MATLAB کد نویسی شده و در اختیار سایر محققین قرار گرفته است. در این روش مؤلفه‌های افقی و قائم زلزله به امواج P، SH^{۱۶} و SV^{۱۷} تجزیه می‌گردد. فرض می‌شود که این امواج از کانون زلزله تا ایستگاه لرزه‌نگاری درون صفحه‌ای به نام صفحه اصلی سیر می‌کنند. صفحه اصلی، صفحه قائم است که کانون زلزله و ایستگاه لرزه‌نگاری را درون خود جای داده است (شکل ۷). همچنین فرض شده است که این امواج تجزیه شده هیچ اندرکنشی و تأثیری روی یکدیگر ندارند [۳۷].

موج P هم امتداد با راستای صفحه اصلی سیر می‌کند، درحالی که مسیر حرکت امواج اولیه SH و SV عمود بر صفحه این راستاست. امواج P و SV پس از برخورد با ایستگاه لرزه‌نگاری O یکدیگر را بازتاب می‌دهند، در صورتی که موج SH تنها خودش را بازمی‌تاباند.



شکل (۶): صحت‌سنجی رفتار چرخه‌ای جاذب انرژی مورد استفاده در نرم‌افزار OpenSees مطابق نمونه آزمایشگاهی [۱۲].

زلزله توسط دستگاه‌های لرزه‌نگاری موجود می‌تواند یکی از دلایل نپرداختن به این موضوع باشد. از این رو پژوهشگران زیادی به بررسی روش‌های مختلف جهت به دست آوردن مؤلفه‌های دورانی با استفاده از خصوصیات موج‌های سطحی و حجمی زلزله و مشخصات ژئوتکنیکی خاک با به کارگیری روابط ریاضی پرداخته‌اند [۳۷].

در سال‌های گذشته پژوهش‌های زیادی در زمینه چگونگی تولید مؤلفه‌های دورانی به صورت غیرمستقیم و با استفاده از داده‌های مؤلفه‌های انتقالی انجام شده است. نیومارک [۳۸] رابطه‌ای ساده برای ایجاد ارتباط میان مؤلفه‌های انتقالی و دورانی بر پایه انتشار امواج هارمونیک با سرعت ثابت پیشنهاد نمود. غفوری آشتیانی و سینگ [۳۹] روشی در حوزه زمان با نام روش مشتقات زمانی پیشنهاد نمودند. این روش قادر به استخراج مؤلفه‌های دورانی زلزله از مؤلفه‌های انتقالی است. این روش در سال‌های اخیر توسط فلامرز شیخ‌آبادی و غفوری آشتیانی [۴۰] فلامرز شیخ‌آبادی [۴۱] و فلامرز شیخ‌آبادی و همکاران [۴۲] گسترش یافته است.

اکثر روش‌های پیشنهاد شده با استفاده از تئوری انتشار امواج در یک محیط همگن الاستیک، در دو گروه تک‌ایستگاهی (SSP) [۱۲] و چند ایستگاهی (MSP) [۱۳] یا ژئودتیک [۱۴] تقسیم‌بندی می‌شوند. در روش SSP اطلاعات به دست آمده از یک ایستگاه

است. با همین فرضیات مؤلفه‌های شتاب گهواره‌ای که توسط امواج P تولید می‌شوند، نیز طبق روابط (۳) و (۴) به دست خواهند آمد [۳۷].

$${}^s_r\ddot{\theta}_{x_1x_2}(t) - \left(\frac{\sin\theta_0}{c_T}\right) {}^s_r\ddot{u}_{x_2}(t) \quad (1)$$

$${}^s_r\ddot{\theta}_{x_1x_2}(t) = \left(\frac{2\sin^2\theta_0(1-\eta^2\sin^2\theta_0)^{0.5}}{\eta c_T(1-\sin^2\theta_0)}\right) {}^s_r\ddot{u}_{x_1}(t) \quad (2)$$

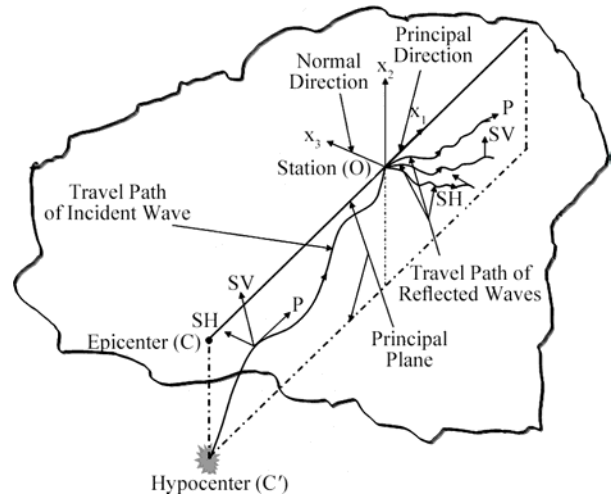
$${}^p_r\ddot{\theta}_{x_1x_2}(t) = -\left(\frac{\sin\theta_0}{c_L}\right) {}^p_r\ddot{u}_{x_2}(t) \quad (3)$$

$${}^p_r\ddot{\theta}_{x_1x_2}(t) = \left(\frac{(\eta^2 - 2\sin^2\theta_0)}{2c_L(\eta^2 - \sin^2\theta_0)}\right) {}^p_r\ddot{u}_{x_1}(t) \quad (4)$$

در این معادلات ${}^p_r\ddot{\theta}_{x_1x_2}(t)$ و ${}^s_r\ddot{\theta}_{x_1x_2}(t)$ شتاب گهواره‌ای تولید شده توسط امواج SV و P، \ddot{u}_{x_1} و \ddot{u}_{x_2} مشتق سوم حرکت افقی در راستای x_1 و x_2 است. θ_0 زاویه برخورد امواج، c_L و c_T سرعت حرکت امواج P و S و η نسبت بین این دو سرعت می‌باشد. مؤلفه پیچشی حرکت زمین نیز با تجزیه موج SH حاصل از شتاب‌های افقی، طبقه معادله (۵) به دست می‌آید [۳۷].

$${}^{sh}_r\ddot{\theta}_{x_1x_3}(t) = \left(\frac{0.5\sin\theta_0}{c_T}\right) {}^s_r\ddot{u}_{x_3}(t) \quad (5)$$

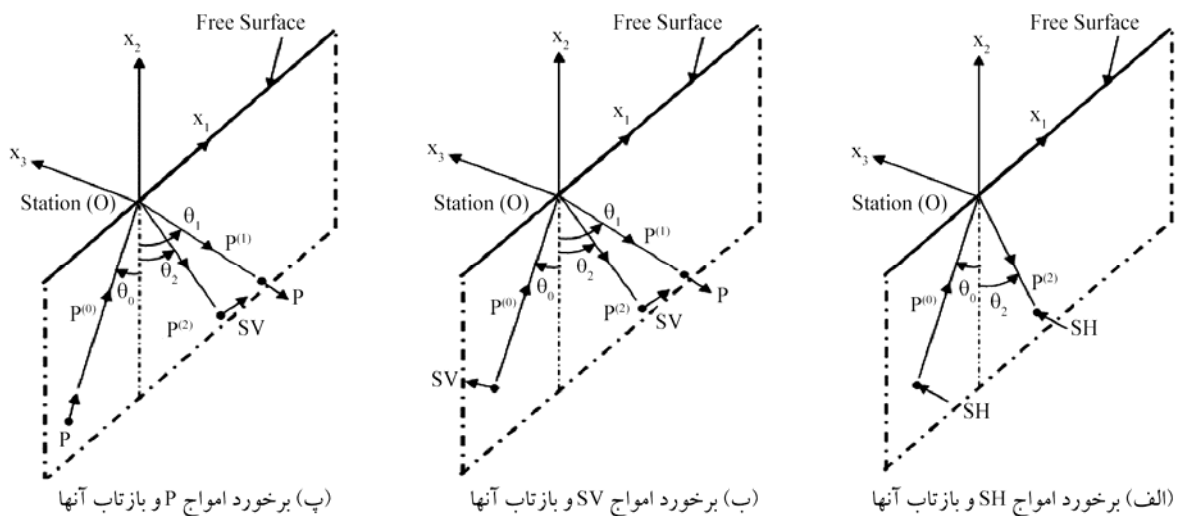
که در آن ${}^{sh}_r\ddot{\theta}_{x_1x_3}$ شتاب پیچشی ایجاد شده توسط موج SH و \ddot{u}_{x_3} مشتق سوم حرکت در راستای قائم در نقطه O است [۳۷].



شکل (۷): انتشار امواج در صفحه اصلی [۳۷].

در شکل (۸) برخورد امواج P، SV و SH به نقطه O و بازتاب آنها نمایش داده شده است. زاویه θ_0 زاویه برخورد امواج ورودی به نقطه O با امتداد محور x_2 در صفحه اصلی و θ_1 ، θ_2 و θ_3 به ترتیب زوایای بازتاب امواج P، SV و SH می‌باشند [۳۷].

پس از تجزیه مؤلفه قائم به امواج P و SV، همچنین تجزیه به مؤلفه‌های افقی جهات x_1 و x_2 ، مؤلفه شتاب گهواره‌ای ایجاد شده توسط موج SV به صورت معادلات (۱) و (۲) قابل نوشتن است. منظور از شتاب گهواره‌ای، شتاب زاویه‌ای زلزله حول محورهای افقی است. لازم به توضیح است که این معادلات تا هنگامی که زاویه θ_0 کوچک‌تر از زاویه بحرانی باشد، معتبر



شکل (۸): برخورد امواج P، SV و SH با ایستگاه لرزه‌نگاری و بازتاب آنها [۳۷].

۲-۵-۲- شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای

افقی و دورانی زلزله‌های انتخابی مطابق جدول (۳) انجام شده است [۳۳]. در این جدول H و R به ترتیب نشان‌دهنده‌ی مؤلفه افقی و مؤلفه دورانی زلزله هستند. اندیس αH_{max} زاویه مربوط به جهت زلزله افقی عمود بر گسل است، یا جهتی که حداکثر رکورد افقی (H) اتفاق می‌افتد. اندیس αR_{max} زاویه مربوط به جهتی است که حداکثر رکورد دورانی (R) اتفاق می‌افتد. در ادامه، برای تحلیل تاریخچه زمانی سازه‌ها، ماکزیمم ترکیب بار ۳ و ۴ برای ترکیب مؤلفه حداکثر زلزله افقی و دورانی و ماکزیمم ترکیب بار ۵ و ۶ برای ترکیب مؤلفه افقی و حداکثر زلزله دورانی در نظر گرفته شده است.

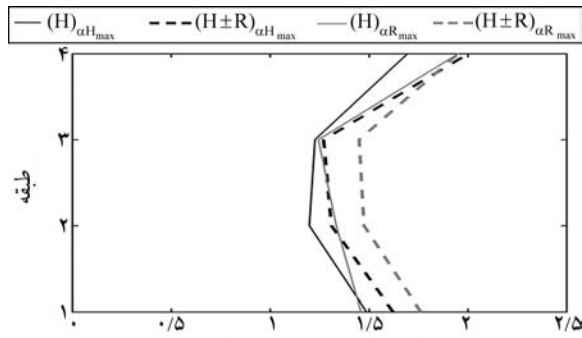
در تحقیق حاضر از شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل دارای پالس مرجع [۴۷] استفاده شده است. این شتاب‌نگاشت‌ها شامل ۲۵ زوج شتاب‌نگاشت افقی متعامد به همراه ۲۵ زوج شتاب‌نگاشت دورانی متعامد (نظیر همان راستاها) می‌باشند (جدول ۲). ابتدا لازم است با دوران راستاهای متعامد اولیه حول محور قائم، مؤلفه‌های شتاب‌نگاشت‌های افقی در راستای عمود بر گسل و مؤلفه‌های شتاب‌نگاشت‌های دورانی در جهتی که حداکثر رکورد دورانی اتفاق می‌افتد محاسبه شود. برای این کار، از روش تشریح شده در مرجع [۴۸] استفاده شده است. در مرحله بعد، ترکیب مؤلفه‌های

جدول (۲): شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای نزدیک گسل دارای پالس مورد استفاده در این تحقیق [۴۷].

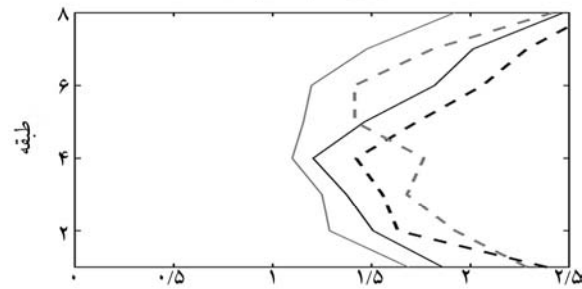
شماره	رکورد	ایستگاه	نوع خاک	PGA (g)	PGV (cm/s)	M _w
۱	Cape Mendocino	Petrolia	C	۰/۶۶۲	۸۲/۱	۷
۲	Chi-Chi, Taiwan	TCU065	D	۰/۷۸۹	۱۲۷/۷	۷/۶
۳	Chi-Chi, Taiwan	TCU068	D	۰/۵۰۷	۱۹۱/۱	۷/۶
۴	Chi-Chi, Taiwan	TCU075	D	۰/۳۳۲	۸۸/۴	۷/۶
۵	Coalinga-05	Oil City	C	۰/۸۴۱	۴۱/۲	۵/۸
۶	Coalinga-05	Transmitter Hill	C	۱/۰۸۳	۴۶/۱	۵/۸
۷	Duzce	Duzce	D	۰/۵۳۵	۸۳/۵	۷/۲
۸	Duzce	Bolu	C	۰/۸۲۲	۶۲/۱	۷/۱
۹	Erzican, Turkey	Erzican	D	۰/۴۹۶	۹۵/۴	۶/۷
۱۰	Imperial Valley-06	Elcentro#5	C	۰/۵۲۸	۹۱/۵	۶/۵
۱۱	Imperial Valley-06	Elcentro#7	D	۰/۴۶۳	۱۰۸/۸	۶/۵
۱۲	Imperial Valley-06	Elcentro#8	C	۰/۶۰۲	۴۸/۶	۶/۵
۱۳	Kobe	Takatori	D	۰/۶۱۶	۱۶۹/۶	۶/۹
۱۴	Kobe	Takarazuka	D	۰/۶۹۷	۷۲/۶	۶/۹
۱۵	Kocaeli, Turkey	Gebze	B	۰/۲۶۱	۵۲	۷/۵
۱۶	Landers	Barstow	D	۰/۱۳۵	۳۰/۴	۷/۳
۱۷	Landers	Lucerne	C	۰/۷۸۹	۱۴۰/۳	۷/۳
۱۸	Loma Prieta	Oakland	D	۰/۲۹	۴۹/۲	۶/۹
۱۹	Loma Prieta	Saratoga	C	۰/۵۱۲	۵۵/۶	۶/۹
۲۰	Morgan Hill	Coyote Lake Dam	B	۱/۳۰۳	۶۲/۳	۶/۲
۲۱	N. Palm Strings	North Palm Strings	D	۰/۶۹۳	۷۳/۶	۶/۱
۲۲	Northridge-01	Sylmar-Converter Station	C	۰/۸۹۷	۱۳۰/۳	۶/۷
۲۳	Northridge-01	Sylmar-Converter Station East	C	۰/۸۲۸	۱۱۶/۶	۶/۷
۲۴	Northridge-01	Sylmar-Olive View	C	۰/۸۴۳	۱۲۲/۷	۶/۷
۲۵	San Fernando	Pacoima Dam	B	۱/۲۴	۱۱۶/۵	۶/۶

جدول (۳): ترکیب بارهای لرزه‌ای مورد استفاده در این تحقیق [۳۳].

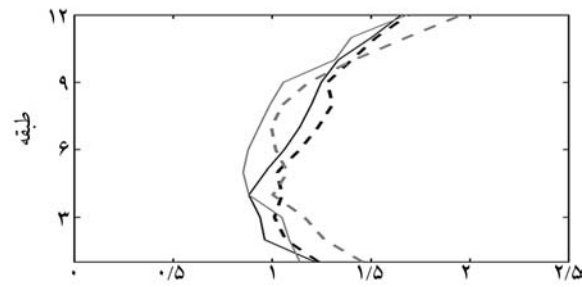
مؤلفه‌های زمین لرزه	ترکیب
$(H)_{\alpha H_{max}}$	۱
$(H)_{\alpha R_{max}}$	۲
$(H+R)_{\alpha H_{max}}$	۳
$(H-R)_{\alpha H_{max}}$	۴
$(H+R)_{\alpha R_{max}}$	۵
$(H-R)_{\alpha R_{max}}$	۶



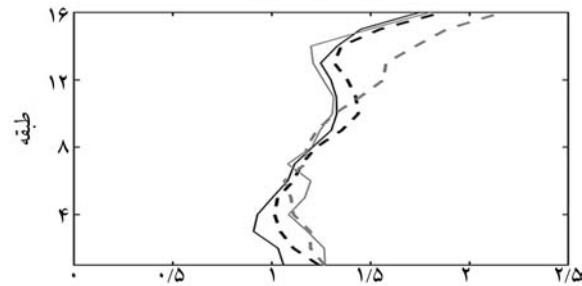
(الف) سازه ۴ طبقه



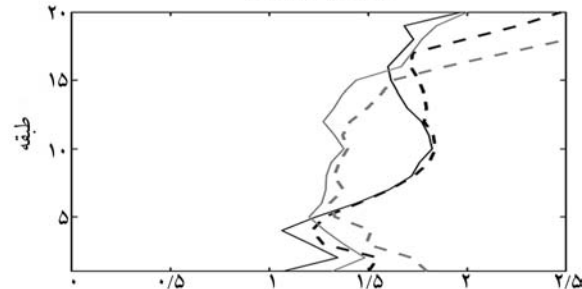
(ب) سازه ۸ طبقه



(پ) سازه ۱۲ طبقه



(ت) سازه ۱۶ طبقه



(ه) میانه حداکثر شتاب طبقات (g)

(ث) سازه ۲۰ طبقه

شکل (۹): مقایسه میانه حداکثر شتاب طبقات تحت شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای در سقف سازه‌ها.

برای مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای مطابق دستورالعمل FEMA P695 [۴۹]، ابتدا شتاب‌نگاشت‌ها نرمالایز^{۱۸} می‌شوند. نرمالایز کردن شتاب‌نگاشت، بدون اینکه تنوع محتوای فرکانسی را تغییر دهد، باعث کاهش پراکندگی‌های ناشی از سناریو می‌شود. این فرآیند منجر به حذف بخشی از عدم قطعیت بنام Unwarranted Variability (همانند؛ بزرگ^{۱۹}، فاصله از گسل^{۲۰}، نوع گسلش^{۲۱} و جنس خاک^{۲۲}) می‌شود. برای این کار، ابتدا ضریب نرمالایز هر شتاب‌نگاشت را با تقسیم میانه حداکثر سرعت شتاب‌نگاشت مورد نظر ($median(PGV_{PEER,i})$) بر حداکثر سرعت شتاب‌نگاشت نام به دست می‌آوریم:

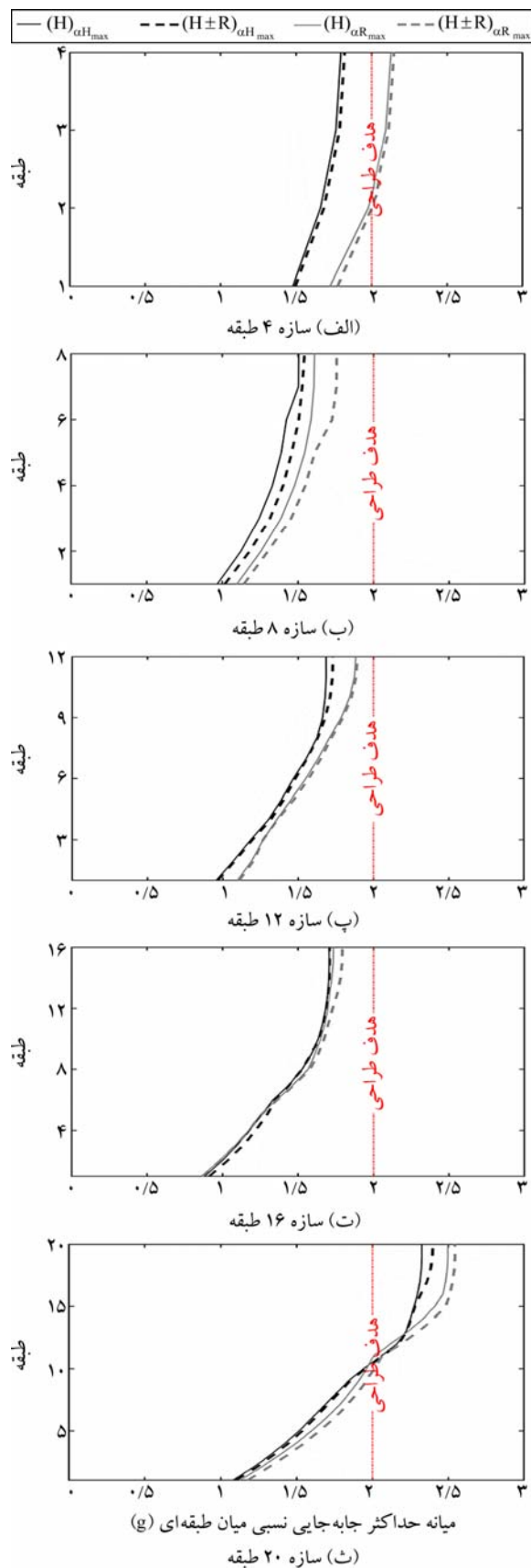
$$NM_i = median(PGV_{PEER,i}) / PGV_{PEER,i} \quad (۶)$$

در شبیه‌سازی‌های دو بعدی، برای مقیاس‌سازی شتاب‌نگاشت‌ها، معمولاً مطابق آیین‌نامه ASCE7 [۵۰] در محدوده‌ی $0.2T_1$ الی $1.5T_1$ ، میانه شتاب طیف شتاب‌نگاشت‌ها به طیف طراحی مقیاس می‌شود که در آن T_1 زمان تناوب نوسان مود اول سازه است. بعد از تعیین ضریب مقیاس طیفی با مقایسه‌ی میانه طیف‌های شتاب‌نگاشت‌ها و طیف آیین‌نامه، ضریب مقیاس کلی هر شتاب‌نگاشت با ضرب ضریب مقیاس طیفی در ضریب نرمالایز NM_i تعیین می‌شود.

۳- نتایج و بحث

۳-۱- شتاب طبقات

شکل (۹)، میانه حداکثر شتاب طبقات در سازه‌های مورد بررسی را نشان می‌دهد. مطابق این شکل مؤلفه‌های دورانی باعث افزایش چشمگیری در مقادیر شتاب طبقات شده است. در بعضی از سازه‌ها با توجه به محتوای فرکانسی سازه و شتاب‌نگاشت‌ها، مقادیر درصد این افزایش شتاب‌ها بیشتر بوده است. مطابق این شکل،



شکل (۱۰): مقایسه میان حد اکثر جابه جایی نسبی طبقات تحت شتابنگاشت های لرزه ای سازه ها.

اثر مؤلفه افقی و ترکیب آن با مؤلفه دورانی در حالت مؤلفه های عمود بر گسل (αH_{max}) در بعضی از طبقات و سازه ها می تواند کمتر از مؤلفه افقی و ترکیب آن با مؤلفه دورانی در حالت مؤلفه های دورانی حداکثر (αR_{max}) باشد. در نظر گرفتن مؤلفه دورانی در سازه های ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه به ترتیب ۱۰، ۱۲/۹، ۶/۸، ۶/۶ و ۹/۹ درصد در جهت αH_{max} ، شتاب میانگین طبقات را افزایش می دهد. همچنین در نظر گرفتن مؤلفه دورانی در سازه های ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه به ترتیب ۱۲، ۲۴/۶، ۱۵، ۸/۹ و ۱۵/۸ درصد در جهت αR_{max} ، شتاب میانگین طبقات را افزایش می دهد.

۳-۲- جابه جایی های نسبی طبقات

شکل (۱۰)، میان حد اکثر جابه جایی نسبی طبقات در سازه های مورد بررسی را نشان می دهد. مطابق این شکل مؤلفه های دورانی باعث افزایش مقادیر جابه جایی نسبی طبقات شده است. در بعضی از سازه ها با توجه به محتوای فرکانسی سازه و شتابنگاشت ها، مقادیر درصد این افزایش جابه جایی نسبی طبقات بیشتر بوده است. مطابق این شکل، اثر مؤلفه افقی و ترکیب آن با مؤلفه دورانی در حالت αH_{max} تقریباً در تمامی طبقات و سازه ها، کمتر از مؤلفه افقی و ترکیب آن با مؤلفه دورانی در حالت αR_{max} باشد. در نظر گرفتن مؤلفه دورانی در سازه های ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه به ترتیب ۱/۴، ۵/۸، ۲/۷، ۳/۶ و ۳/۲ درصد در جهت αH_{max} ، جابه جایی نسبی حداکثر طبقات را افزایش می دهد. همچنین در نظر گرفتن مؤلفه دورانی در سازه های ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه به ترتیب ۹/۳، ۱/۳، ۳/۵ و ۳/۵ درصد در جهت αR_{max} ، جابه جایی نسبی حداکثر طبقات را افزایش می دهد. لازم به ذکر است که در بعضی از سازه ها (به طور مثال سازه ۴ و ۲۰ طبقه) افزایش جابه جایی نسبی میان طبقه ای بیش از حد مجاز طراحی مشاهده می گردد.

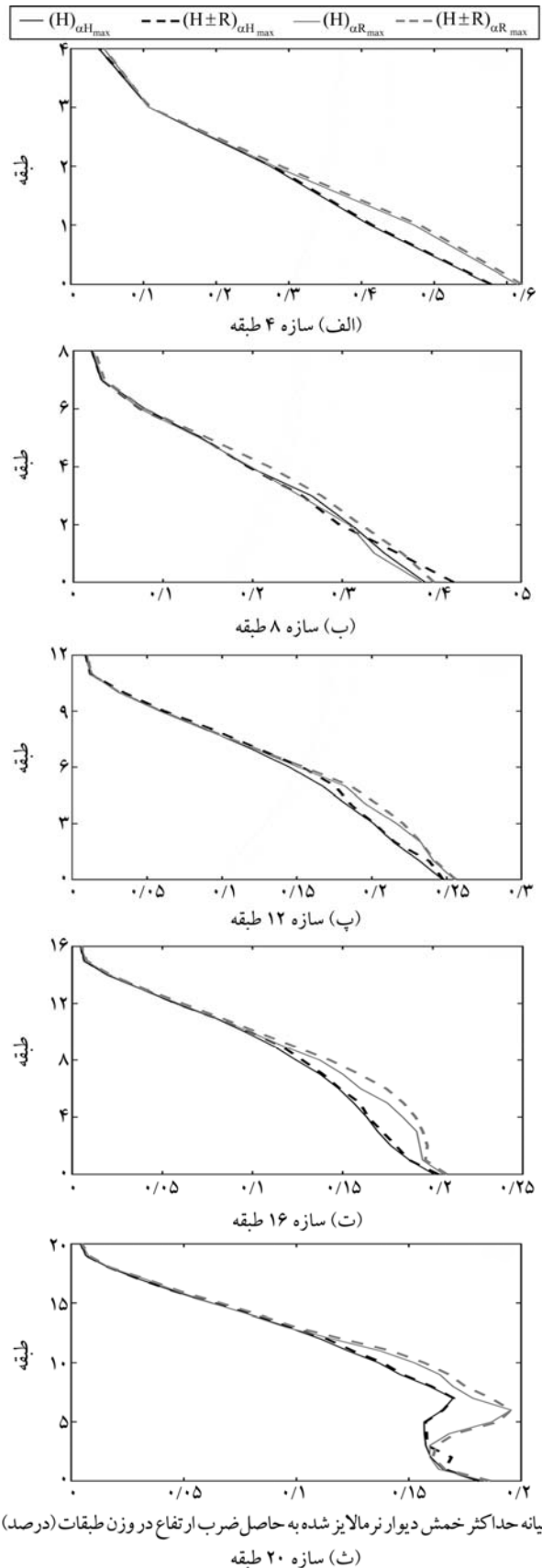
۳-۳- لنگر خمشی دیوار

شکل (۱۱)، میان حد اکثر خمش دیوار در طبقات سازه های مورد بررسی را نشان می دهد. در این شکل محور افقی، میان حد اکثر خمش دیوار نرمالایز شده به حاصل ضرب ارتفاع در وزن طبقات و محور قائم، طبقات سازه مورد نظر را نشان می دهد.

نرمالیزسازی محور افقی با تقسیم حداکثر خمش دیوار بر مقادیر تجمعی حاصل ضرب وزن هر طبقه در ارتفاع طبقه مورد نظر انجام شده است [۳۶]. مطابق شکل مورد نظر، مؤلفه‌های دورانی باعث افزایش مقادیر حداکثر خمش دیوار طبقات شده است. در بعضی از سازه‌ها با توجه به محتوای فرکانسی سازه و شتاب‌نگاشت‌ها، مقادیر درصد این افزایش حداکثر خمش دیوار طبقات بیشتر بوده است. مطابق این شکل، اثر مؤلفه افقی و ترکیب آن با مؤلفه دورانی در حالت αH_{max} در بیشتر طبقات سازه‌ها، کمتر از مؤلفه افقی و ترکیب آن با مؤلفه دورانی در حالت αR_{max} باشد. در نظر گرفتن مؤلفه دورانی در سازه‌های ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه به ترتیب ۱/۳، ۸/۲، ۹/۹، ۴ و ۵/۷ درصد در جهت αH_{max} ، مقادیر حداکثر خمش دیوار در طبقات را افزایش می‌دهد. همچنین در نظر گرفتن مؤلفه دورانی در سازه‌های ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه به ترتیب ۳/۳، ۱۰/۴، ۸/۹، ۴ و ۵/۹ درصد در جهت αR_{max} ، مقادیر حداکثر خمش دیوار در طبقات را افزایش می‌دهد. اثر مودهای بالاتر به صورت افزایش خمش در طبقات بالایی نسبت به پایه در سازه‌های بلندتر (به طور مثال سازه ۲۰ طبقه) قابل مشاهده است. مؤلفه‌های دورانی زلزله نیز می‌توانند منجر به افزایش اثرات مودهای بالاتر در سازه‌های گهواره‌ای شوند. دلیل این موضوع افزایش لنگر خمشی بیشتر ناشی از اثرات مؤلفه‌های دورانی زلزله است.

۳-۴- برش طبقات

شکل (۱۲)، میانه حداکثر برش دیوار در طبقات سازه‌های مورد بررسی را نشان می‌دهد. در این شکل محور افقی، میانه حداکثر برش دیوار نرمالیز شده به وزن طبقات و محور قائم، طبقات سازه مورد نظر را نشان می‌دهد. نرمالیزسازی محور افقی با تقسیم حداکثر برش دیوار بر مقادیر تجمعی وزن هر طبقه مورد نظر انجام شده است [۳۶]. مطابق شکل مورد نظر، مؤلفه‌های دورانی باعث افزایش مقادیر حداکثر برش دیوار طبقات شده است. در بعضی از سازه‌ها با توجه به محتوای فرکانسی سازه و شتاب‌نگاشت‌ها، مقادیر درصد این افزایش حداکثر خمش دیوار طبقات بیشتر بوده است. مطابق این شکل، اثر مؤلفه افقی و ترکیب



میانه حداکثر خمش دیوار نرمالیز شده به حاصل ضرب ارتفاع در وزن طبقات (درصد) سازه ۲۰ طبقه

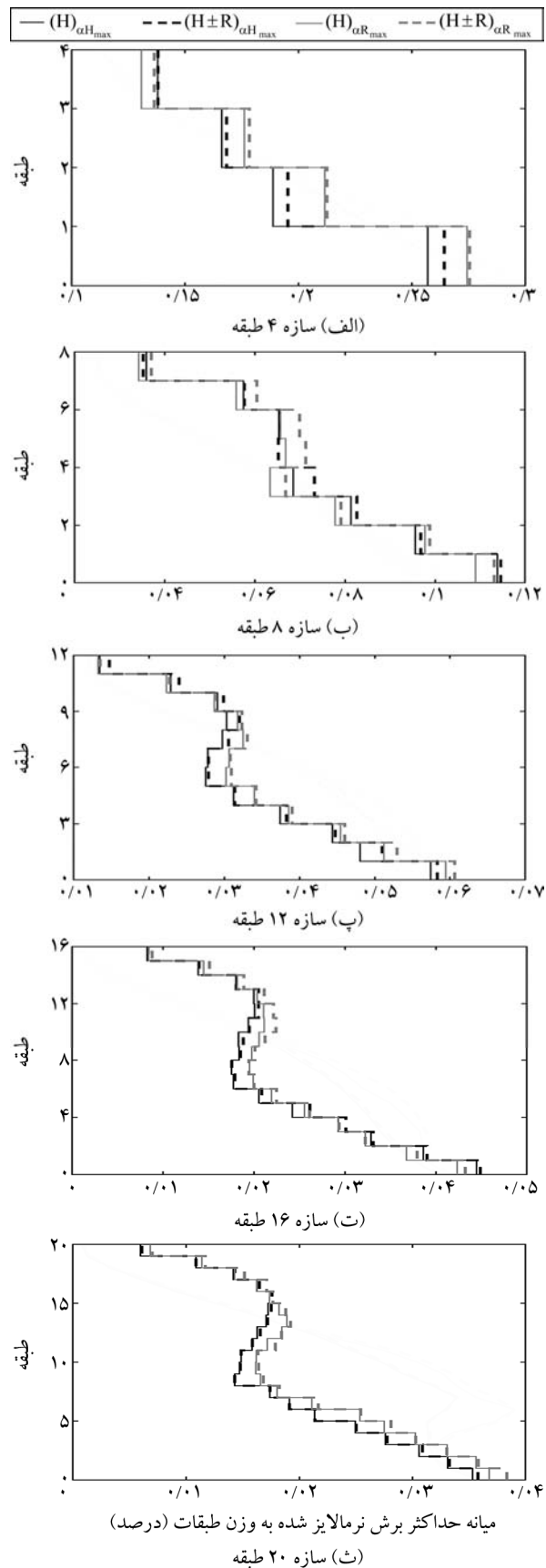
شکل (۱۱): مقایسه میانه‌ی M_{max} Moment دیوار تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف در دیوار سازه‌ها.

آن با مؤلفه دورانی در حالت αH_{max} در بیشتر طبقات سازه‌ها (به‌جز سازه ۸ و ۱۶ طبقه)، کمتر از مؤلفه افقی و ترکیب آن با مؤلفه دورانی در حالت αR_{max} باشد. در نظر گرفتن مؤلفه دورانی در سازه‌های ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه به ترتیب ۳/۵، ۶/۹، ۹/۶، ۷/۹ و ۲/۳ درصد در جهت αH_{max} ، مقادیر حداکثر برش طبقات را افزایش می‌دهد. همچنین در نظر گرفتن مؤلفه دورانی در سازه‌های ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه به ترتیب ۴/۳، ۸/۲، ۳/۴، ۶/۱ و ۶/۱ درصد در جهت αR_{max} ، مقادیر حداکثر برش طبقات را افزایش می‌دهد.

۳-۵- جمع‌بندی

در قسمت قبل به بررسی پاسخ‌های شتاب، جابه‌جایی نسبی، خمش و برش طبقات سازه‌ها پرداخته شد. نشان داده شد که در طبقات مختلف مؤلفه دورانی زلزله می‌تواند در نتایج پاسخ‌های سازه‌ها تأثیرگذار باشد. در این قسمت برای مقایسه بیشتر و جمع‌بندی در مورد اثر مؤلفه‌های دورانی بر عملکرد سیستم‌های دیوار پایه-گهواره‌ای به بررسی پاسخ‌های جابه‌جایی نسبی پسماند بام، جابه‌جایی نسبی حداکثر بام و نسبت تنش حداکثر ایجاد شده در تاندون‌ها پرداخته شده است.

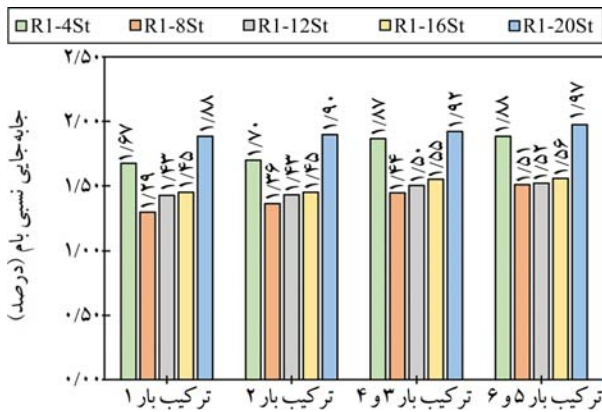
در شکل (۱۳) به بررسی جابه‌جایی نسبی پسماند بام سازه‌های مختلف تحت ترکیب بارهای لرزه‌ای مختلف پرداخته شده است. مقدار حداکثر جابه‌جایی نسبی پسماند برابر با ۰/۰۱۰۹ درصد (در سازه ۲۰ طبقه) است. به‌طور کلی می‌توان گفت که این مقدار جابه‌جایی پسماند در مقابل مقادیر جابه‌جایی حداکثر بام و نیز سیستم‌های متداول سازه‌ای قابل صرف‌نظر است. با این اوصاف می‌توان گفت این سیستم تحت مجموعه بارگذاری‌های لرزه‌ای افقی و دورانی می‌تواند مرکزگرا عمل نماید. مطابق شکل (۱۳)، با افزایش ارتفاع (به‌استثناء سازه ۴ طبقه تحت مؤلفه افقی به همراه مؤلفه دورانی)، جابه‌جایی پسماند افزایش می‌یابد. در نظر گرفتن مؤلفه دورانی در سازه‌های ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه به ترتیب ۶۲۳، ۷۰، ۷۵، ۳۷ و ۶۶ درصد در جهت αH_{max} ، مقادیر جابه‌جایی نسبی پسماند بام را افزایش می‌دهد. همچنین در نظر گرفتن مؤلفه دورانی در سازه‌های ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه به ترتیب ۳۲۲، ۳۰،



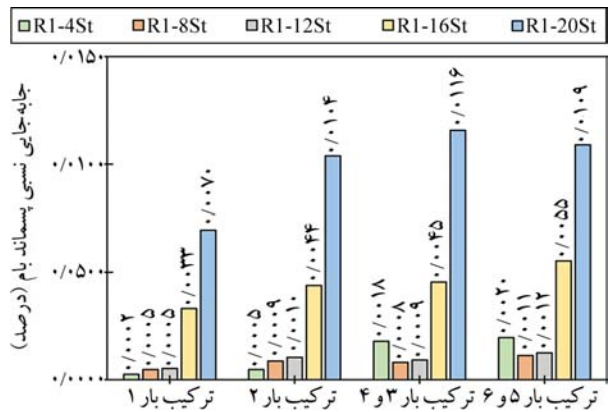
شکل (۱۲): مقایسه میانه حداکثر برش دیوار تحت شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای در دیوار سازه‌ها.

تنش حداکثر تاندون‌ها را افزایش می‌دهد. همچنین در نظر گرفتن مؤلفه دورانی در سازه‌های ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه به ترتیب ۱۰، ۷، ۸، ۱۱ و ۱۰ درصد در جهت αR_{max} ، مقادیر نسبت تنش حداکثر تاندون‌ها را افزایش می‌دهد.

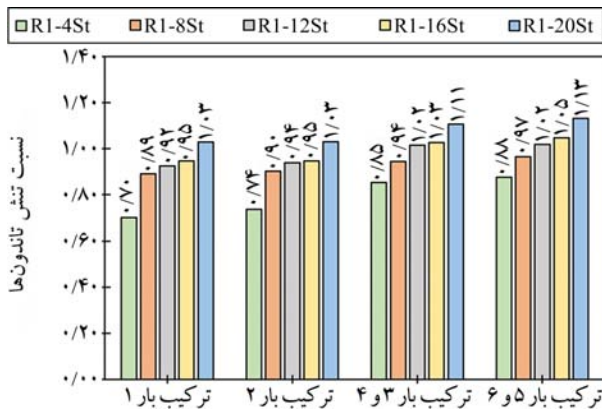
۲۰، ۲۶ و ۵ درصد در جهت αR_{max} ، مقادیر جابه‌جایی نسبی پسماند بام را افزایش می‌دهد. همان‌طور که نشان داده شده است، مؤلفه‌های دورانی در جهت αH_{max} ، مقادیر جابه‌جایی پسماند بیشتری در سیستم ایجاد می‌کنند.



شکل (۱۴): نمودارهای میله‌ای جابه‌جایی نسبی بام تحت ترکیب بارهای لرزه‌ای مورد بررسی.



شکل (۱۳): نمودارهای میله‌ای جابه‌جایی‌های نسبی پسماند بام.



شکل (۱۵): نمودارهای میله‌ای نسبت تنش تاندون تحت ترکیب بارهای لرزه‌ای مورد بررسی.

۴- نتیجه‌گیری

سازه‌های دیوار پایه-گهواره‌ای مرکزگرا جزو سیستم‌های نوین لرزه‌ای محسوب می‌شوند. ویژگی اصلی این سیستم‌ها برگشت‌پذیری بعد از زلزله و همچنین متمرکز کردن آسیب در اعضای فیوز قابل تعویض است. این سیستم‌ها در طول عمر بهره‌برداری خود، ممکن است تحت بارهای احتمالی جانبی از جمله زلزله قرار گیرند. در تحقیقات مختلف اثر مؤلفه‌های افقی زلزله بر این سیستم‌ها بررسی شده است، در صورتی که از مؤلفه

در شکل (۱۴) به بررسی جابه‌جایی نسبی بام سازه‌های مختلف تحت ترکیب بارهای لرزه‌ای مختلف پرداخته شده است. مقدار حداکثر جابه‌جایی نسبی بام برابر با ۱/۹۷ درصد (در سازه ۲۰ طبقه) است. مطابق شکل (۱۴)، با افزایش ارتفاع (به استثنای سازه ۴ طبقه در تمامی ترکیب بارها)، جابه‌جایی حداکثر نسبی بام افزایش می‌یابد. در نظر گرفتن مؤلفه دورانی در سازه‌های ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه به ترتیب ۱۱، ۱۲، ۵، ۷ و ۲ درصد در جهت αH_{max} ، مقادیر حداکثر جابه‌جایی نسبی بام را افزایش می‌دهد. همچنین در نظر گرفتن مؤلفه دورانی در سازه‌های ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه به ترتیب ۱۱، ۱۱، ۶، ۸ و ۲ درصد در جهت αR_{max} ، مقادیر حداکثر جابه‌جایی نسبی بام را افزایش می‌دهد.

در شکل (۱۵) به بررسی نسبت تنش حداکثر تاندون به تنش تسلیم سازه‌های مختلف تحت ترکیب بارهای لرزه‌ای مختلف پرداخته شده است. مقدار نسبت تنش حداکثر تاندون‌ها برابر با ۱/۱۳ درصد (در سازه ۲۰ طبقه) است. مطابق شکل (۱۵)، با افزایش ارتفاع، نسبت تنش حداکثر تاندون‌ها افزایش می‌یابد. در نظر گرفتن مؤلفه دورانی در سازه‌های ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه به ترتیب ۲۱، ۶، ۱۰، ۸ و ۸ درصد در جهت αH_{max} ، مقادیر نسبت

دورانی زلزله صرف نظر شده است.

۱۰/۴ درصد افزایش یافته است.

- حداکثر برش دیوار برای تمامی سازه‌ها با در نظر گرفتن مؤلفه دورانی با زاویه αH_{max} و αR_{max} به ترتیب به مقدار ۹/۶ و ۸/۲ درصد افزایش یافته است.

- جابه‌جایی‌های نسبی پسماند سازه‌های پایه-گهواره‌ای مورد بررسی قابل صرف نظر است. با این وجود، با افزایش ارتفاع طبقات، مقدار دررفت پسماند افزایش می‌یابد. به طوری که حداکثر دررفت بام برای تمامی سازه‌ها (به جز سازه ۴ طبقه با توجه به مقادیر بالای آن) با در نظر گرفتن مؤلفه دورانی با زاویه αH_{max} و αR_{max} به ترتیب به مقدار ۷۵ و ۳۰ درصد افزایش یافته است.

- مؤلفه دورانی زلزله، حداکثر جابه‌جایی نسبی بام تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل را افزایش می‌دهد، به طوری که حداکثر جابه‌جایی نسبی بام برای تمامی سازه‌ها با در نظر گرفتن مؤلفه دورانی با زاویه αH_{max} و αR_{max} به ترتیب به مقدار ۱۲ و ۱۱ درصد افزایش یافته است.

- تنش‌های ایجاد شده در کابل‌های دیوار پایه-گهواره‌ای نسبت به تنش تسلیم (به جز سازه ۲۰ طبقه) تحت مؤلفه‌های افقی زلزله، کمتر از ۱ بودند. ولی در بیشتر سازه‌ها در نظر گرفتن مؤلفه دورانی باعث افزایش نسبت تنش در کابل‌ها شده است؛ به طوری که نسبت تنش حداکثر تاندون‌های کلیه سازه‌ها با در نظر گرفتن مؤلفه دورانی با زاویه αH_{max} و αR_{max} به ترتیب به مقدار ۱۶ و ۱۱ درصد افزایش یافته است. با افزایش ارتفاع طبقات، مقادیر نسبت تنش حداکثر تاندون‌ها افزایش یافته است.

مراجع

- Masrom, M.A. and Hamid, N.H.A. (2020) Review on the rocking wall systems as a self-centering mechanism and its interaction with floor diaphragm in precast concrete structures. *Lat. Am. J. Solids Struct.*, **17**(6).
- Mohammadi Dehcheshmeh, E. and Broujerdian, V. (2021) Seismic Design Coefficients of Self-Centering Multiple Rocking Walls Subjected to Effect of Far and Near-Field Earthquakes. *Civ.*

در این تحقیق اثر مؤلفه افقی به همراه مؤلفه دورانی با توجه به تأثیرگذار بودن در پاسخ‌های سازه، مورد بررسی قرار گرفته است. این موضوع برای درک بهتر از رفتار این سیستم‌ها و قضاوت مهندسی آنها می‌تواند مورد توجه قرار گیرد. در ابتدا فرآیند مدل‌سازی عددی سیستم‌های گهواره‌ای صحت‌سنجی شد. سپس روش طراحی بر اساس جابه‌جایی [۳۵] تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف، مورد بررسی قرار گرفته است. شش ترکیب بار لرزه‌ای برای لحاظ اثر مؤلفه دورانی و زاویه اعمال رکورد به سازه در نظر گرفته شده است. زاویه اعمال رکورد به دو صورت؛ ۱) زاویه حداکثر مؤلفه افقی یا زاویه عمود بر گسل (αH_{max}) و ۲) زاویه حداکثر مؤلفه دورانی زلزله (αR_{max}) در نظر گرفته شده است. مدل‌ها در نرم‌افزار OpenSees ساخته شده است. سازه‌های ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه پایه-گهواره‌ای مورد ارزیابی لرزه‌ای قرار گرفته است. خلاصه نتایج و نکات حاصل از این تحقیق به صورت زیر قابل اشاره است:

- روش طراحی بر اساس جابه‌جایی [۳۵] برای سازه‌های ۴ و ۲۰ طبقه پایه-گهواره‌ای مرکزگرا، تحت شتاب‌نگاشت‌های تحت رکوردهای لرزه‌ای نزدیک گسل دارای پالس، بر اساس معیار دررفت نسبی ماکزیمم، نتایج مطلوبی به دست نمی‌دهد؛ به طوری که دررفت‌های سازه‌های ۴ و ۲۰ طبقه از حد مجاز طراحی تجاوز می‌کند.

- با در نظر گرفتن مؤلفه دورانی زلزله، شتاب‌های طبقات، جابه‌جایی‌های نسبی طبقات، خمش و برش دیوار افزایش می‌یابد.

- حداکثر شتاب برای تمامی سازه‌ها با در نظر گرفتن مؤلفه دورانی با زاویه αH_{max} و αR_{max} به ترتیب به مقدار ۱۲/۹ و ۲۴/۶ درصد افزایش یافته است.

- حداکثر جابه‌جایی نسبی برای تمامی سازه‌ها با در نظر گرفتن مؤلفه دورانی با زاویه αH_{max} و αR_{max} به ترتیب به مقدار ۵/۸ و ۹/۳ درصد افزایش یافته است.

- حداکثر خمش دیوار برای تمامی سازه‌ها با در نظر گرفتن مؤلفه دورانی با زاویه αH_{max} و αR_{max} به ترتیب به مقدار ۹/۹ و

- Performance of Self-Centering Structural Walls Incorporating Energy Dissipators. *J. Struct. Eng.*, **133**(11), 1560-1570, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:11(1560).
13. Holden, T., Restrepo, J., and Mander, J.B. (2003) Seismic Performance of Precast Reinforced and Prestressed Concrete Walls. *J. Struct. Eng.*, **129**(3), 286-296, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:3(286).
14. Perez, F.J., Pessiki, S., and Sause, R. (2004) Seismic design of unbonded concrete walls with vertical joint connectors. *PCI Journal*, **49**(1), 58-79, doi: 10.15554/pcij.01012004.58.79.
15. Henry, R.S., Aaleti, S., Sritharan, S., and Ingham, J.M. (2010) Concept and finite-element modeling of new steel shear connectors for self-centering wall systems. *J. Eng. Mech.*, **136**(2), 220-229, doi: 10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000071.
16. Henry, R.S., Brooke, N.J., Sritharan, S., and Ingham, J.M. (2012) Defining concrete compressive strain in unbonded post-tensioned walls. *ACI Struct. J.*, **109**(1), 101-112.
17. Henry, R.S., Sritharan, S., and Ingham, J.M. (2016) Finite element analysis of the PreWEC self-centering concrete wall system. *Eng. Struct.*, **115**, 28-41, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.02.029.
18. Henry, R.S., Sritharan, S., and Ingham, J.M. (2016) Residual drift analyses of realistic self-centering concrete wall systems. *Earthq. Struct.*, **10**(2), 409-428, doi: 10.12989/eas.2016.10.2.409.
19. Smith, B.J. and Kurama, Y.C. (2014) Seismic design guidelines for solid and perforated hybrid precast concrete shear walls. *PCI Journal*, **59**(3), 43-59, doi: 10.15554/pcij.06012014.43.59.
20. Smith, B.J., Kurama, Y.C., and McGinnis, M.J. (2015) Perforated hybrid precast shear walls for seismic regions. *ACI Struct. J.*, **112**(3), 359-370, doi: 10.14359/51687410.
21. Mpampatsikos, V.M., Bressanelli, E., Belleri, A., and Nascimbene, R.A. (2020) Non-dimensional parametric approach for the design of PT tendons and mild steel dissipaters in precast rocking walls. *Eng. Struct.*, **212**, p. 110513.
22. Gu, A., Zhou, Y., Xiao, Y., Li, Q., and Qu, G. (2019) Experimental study and parameter analysis *Infrastruct. Res.*, **7**(1) (in progress), doi: 10.22091/cer.2021.7025.1257.
3. Broujerdian V. and Mohammadi Dehcheshmeh, E. (2021) Investigation of the Behavior of Self-Centering Base- and Double- Rocking Walls Subjected to Far-Field and Near-Field Earthquakes. *Ferdowsi Civ. Eng.*, doi: 10.22067/jfeci.2021.68094.1008.
4. Broujerdian, V. and Mohammadi Dehcheshmeh, E. (2022) Locating the rocking section in self-centering bi-rocking walls to achieve the best seismic performance. *Bull. Earthq. Eng.*, doi: 10.1007/s10518-022-01325-y.
5. Mohammadi Dehcheshmeh, E. and Broujerdian, V. (2022) Determination of optimal behavior of self-centering multiple-rocking walls subjected to far-field and near-field ground motions. *J. Build. Eng.*, p. 103509, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2021.103509>.
6. Perez, F.D.J. (1998) *Lateral Load Behavior and Design of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Walls with Ductile Vertical Joint Connectors*.
7. Eatherton, M.R., Ma, X., Krawinkler, H., Mar, D., Billington, S., Hajar, J.F., and Deierlein, G.G. (2014) Design concepts for controlled rocking of self-centering steel-braced frames. *Journal of Structural Engineering*, **140**(11), p. 4014082.
8. Aghagholizadeh, M. and Makris, N. (2018) Seismic Response of a Yielding Structure Coupled with a Rocking Wall. *J. Struct. Eng.*, **144**(2), 04017196, doi: 10.1093/gbe/evr001.
9. Wiebe, L. and Christopoulos, C. (2009) Mitigation of higher mode effects in base-rocking systems by using multiple rocking sections. *J. Earthq. Eng.*, **13**(1) SUPPL. 1, 83-108, doi: 10.1080/13632460902813315.
10. Kurama, Y. and Pessiki, S. (1999) Seismic behavior and design of unbonded post-tensioned precast concrete walls. *PCI Journal*, **44**, 72-89.
11. Kurama, Y.C. (2001) Simplified seismic design approach for friction-damped unbonded post-tensioned precast concrete walls. *ACI Struct. J.*, **98**(5), 705-716.
12. Restrepo, J.I. and Rahman, A. (2007) Seismic

- Seismic analysis of cylindrical ground liquid storage tanks incorporating the effects of rotational components of earthquake. *Quranic Knowledge Research*, **18**(4), 251-264 (in Persian).
33. Loghman, V., Tajammolian, H., and Khoshnoudian, F. (2017) Effects of rotational components of earthquakes on seismic responses of triple concave friction pendulum base-isolated structures. *J. Vib. Control*, **23**(9), 1495-1517.
 34. Payganeh M.B. and Mortezaei, A. (2020) Seismic damage assessment of rc buildings subjected to the rotational ground motion records considering soil-structure interaction. *J. Rehabil. Civ. Eng.*, **8**(2), 62-80.
 35. Pennucci, D.G., Calvi, M., and Sullivan, T.J. (2009) Displacement-based design of precast walls with additional dampers. *J. Earthq. Eng.*, **13**(S1), 40-65.
 36. Khanmohammadi, M. and Heydari, S. (2015) Seismic behavior improvement of reinforced concrete shear wall buildings using multiple rocking systems. *Eng. Struct.*, **100**, 577-589, doi: 10.1016/j.engstruct.2015.06.043.
 37. Basu, D., Whittaker, A.S., and Constantinou, M.C. (2012) *Characterizing the Rotational Components of Earthquake Ground Motion*. MCEER.
 38. Newmark, N.M. (1969) *Torsion in Symmetrical Buildings*.
 39. Ghafory-Ashtiany, M. and Singh, M.P. (1986) Structural response for six correlated earthquake components. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, **14**(1), 103-119.
 40. Falamarz-Sheikhabadi, M.R. and Ghafory-Ashtiany, M. (2012) Approximate formulas for rotational effects in earthquake engineering. *J. Seismol.*, **16**(4), 815-827.
 41. Falamarz-Sheikhabadi, M.R. (2014) Simplified relations for the application of rotational components to seismic design codes. *Eng. Struct.*, **59**, 141-152.
 42. Falamarz-Sheikhabadi, M.R., Zerva, A., and Ghafory-Ashtiany, M. (2017) Revised seismic intensity parameters for middle-field horizontal and rocking strong ground motions. *J. Struct. Eng.*, **143**(1), 4016155.
 43. Penzien, J. and Watabe, M. (1974) Characteristics on the seismic performance of self-centering hybrid reinforced concrete shear walls. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, **116**, 409-420.
 23. Hu, X., Lu, Q., and Yang, Y. (2018) Rocking Response Analysis of Self-Centering Walls under Ground Excitations. *Mathematical Problems in Engineering*, 1-12.
 24. Buddika, H.A.D.S. and Wijeyewickrema, A.C. (2016) Seismic Performance Evaluation of Posttensioned Hybrid Precast Wall-Frame Buildings and Comparison with Shear Wall-Frame Buildings. *J. Struct. Eng.*, **142**(6), doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001466.
 25. Broujerdian, V. and Mohammadi Dehcheshmeh, E. (2021) Development of fragility curves for self-centering base-rocking walls subjected to far and near field ground motions. *Sharif J. Civ. Eng.*, doi: 10.24200/j30.2021.57279.2897.
 26. Lu, X., Yang, B., and Zhao, B. (2018) Shake-table testing of a self-centering precast reinforced concrete frame with shear walls. *Earthq. Eng. Eng. Vib.*, **17**(2), 221-233, doi: 10.1007/s11803-018-0436-y.
 27. Sun, T., Kurama, Y.C., Zhang, P., and Ou, J. (2018) Linear-elastic lateral load analysis and seismic design of pin-supported wall-frame structures with yielding dampers. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, **47**(4), 988-1013, doi: 10.1002/eqe.3002.
 28. Al-Subaihawi, S. and Pessiki, S. (2019) Static pushover response of spring anchored unbonded post-tensioned rocking systems. *Eng. Struct.*, **200**, 109582.
 29. Vicencio, F. and Alexander, N.A. (2019) A parametric study on the effect of rotational ground motions on building structural responses. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, **118**, 191206.
 30. Özşahin, E. and Pekcan, G. (2019) Effect of torsional ground motion on the seismic response of highway bridges. *Bull. Earthq. Eng.*, **17**(5), 2603-2625.
 31. Sokol, M., Ároch, R., Lamperová, K., Marton, M., and García-Sanz-Calcedo, J. (2021) Parametric analysis of rotational effects in seismic design of tall structures. *Appl. Sci.*, **11**(2), 597.
 32. Teymoori, E., Abbasi, S., and Moradloo, J. (2018)

Post-Tensioned	۸- محل اتصال تاندون‌های PT
Unbonded	۹- بدون پیوند
Energy Dissipater (ED)	۱۰- جاذب‌های انرژی
Leaning Column	۱۱- ستون مکی
Single Station Procedure (SSP)	۱۲- گروه تک‌ایستگاهی
Multi Station Procedure (MSP)	۱۳- گروه چند ایستگاهی
Geodetic	۱۴- ژئودتیک
Primary Seismic Wave	۱۵- امواج P
Vertically Polarized Shear Wave	۱۶- امواج SH
Horizontally Polarized Shear Wave	۱۷- امواج SV
Normalization of Records	۱۸- شتاب‌نگاشت‌ها نرمالایز
Event Magnitude	۱۹- بزرگا
Distance to Source	۲۰- فاصله از گسل
Source Type	۲۱- نوع گسلش
Site Conditions	۲۲- جنس خاک

- of 3-dimensional earthquake ground motions. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, **3**(4), 365-373.
44. Castellani, A. and Boffi, G. (1986) Rotational components of the surface ground motion during an earthquake. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, **14**(5), 751-767.
45. Spudich, P., Steck, L.K., Hellweg, M., Fletcher, J.B., and Baker, L.M. (1995) Transient stresses at Parkfield, California, produced by the M 7.4 Landers earthquake of June 28, 1992: Observations from the UPSAR dense seismograph array. *J. Geophys. Res. Solid Earth*, **100**(B1), 675-690.
46. Laouami, N. and Labbe, P. (2002) Experimental analysis of seismic torsional ground motion recorded by the LSST-Lotung array. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, **31**(12), 2141-2148.
47. Tajammolian, H. and Khoshnoudian, F. (2018) Acceleration amplification due to rotational components of near-fault earthquakes in triple concave friction pendulum base-isolated structures. *Can. J. Civ. Eng.*, **45**(4), 314-327.
48. Archila, M. (2014) *Directionality Effects of Pulse-Like Near Field Ground Motions on Seismic Response of Tall Buildings*. University of British Columbia.
49. FEMA (2009) *FEMA P695: Quantification of Building Seismic Performance Factors*. US Department of Homeland Security.
50. ASCE (2010) *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-10)*.

واژه‌نامه

- ۱- مکانیسم نیروی بازگرداندگی Restoring Force Mechanism
- ۲- مکانیسم جذب انرژی Energy Dissipation Mechanism
- ۳- فرم بسته Closed-form
- ۴- دیوارهای پیش ساخته با ستون Precast Wall with End Columns (PreWEC) انتهای
- ۵- بدون بعد Non-Dimensional
- ۶- سطح زلزله DBE Design Basis Earthquake
- ۷- سطح زلزله MCE Maximum considered Earthquake

DOI: 10.48303/bese.2022.699796

نوع مقاله: پژوهشی

چکیده

مهاربند کمانش‌ناپذیر با قابلیت برگشت به موقعیت اولیه که با عنوان SC-BRB شناخته می‌شود، اخیراً به‌منظور طراحی لرزه‌ای سازه‌ها و کنترل خسارت تحت اثر زمین‌لرزه‌های شدید، مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته‌اند. در این نوع مهاربندها، فاز بازگشت توسط تاندون‌های پلیمری تأمین می‌گردد. در این راستا پژوهش حاضر سعی در ارزیابی رفتار این نوع مهاربند و مقایسه آن با قاب خمشی فولادی و قاب مهاربندی‌شده دارد. برای این منظور توسعه مدل عددی بر مبنای مطالعه آزمایشگاهی استوار بوده است. همچنین مقایسه‌ای میان عملکرد قاب خمشی ساده، قاب مهاربندی‌شده، قاب با مهاربندی کمانش‌ناپذیر و قاب مهاربندی‌شده با سیستم SC-BRB انجام شد. در نهایت عملکرد لرزه‌ای قاب به همراه مهاربند SC-BRB صورت پذیرفت. نتایج بیانگر رفتار بسیار مناسب مهاربندهای SC-BRB بوده که استفاده از آن در سازه سبب بالا رفتن بسزای ظرفیت باربری و شکل‌پذیری سازه شده است. اعمال مهاربند SC-BRB در قاب خمشی سبب شد تا ظرفیت باربری جانبی قاب یک طبقه یک دهانه از ۱۲۴۸ کیلونیوتن با ۲/۸ برابر رشد به ۳۵۷۶ کیلونیوتن افزایش یابد. همچنین مقاومت سازه پنج طبقه با استفاده از مهاربند SC-BRB در دهانه‌های وسط و دهانه‌های جانبی نسبت به قاب خمشی ساده به ترتیب ۲۱ درصد و ۳۸ درصد بیشتر بوده است.

واژگان کلیدی: مهاربند کمانش‌ناپذیر، SC-BRB، تحلیل هیستریزیس، تحلیل لرزه‌ای، روش اجزای محدود.

تحلیل هیستریزیس و لرزه‌ای مهاربندهای کمانش‌ناپذیر خودبازگشتی به همراه تاندون‌های پلیمری در قاب‌های فولادی

سعید قشلاقی

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

فریبرز ناطقی الهی (نویسنده مسئول)

استاد، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران، nateghi@iiees.ac.ir

۱- مقدمه

کارایی آن پس از زلزله، نیاز به تعمیرات جزئی داشته و یا اصلاً نیاز به تعمیرات نداشته باشد. به‌طور مشخص، بروز تغییر شکل‌های غیرخطی شدید و تغییر شکل پسماند، نمی‌توانند شرایط سازه انعطاف‌پذیر را برآورده کنند. یک راه مؤثر، ایجاد سیستم خودبازگشتی بوده که پس از بروز زلزله، با ایجاد نیروی کششی معکوس، باعث بازگشت سازه به شرایط اولیه می‌شود و می‌تواند کاهش تغییر شکل‌های پسماند و آسیب سازه پس از بروز زلزله را به همراه داشته باشد و باعث افزایش انعطاف سازه و کاهش تعمیرات مورد نیاز در آن گردد.

اولین اقدام برای طراحی یک سیستم خودبازگشتی، استفاده از اتصال پس‌تنیده تیرستون بود. این اتصال‌ها به‌منظور باز و بسته

هدف از طراحی لرزه‌ای مدرن برای سازه‌ها، کاهش تغییر شکل حداکثر اصلی سازه، به‌منظور اطمینان از عدم فروپاشی آن تحت زلزله‌های قوی می‌باشد. این هدف با انتخاب یک سیستم مهار بار جانبی مناسب، از قبیل قاب خمشی یا مهاربندی‌شده تحقق می‌یابد. هرچند در این سازه‌ها، به‌منظور جذب انرژی زلزله، نیاز به ایجاد تغییر شکل‌های غیرخطی بزرگ بوده که می‌توانند باعث آسیب‌های شدید و تغییر شکل‌های پسماند در سازه شده و در نتیجه افزایش مشکلات و هزینه تعمیرات پس از زلزله را به همراه داشته باشند. تحقیقات صورت گرفته در دهه اخیر در زمینه مهندسی زلزله، طرح یک سازه انعطاف‌پذیر را ارائه داده است [۱-۴]؛ یعنی سازه‌ای که به‌منظور بازگرداندن

دو ستونی را مورد بررسی قرار دادند. آنها پس از اعمال مهاربندهای SC-BRB، کاهش قابل توجهی در بیشینه تغییر مکان رخ داده در پل را مشاهده نمودند.

زی و همکاران [۱۹] نیز در سال ۲۰۲۰ اثر استفاده از تاندون‌های پلیمری بازالت بر رفتار هیستریزیس مهاربندهای SC-BRB را تحت یک پژوهش آزمایشگاهی تحلیل نمودند. نتایج نشان‌دهنده اثر قابل توجه تاندون‌های بازالت بر رفتار مهاربند SC-BRB و بهبود خاصیت خودبازگشتی مهاربند بوده است. همچنین قوسی و ساهو [۲۰] در سال ۲۰۲۰ اثر اعمال مهاربند SC-BRB با مصالح با آلیاژ حافظه‌دار را بر عملکرد قاب ۹ طبقه پنج دهانه را در برابر زلزله‌های گسل نزدیک مورد ارزیابی قرار دادند. طی این تحلیل عددی، کاهش بسزایی تغییر مکان ایجاد شده در قاب در برابر زلزله پس از اعمال مهاربند SC-BRB مشاهده شد.

۲- مبانی نظری طرح SC-BRB

همان‌طور که در بخش مقدمه ذکر شد، مطالعه حاضر بر مبنای توسعه عددی پژوهش آزمایشگاهی ژو و همکاران [۲۱] استوار است. ایشان در مطالعه مذکور ابتدا یک طرح SC-BRB دو پوسته ارائه نمودند. در مرحله بعد، آزمایش‌های کششی چرخه‌ای بر روی تاندون‌های کامپوزیتی BFRP انجام گرفت. مدول الاستیسیته تاندون‌های کامپوزیتی BFRP اندازه‌گیری شد و قابلیت اطمینان سیستم مهارکننده آنها بررسی گردید. سپس طراحی نمونه‌های SC-BRB دو پوسته انجام گرفت و نمونه‌ها پس از ساخت، برای انجام آزمایش‌های شبه‌استاتیکی آماده شدند. در نهایت، بر اساس نتایج به‌دست آمده، تحلیل مقایسه‌ای بر روی عملکرد هیستریزیس نمونه‌های SC-BRB انجام شد. طراحی SC-BRB دو پوسته بر مبنای استفاده از پوسته‌های فولادی برای تحقق دو هدف اصلی بوده است:

– اول به منظور عملکرد به‌عنوان میله‌های فشاری در سیستم خودبازگشتی که با اعمال فشار به صفحات انتهایی باعث ایجاد نیروهای کششی و فشاری در تاندون‌های BFRP شده و

شدن هنگام بروز زلزله طراحی شده بودند که با استفاده از تاندون‌های پیش‌تیده جانبی، باعث ایجاد نیرویی برای بازگشت به شرایط اولیه سازه می‌شدند [۵-۸].

از میان سیستم‌های مهاربندی متداول، مهاربندهای کمانش‌ناپذیر (BRB)^۲ به علت دارا بودن رفتار هیستریزیس پایدار، به‌طور گسترده مورد استفاده قرار می‌گیرند. مهاربندهای BRB معمولاً دارای دو قسمت هستند: یک هسته که نیروی محوری را تحمل کرده و پوسته مهار جانبی به‌منظور جلوگیری از کمانش هسته تحت نیروی فشاری. در هنگام بروز زلزله‌های شدید، هسته به تسلیم رسیده، اما همچنان با جذب انرژی زلزله، باعث کاهش آسیب سازه‌ای می‌شود [۹-۱۳]. هرچند به علت اینکه سختی پس از تسلیم مهاربند نسبتاً کم بوده و توانایی بازگشت به شرایط قبل از تسلیم را ندارد، قاب سازه با خرابی و تغییر شکل‌های پسماند پس از زلزله‌های شدید مواجه می‌شود [۱۱-۱۲، ۱۴-۱۶]. یک راه مؤثر برای این حل مشکل، استفاده از سیستم خودبازگشتی در مهاربندهای معمولی BRB می‌باشد که باعث فراهم نمودن توانایی خودبازگشتی در آنها و کاهش تغییر شکل پسماند سازه می‌شود.

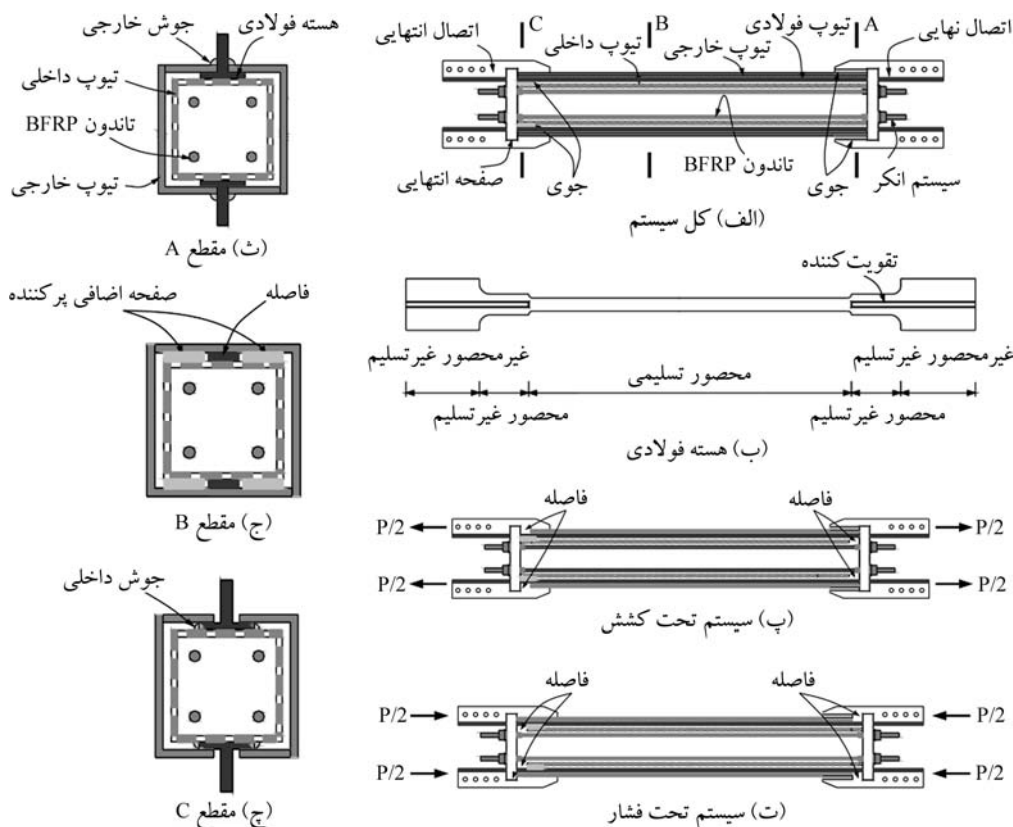
در این راستا ژو و همکاران [۱۷] طرح یک SC-BRB دارای تنها دو پوسته را ارائه کردند: هر دو پوسته به‌عنوان میله‌های فشاری در سیستم خودبازگشتی و همچنین به‌عنوان پوسته‌های مقیدکننده صفحات فولادی جذب‌کننده انرژی هسته مهاربند عمل می‌کردند؛ بنابراین، این کار باعث ساده‌تر شدن و کاهش وزن سازه می‌شد. آنها به‌منظور کاهش تغییر شکل پسماند مهاربندها، از تاندون‌های دارای الیاف پلیمری مقاوم شده با بازالت (BFRP)^۳ استفاده کرده و آزمایش اولیه‌ای بر روی یک نمونه انجام دادند. نتایج نشان داد که سیستم خودبازگشتی به‌خوبی می‌تواند تغییر شکل پسماند مهاربندها را محدود کند. هرچند سیستم خودبازگشتی، به علت لغزش صفحات مهاری دچار مشکل گردیده و باعث متوقف شدن آزمایش شد.

دونگ و همکاران [۱۸] در سال ۲۰۱۷ عملکرد مهاربند SC-BRB برای کاهش پاسخ‌های لرزه‌ای سازه‌های پل با پایه‌های

بنابراین ظرفیت خودبازگشتی در مهاربند را فراهم می‌کند؛ دوم استفاده از پوسته‌های فولادی جهت جلوگیری از کماتش صفحات هسته و در نتیجه اطمینان از جذب انرژی بالای سیستم می‌باشد. ترکیب مؤثر این عملکرد در پوسته‌ها باعث عدم نیاز به پوسته اضافی به منظور مهار صفحات هسته که در سیستم SMA-SC-BRB در مطالعه میلر و همکاران [۲۲] مورد نیاز است، بوده است. همچنین ساده‌سازی طراحی مهاربند و کاهش وزن و هزینه‌های ساخت را به دنبال داشته است. به علاوه، تاندون‌های BFRP دارای مدول الاستیسیته پایین و افزایش طول الاستیک بالای استاندارد بوده که آن را تبدیل به مصالحی مناسب برای تاندون‌های خودبازگشتی نموده و همچنین هزینه کمتری نسبت به الیاف آرامید و الیاف کربنی دارد.

شکل (۱) نشان‌دهنده جزئیات سازه‌ای SC-BRB دو پوسته بوده که شامل دو قسمت اصلی می‌باشد: سیستم جذب انرژی مقاوم شده در برابر کماتش و سیستم خودبازگشتی.

سیستم جذب انرژی مقاوم شده در برابر کماتش شامل دو صفحه فولادی موازی در هسته بوده که به وسیله پوسته‌های داخلی و بیرونی در برابر کماتش خارج از صفحه مقاوم شده است. به علت اینکه نسبت عرض به ضخامت صفحات هسته تقریباً کوچک است، از صفحات پرکننده در دو طرف آنها استفاده شده که به پوسته درونی جوش داده شده‌اند و باعث جلوگیری از کماتش صفحات هسته می‌شوند. برای حل مشکل تغییرشکل جانبی ناشی از اثر پواسون در صفحه هسته، فاصله‌ای میان صفحات هسته و پوسته‌های درونی و بیرونی، با ایجاد تفاوت ضخامت بین صفحه هسته و صفحات پرکننده ایجاد شده است (شکل ۱-ج). به منظور اطمینان از اینکه بخش تسلیم نشونده صفحه هسته همواره در ناحیه الاستیک قرار بگیرد، سطح مقطع بخش تسلیم نشونده صفحه هسته کاهش یافته است (شکل ۱-ب) تا آن را به ضعیف‌ترین قسمت مهاربند تبدیل کند. سخت‌کننده‌هایی نیز به منظور افزایش سختی و جلوگیری از کماتش محلی قسمت‌های تسلیم نشونده، جوش داده شده‌اند.



شکل (۱): جزئیات سازه‌ای SC-BRB دو پوسته‌ای [۲۱].

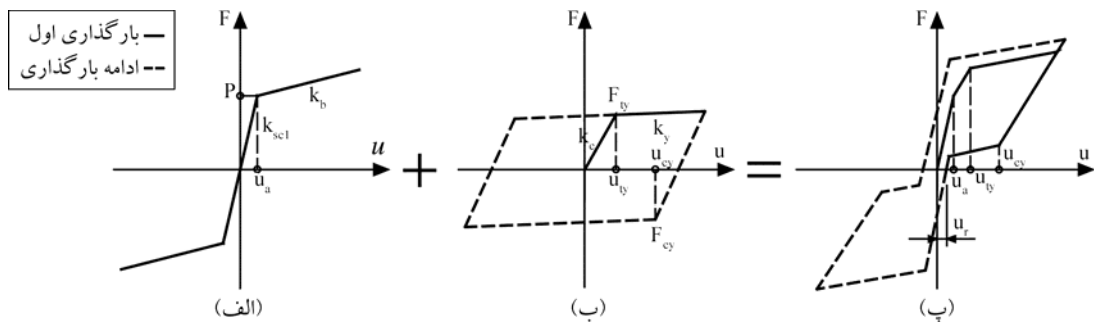
وجود آمدن عملکرد خودبازگشتی را تضمین می‌کند. هنگامی که مهاربند تحت فشار قرار دارد (شکل ۱-ت)، صفحات هسته فشرده می‌شوند (انتهای چپ به سمت راست متمایل شده و انتهای راست نیز به سمت چپ متمایل می‌شود)؛ بنابراین پوسته درونی به همراه انتهای چپ صفحه هسته به سمت راست متمایل شده و باعث ایجاد فشار در صفحه انتهایی می‌گردد. همچنین پوسته بیرونی همراه با انتهای راست صفحه هسته به سمت چپ متمایل شده و باعث ایجاد فشار در صفحه انتهایی سمت چپ می‌شود. همچنین به علت حرکت نسبی بین پوسته‌های درونی و بیرونی، بین صفحات انتهایی سمت راست و پوسته بیرونی و همچنین بین صفحات انتهایی سمت چپ و پوسته درونی جدایی اتفاق افتاده و در نتیجه باعث افزایش فاصله بین صفحات انتهایی و افزایش طول تاندون‌های BFRP شده که باعث رسیدن به مکانیسم خودبازگشتی می‌گردد [۲۱].

هنگامی که مهاربند در پروسه تغییرشکل چرخه‌ای قرار دارد، تغییرشکل‌های پلاستیک چرخه‌ای فشاری و کششی در قسمت‌های مهارشده صفحات هسته اتفاق خواهند افتاد که باعث ایجاد ظرفیت جذب انرژی مناسب در مهاربند می‌شوند.

بر اساس این تحلیل‌ها، SC-BRB دو پوسته می‌تواند به‌طور هم‌زمان به‌عنوان یک سیستم BRB و یک سیستم خودبازگشتی در نظر گرفته شود؛ بنابراین با افزودن منحنی‌های پاسخ هیستریزس این دو سیستم، می‌توان به یک منحنی هیستریزس کلی دست پیدا کرد (شکل ۲). شکل‌های (۲-الف) و (۲-ب) به ترتیب نشان‌دهنده منحنی‌های هیستریزس سیستم خودبازگشتی و سیستم BRB بوده و همچنین شکل (۲-پ) نشان‌دهنده منحنی هیستریزس کلی سیستم SC-BRB دو پوسته می‌باشد.

در شکل (۲-الف) P برابر با نیروی پیش‌تیدگی در تاندون‌های BFRP بوده؛ k_{sc1} سختی اولیه سیستم خودبازگشتی، شامل سختی پوسته درونی، پوسته بیرونی و تاندون‌های BFRP می‌باشد؛ k_b سختی تاندون‌های BFRP است؛ و u_a نیز تغییر مکان فعال‌سازی سیستم خودبازگشتی می‌باشد. در شکل (۲-ب)، k_c و k_y به ترتیب مقادیر سختی الاستیک و سختی پس از تسلیم صفحات هسته هستند؛

سیستم خودبازگشتی، شامل تاندون‌های BFRP دارای افزایش طول الاستیک نسبتاً بالا، پوسته‌های داخلی و بیرونی و صفحات انتهایی می‌باشد. انتهای سمت راست پوسته درونی به سطح صفحه هسته جوش داده شده، درحالی‌که انتهای راست آن آزاد می‌باشد؛ انتهای سمت راست پوسته بیرونی نیز به سخت‌کننده صفحه هسته جوش شده، اما انتهای سمت چپ آن آزاد می‌باشد. بازشوهایی نیز در صفحات انتهایی به‌منظور دسترسی برای اجرای سخت‌کننده‌های صفحه هسته ایجاد شده است. باید ذکر شود که صفحات انتهایی به صفحات هسته و پوسته‌های درونی و بیرونی متصل شده‌اند؛ بنابراین آزادی حرکتی در جهت محوری صفحات هسته برای آنها وجود دارد. تاندون‌های BFRP باید تحت نیروی پیش‌تیدگی قرار گرفته تا از اتصال صلب صفحات انتهایی به انتهای پوسته‌های درونی و بیرونی و فراهم شدن تنش اولیه در پوسته‌های درونی و بیرونی اطمینان حاصل شود. هنگامی که مهاربند تحت نیروی کششی قرار دارد (شکل ۱-پ)، صفحات هسته افزایش طول داده و انتهای سمت چپ به سمت راست و انتهای سمت راست به سمت چپ متمایل می‌شود. به علت اینکه انتهای سمت چپ پوسته درونی به انتهای سمت چپ صفحه هسته جوش داده شده، پوسته درونی همراه با انتهای سمت چپ صفحه هسته، به سمت چپ متمایل شده و باعث اعمال فشار بر صفحه انتهایی سمت چپ می‌شود. همچنین به علت اینکه انتهای راست پوسته بیرونی به انتهای راست صفحه هسته جوش داده شده، پوسته بیرونی همراه با انتهای سمت راست صفحه هسته، به سمت راست متمایل شده و باعث اعمال فشار بر صفحه انتهایی سمت راست می‌شود. به علت حرکت نسبی پوسته‌های درونی و بیرونی، بین صفحه انتهایی سمت راست و پوسته درونی و همچنین صفحه انتهایی سمت چپ و پوسته بیرونی جدایی اتفاق می‌افتد. افزایش فاصله بین پوسته‌ها و صفحات انتهایی، باعث افزایش طول تاندون‌های BFRP شده و این امر، به وجود آمدن یک نیروی انعطاف‌پذیر الاستیک در خلاف جهت تغییرشکل صفحات هسته و ایجاد مکانیسم بازگشت به شرایط اولیه برای مهاربند و نیز به



شکل (۲): نمودار هیستریزیس برای سیستم SC-BRB [۲۱].

از آنجایی که سختی پوسته‌های درونی و بیرونی بسیار زیاد است، تغییر شکل آنها بسیار کم بوده و بنابراین مقدار تغییر مکان فعال‌سازی u_a را در تحلیل تنش مهاربند می‌توان نادیده گرفت. شرایط مورد نیاز برای فعال‌سازی کامل سیستم خودبازگشتی مهاربند این است که نیروی پیش‌تنیدگی اولیه تاندون‌ها باید برابر یا بزرگ‌تر از نیروی تسلیم فشاری صفحات هسته با در نظر گرفتن تأثیر سخت‌شوندگی باشد.

اگر $P \geq \phi \beta F_{cy}$ باشد، هنگام باربرداری، نیروی بازگرداننده حاصل از تاندون‌ها نمی‌تواند بر نیروی تسلیم فشاری مهاربند غلبه کرده و باعث بروز تغییر شکل‌های پسماند بزرگ می‌شود. پس از شناخت اجزای مهاربند SC-BRB و مبانی نظری رفتار آن، در بخش بعد صحت‌سنجی پاسخ اجزای محدود در مورد این سیستم سازه‌ای صورت داده می‌شود و تحلیل عددی سیستم در قاب فولادی مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد.

۳- معرفی و مدل‌سازی مدل مورد بحث در صحت‌سنجی پاسخ اجزای محدود

در مطالعه حاضر از نتایج مطالعه ژو و همکاران [۲۱] در تحلیل سیستم مهاربند کمانش‌ناپذیر خودبازگشتی مقاوم شده توسط الیاف بازالت SC-BRB، به منظور صحت‌سنجی مدل اجزای محدود استفاده شده است و مشخصات مهاربند مذکور به قاب‌های فولادی مورد بحث در این پژوهش تعمیم داده شده است. ژو و همکاران [۲۱]، با اعمال بار رفت و برگشتی بر مهاربند مذکور، پاسخ سازه شامل نمودار هیستریزیس سازه را استخراج نمودند و مورد بررسی قرار دادند که جزئیات آن در

F_{ty} و u_{vy} نیرو و تغییر مکان تسلیم کششی صفحات هسته بوده؛ و F_{cy} و u_{cy} نیرو و تغییر مکان تسلیم فشاری صفحات هسته می‌باشند. در شکل (۲-پ)، u_r برابر با تغییر مکان پسماند مهاربند پس از باربرداری است [۲۱].

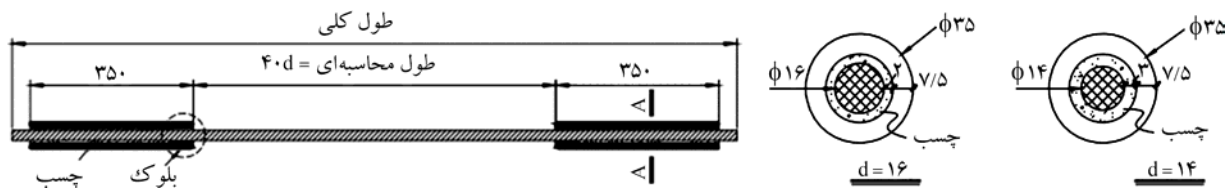
هنگامی که مهاربند تحت بارگذاری نیست، پیش‌تنیدگی اولیه P باعث ایجاد نیروهای فشاری P_{in} ، P_{ou} و P_c به ترتیب در پوسته درونی، پوسته بیرونی و صفحات هسته اعمال می‌شود. این مقادیر با سختی محوری هر کدام از اجزا در ارتباط هستند [۲۱]. در ابتدای اعمال بار به SC-BRB پوسته‌های درونی و بیرونی، تاندون‌ها و صفحات هسته تا زمان رسیدن بار خارجی به مقدار فراتر از نیروی پیش‌تنیدگی تاندون‌ها، با یکدیگر تغییر شکل می‌دهند. در مرحله بعد، پوسته‌های درونی و بیرونی از صفحات انتهایی جدا شده و سیستم خودبازگشتی فعال می‌شود [۲۱].

در طول پروسه باربرداری، هنگامی که تغییر مکان مهاربند شود کمتر از تغییر مکان تسلیم می‌شود ($u \leq u_{cy}$)، صفحات هسته به تسلیم فشاری می‌رسند. هنگامی که تغییر مکان مهاربند به کمتر از حد تغییر مکان فعال‌سازی سیستم خودبازگشتی برسد ($u \leq u_a$)، پوسته‌های درونی و بیرونی مجدداً با صفحات انتهایی برخورد خواهند کرد. به علت اینکه صفحات هسته تحت نیروی تسلیم فشاری قرار می‌گیرند، مقدار بسیار کمی تغییر شکل پسماند برابر با u_r پس از باربرداری در مهاربندها ایجاد می‌شود.

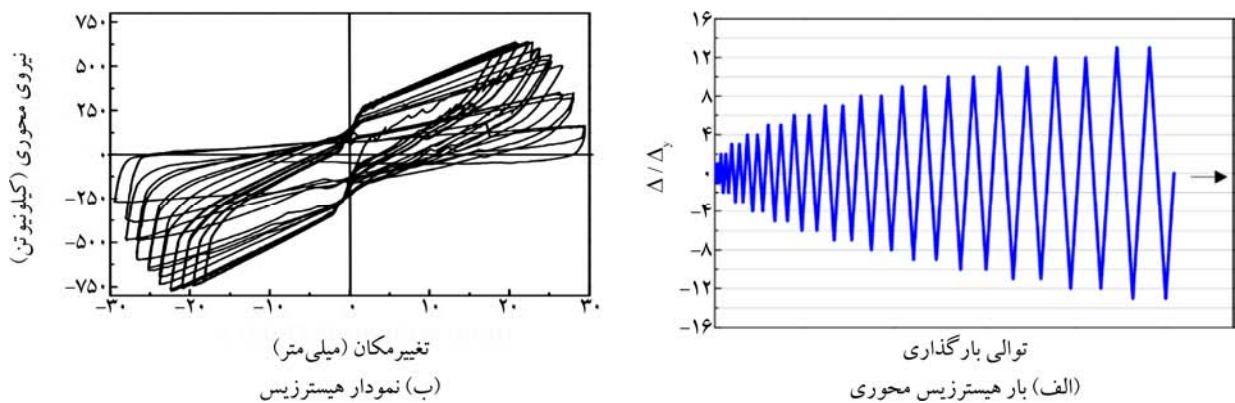
میلر و همکاران [۲۲] بر اساس نتایج آزمایش‌های قبلی، مقادیر $\phi = 1.2$ و $\beta = 1.35$ را پیشنهاد کرده‌اند. تغییر مکان فعال‌سازی u_a برابر تغییر شکل پوسته درونی، پوسته بیرونی، صفحات هسته و تاندون‌های تحت نیروی پیش‌تنیدگی می‌باشد.

برای ایجاد فولاد صفحات و معرفی آن در ناحیه عملکرد خطی و غیرخطی مقدار وزن مخصوص آن برابر با ۷۸۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب وارد می‌گردد. همچنین مدول الاستیسیته و ضریب پواسون فولاد به ترتیب برابر با ۲۱۰ گیگاپاسکال و ۰/۳۰ می‌باشد. برای معرفی رفتار غیرخطی فولاد نیز مقاومت نهایی فولاد برابر ۴۲۰ مگاپاسکال معرفی می‌شود. مصالح فولاد پر مقاومت میله و مهره اتصال دارای وزن مخصوص و مدول الاستیسیته مشابه با قبل، اما با مقاومت جاری شدن ۵۰۰ مگاپاسکال و مقاومت نهایی ۶۰۰ مگاپاسکال می‌باشد. برای بخش خودبازگشتی مهاربند که توسط الیاف پلیمری بازالت ایجاد شده است نیز یک مصالح جدید با نام BFRP با وزن مخصوص ۱۸۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب، مدول الاستیسیته ۴۰ گیگاپاسکال و ضریب پواسون ۰/۲ و مقاومت نهایی ۲۷۰ مگاپاسکال مطابق با مطالعه ژو و همکاران [۲۱] ایجاد می‌گردد.

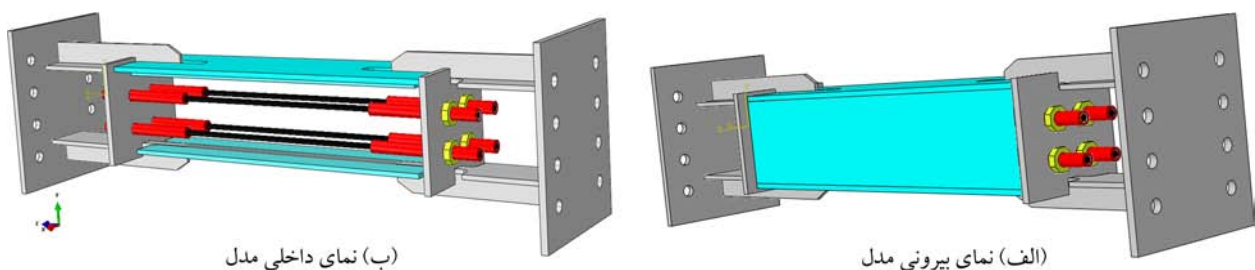
بخش پیشین مورد بررسی قرار داده شد. لذا با استفاده از نتایج به دست آمده از این پژوهش، صحت پاسخ مدل شبیه‌سازی شده در نرم‌افزار ABAQUS به مرحله آزمون گذارده می‌شود و در ادامه اثر اعمال این مهاربند بر عملکرد قاب فولاد در برابر زلزله‌های گسل دور و نزدیک مورد بحث قرار داده می‌شود. جزئیات هندسی و مشخصات مصالح استفاده شده در مدل‌سازی مهاربند مذکور مطابق با شکل (۱) است. نما و مقطع مهاربند نیز در شکل (۳) نشان داده شده است. نمودارهای تاریخچه زمانی تغییر مکان اجباری اعمال شده به سازه و پاسخ هیستریزس در شکل (۴) ارائه شده است. برای ایجاد مدل معرفی شده با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS، ابتدا نیاز است تا هندسه مدل مورد نظر در نرم‌افزار مطابق با شکل (۵) شبیه‌سازی شود.



شکل (۳): نما و مقطع مهاربند توسط الیاف پلیمری بازالت [۲۱].

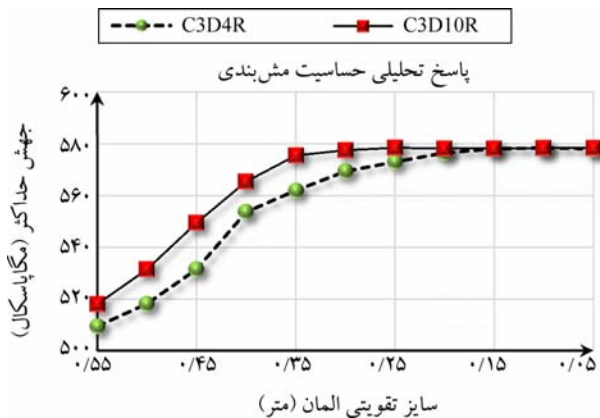


شکل (۴): دامنه بارگذاری و پاسخ هیستریزس مهاربند SC-BRB [۲۱].



شکل (۵): هندسه مدل SC-BRB ایجاد شده در ABAQUS.

به صورت جداگانه رسم شد که در شکل (۶) ارائه شده است. در نرم‌افزار ABAQUS این قابلیت وجود دارد که با وارد نمودن مقدار تقریبی برای ابعاد المان‌ها، مدل به صورت اتوماتیک توسط نرم‌افزار مش‌بندی می‌شود. حال در شکل (۶) مشاهده می‌شود که نرم‌افزار با استفاده از ابعاد تقریبی ۵۵ سانتی‌متر در هر دو نوع تکنیک مش‌بندی مقدار کوچکی برای تنش بیشینه محاسبه نموده است. تنش مهاربند SC-BRB که توسط المان C3D4R به دست آمد، برابر با ۵۰۹/۴ مگاپاسکال بوده است. همچنین این پارامتر پس از استفاده از المان غیرخطی C3D10R برابر با ۵۱۸ مگاپاسکال گزارش شده است که بسیار کوچک‌تر از مقدار ۵۷۵ مگاپاسکال مورد انتظار است. با کاهش ابعاد المان‌های غیرخطی به ۳۰ سانتی‌متر (تعداد المان ۱۸۲۰۵ عدد)، تنش بیشینه به مقدار ۵۷۵ مگاپاسکال گزارش شد و پس از آن کوچک نمودن اندازه المان در مقدار تنش محاسباتی، تغییری ایجاد نکرده است که به این حالت همگرا شدن پاسخ گفته می‌شود.



شکل (۶): پاسخ سیستم در برابر ابعاد و نوع المان.

همچنین برای بخش چسب اپوکسی میان BFRP و محفظه نگه‌دارنده نیز یک مصالح جدید با نام Epoxy و با وزن مخصوص ۱۵۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب، مدول الاستیسیته ۲۰۰ گیگاپاسکال و ضریب پواسون ۰/۲ در ناحیه عملکرد خطی ایجاد می‌شود. سپس هر کدام از مصالح به بخش‌های مورد نظر اختصاص داده می‌شود. بخش بارگذاری در این مدل یکی از مهم‌ترین بخش‌های شبیه‌سازی به شمار می‌رود. برای بارگذاری رفت و برگشتی، از نمودار ارائه‌شده در شکل (۴-الف) استفاده می‌شود. نمودار تاریخچه زمانی بار رفت و برگشتی (هیستریزیس) مذکور بر صفحه انتهایی مهاربند در جهت Z اعمال شد. همچنین عکس‌العمل‌های هر شش جهت در صفحه مقابل نیز به‌عنوان گیردار در نظر گرفته می‌شود.

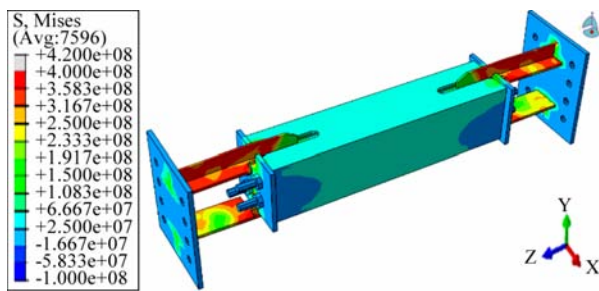
بیشینه تنش ایجاد شده در سازه به‌عنوان معیار مقایسه در آزمون استقلال مش مورد نظر قرار دارد. این آزمون برای دو نوع مختلف مش خطی و غیرخطی سه‌بعدی و یازده مقدار مختلف برای ابعاد تقریبی المان‌ها (از اندازه تقریبی ۵ الی ۵۵ سانتی‌متر با گام ۵ سانتی‌متر) تکرار می‌شود تا نمودار همگرایی مدل حاصل شود.

برای در نظر گرفتن اثر نوع المان، دو نوع مختلف المان با نام‌های C3D8R و C3D4R شبیه‌سازی شدند که به ترتیب نشان‌دهنده‌ی المان هرمی چهار وجهی سه‌بعدی خطی چهار نقطه‌ای و المان هرمی چهار وجهی سه‌بعدی غیرخطی ۱۰ نقطه‌ای می‌باشند (جدول ۱).

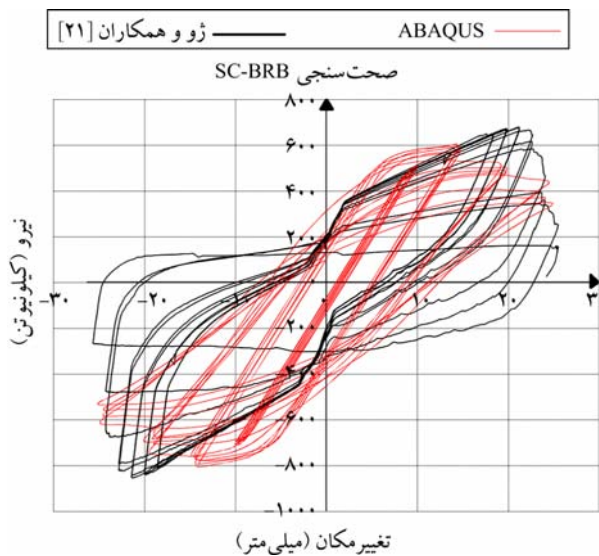
همان‌طور که قبلاً اشاره شد، به ازای هر کدام از ابعاد و انواع مش‌ها یک بار تحلیل انجام شد و مقدار تنش بیشینه سیستم از نرم‌افزار استخراج شد و در مقابل ابعاد تقریبی برای هر کدام از انواع مش‌ها

جدول (۱): ابعاد تقریبی و تعداد المان‌های به کار رفته در آنالیز حساسیت.

C3D4R				C3D10R				
۰/۳۵	۰/۳۰	۰/۲۵	۰/۲۰	۰/۱۵	۰/۱۰	۰/۰۵	ابعاد تقریبی (متر)	
۱۷۷۴۷	۱۸۲۰۵	۱۹۷۷۶	۲۱۶۱۱	۲۵۴۹۰	۴۴۶۶۹	۸۸۱۶۲	تعداد المان	
-				۰/۵۵	۰/۵۰	۰/۴۵	۰/۴۰	ابعاد تقریبی (متر)
				۱۷۱۳۶	۱۷۲۱۳	۱۷۳۲۴	۱۷۷۲۱	تعداد المان



شکل (۸): کانتور تنش مدل مهاربند SC-BRB.

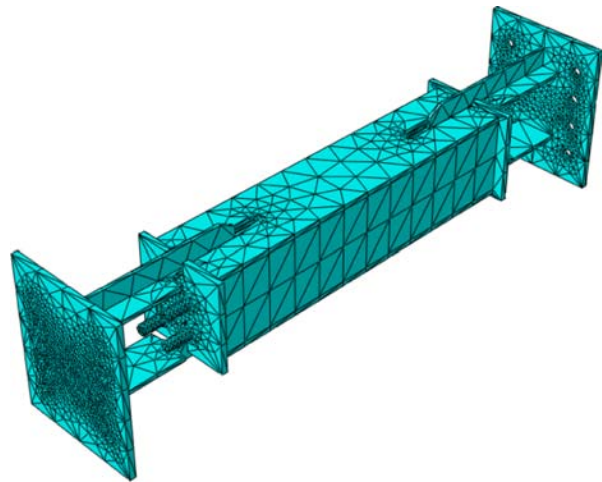


شکل (۹): مقایسه نمودارهای هیستریزس حاصل از پژوهش ژو و همکاران [۲۱] و مدل عددی ABAQUS.

با توجه به نمودارهای هیستریزس شکل (۹) دیده می‌شود که بیشینه تغییر مکان ایجاد شده در مدل آزمایشگاهی ژو و همکاران در سال ۲۰۱۵، به مقدار ۲۴/۹۳ میلی‌متر بوده است. این پارامتر در مدل حاضر که توسط ABAQUS ایجاد شد با ۰/۹۶ درصد اختلاف به مقدار ۲۵/۱۷ کیلونیوتن برآورد شده است.

میزان بیشینه نیروی ایجاد شده در فاز فشاری مدل مهاربند کماتش‌ناپذیر خودبازگشتی با استفاده از الیاف پلیمری بازالت در پژوهش ژو و همکاران [۲۱]، به مقدار ۸۰۱/۳۲ کیلونیوتن گزارش شد. این پارامتر در مدل حاضر با ۰/۴ درصد اختلاف به مقدار ۸۰۴/۵۵ کیلونیوتن به دست آمده است. ظرفیت باربری کششی مدل نیز در مطالعه ژو و همکاران [۲۱] ۵۹۸/۶ کیلونیوتن بوده که در مدل حاضر با ۰/۶۸ درصد اختلاف ۶۰۲/۷ کیلونیوتن محاسبه شده است. نتایج حاصل، بیانگر دقت مدل ایجاد شده با استفاده از

از طرفی، پس از استفاده از المان خطی چهار نقطه‌ای با نام C3D4R همگرایی در اندازه تقریبی ۱۰ سانتی‌متر اتفاق افتاده است. تعداد المان‌ها در این اندازه نیز با توجه به جدول فوق برابر با ۴۴۶۶۹ عدد گزارش شده‌اند؛ اما باید توجه نمود که با اینکه تعداد المان‌های به کار رفته در مش‌بندی با ابعاد ۱۰ سانتی‌متر بیشتر از مش‌بندی با ابعاد ۳۰ سانتی‌متر است، اما روش اجزای محدود، معادلات را بر روی نقاط مورد نظر حل می‌نماید. لذا تعداد نقاط ایجاد شده با استفاده از ابعاد ۳۰ سانتی‌متر غیرخطی بسیار بیشتر از تعداد نقاط ابعاد ۱۰ سانتی‌متر خطی می‌باشد. به همین دلیل تحلیل توسط المان‌های غیرخطی زمان بیشتری را می‌طلبد در صورتی که پاسخ‌های به دست آمده یکی هستند. لذا در مطالعه حاضر برای مش‌بندی سیستم از المان خطی چهار نقطه‌ای با ابعاد تقریبی ۱۰ سانتی‌متر استفاده می‌شود که در شکل (۷) نشان داده شده است.



شکل (۷): مش‌بندی بهینه سیستم توسط المان C3D4R با ابعاد تقریبی ۱۰ سانتی‌متر.

در نهایت، پس از تحلیل سیستم در ماژول Job می‌توان نتایج به دست آمده از آنالیز را در ماژول Visualization مشاهده نمود که در شکل (۸) کانتور رنگی تنش مهاربند ارائه شده‌اند. نمودار هیستریزس به دست آمده از تحلیل مدل توسط نرم‌افزار ABAQUS در این پژوهش در مقایسه با نمودار تاریخچه زمانی هیستریزس مطالعه ژو و همکاران [۲۱] نیز در شکل (۹) نشان داده شده است.

مهاربند کمانش‌ناپذیر خودبازگشتی نیز مطابق با فصل پیشین، نام SC-BRB انتخاب می‌شود.

جزئیات قاب‌های مذکور در شکل (۱۰) نشان داده شده‌اند. مدل‌سازی و مش‌بندی مدل‌های فوق در ABAQUS نیز مطابق با بخش صحت‌سنجی توسعه داده می‌شود. مدل مش‌بندی شده، کانتور تنش و نمودارهای هیستریزیس این مدل‌ها در شکل (۱۱) ارائه شده‌اند. در نمودارهای هیستریزیس بیشینه ظرفیت باربری قاب در هر مدل به‌عنوان معیار مقایسه عملکرد مدل‌ها مورد بررسی قرار می‌گیرند.

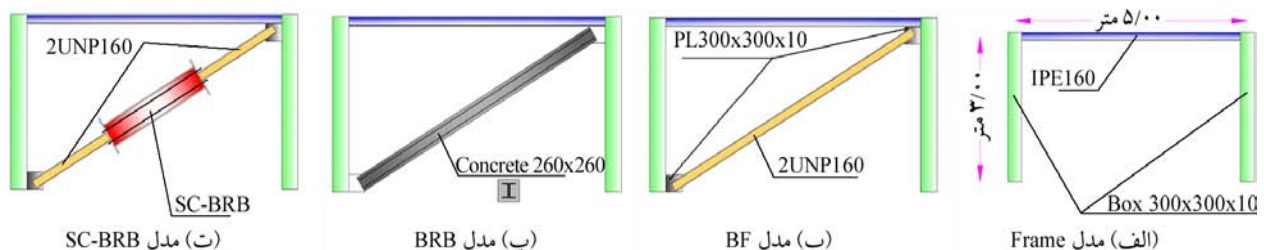
در شکل (۱۱) و در بخش مربوط به نمودارهای هیستریزیس، بیشینه مقدار ظرفیت باربری هر سیستم بر روی نمودارهای مربوطه درج شده است. همان‌طور که دیده می‌شود، ظرفیت باربری مدل قاب بدون مهاربند برابر با ۱۲۴۸ کیلونیوتن، مدل قاب و مهاربند ساده ۲۷۹۳ کیلونیوتن، مدل قاب و مهاربند کمانش‌ناپذیر ۳۰۶۰ کیلونیوتن و مدل قاب به همراه مهاربند SC-BRB برابر با ۳۵۷۶ بوده است. بیشترین ظرفیت باربری همان‌طور که مشاهده می‌شود مربوط به مدل قاب به همراه مهاربند کمانش‌ناپذیر خودبازگشتی بوده است.

به ادامه این روند و با تحلیل پوش‌اور مدل‌ها تحت بارگذاری یک‌طرفه مدل‌ها، نمودارهای پوش‌اور هر مدل در شکل (۱۲) ارائه شده است. افزایش ظرفیت باربری سازه پس از استفاده از مهاربند SC-BRB نسبت به سایر سیستم‌های مقاوم‌سازی در نمودارهای پوش‌اور فوق مشهود است. برای در دست داشتن دید بهتری از این مقادیر، ظرفیت باربری هر مدل به همراه نام مدل در نمودار میله‌ای شکل (۱۳) ارائه شده است. دیده می‌شود که استفاده از مهاربند SC-BRB ظرفیت باربری سیستم را نسبت به مدل قاب ساده ۱۸۶ درصد، نسبت به مدل قاب و مهاربند ساده ۲۸ درصد و نسبت به مدل قاب و مهاربند کمانش‌ناپذیر ۱۷ درصد بهبود داده است.

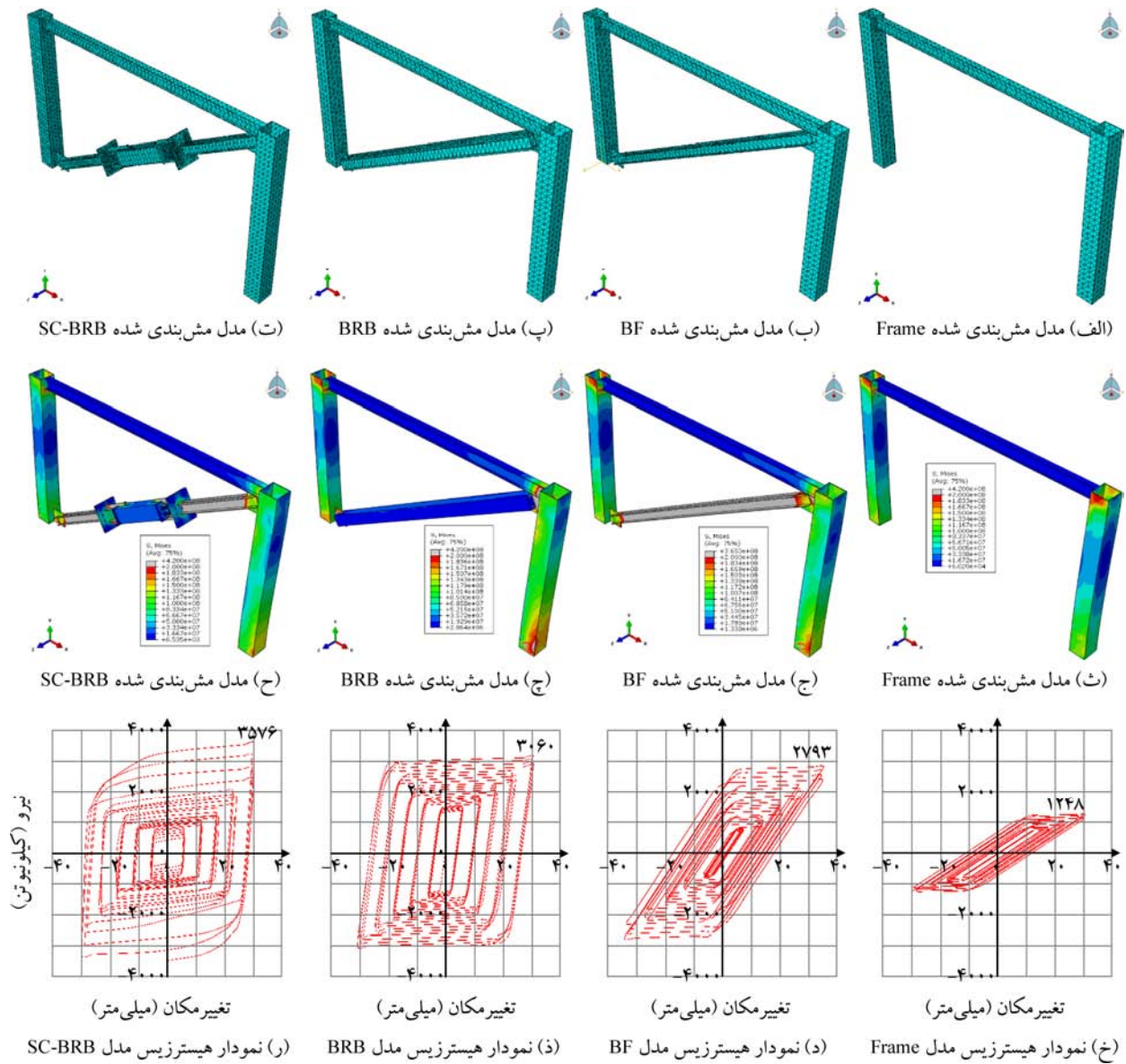
ABAQUS بوده و لذا می‌توان با توسعه این مدل، اثرسنجی آن را در قاب فولادی مورد ارزیابی قرار داد. در ادامه پژوهش حاضر قصد بر آن است تا ابتدا یک قاب فولادی یک طبقه یک دهانه در ABAQUS ایجاد شود. سپس حالات مختلف قاب خمشی ساده، قاب به همراه مهاربند قطری ساده، قاب به همراه مهاربند قطری کمانش‌ناپذیر و قاب به همراه مهاربند کمانش‌ناپذیر خودبازگشتی با الیاف بازالت تحت بار هیستریزیس قرار داده شده و تحلیل پوش‌اور برای آنها انجام شود. سپس یک سازه پنج طبقه چهار دهانه با استفاده از ETABS طراحی شود و یک قاب از آن در ABAQUS شبیه‌سازی گردد و رفتار آن در حالات با و بدون مهاربند SC-BRB در برابر شتاب دور از گسل و نزدیک به گسل زلزله مورد ارزیابی قرار داده شود.

۴- تحلیل پوش‌اور قاب یک طبقه یک دهانه

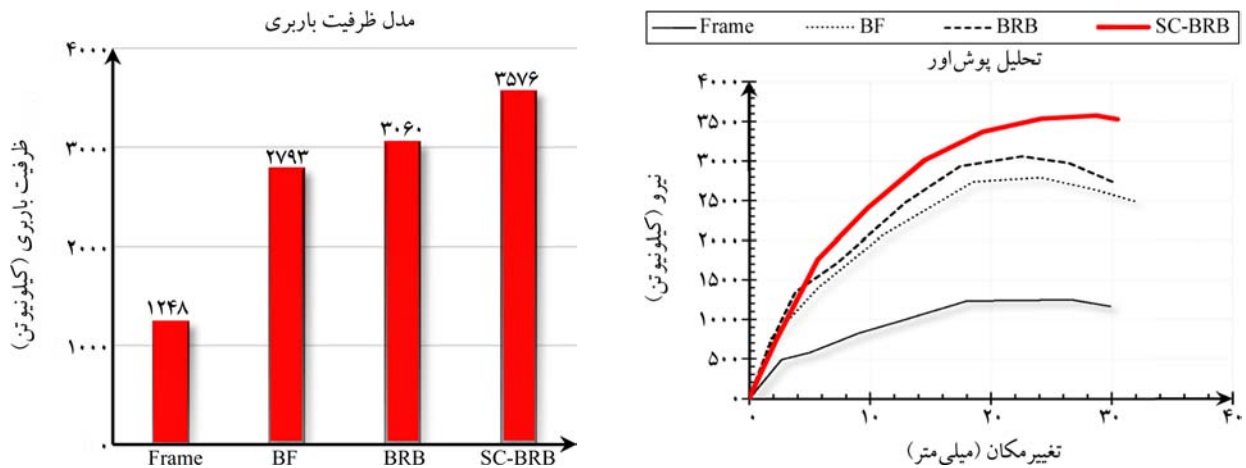
در این بخش همان‌طور که ذکر شد، یک قاب یک طبقه یک دهانه در ABAQUS شبیه‌سازی شده و تحت چهار حالت مختلف تحلیل هیستریزیس و پوش‌اور انجام می‌شود. لازم به ذکر است که تحلیل پوش‌اور را می‌توان تحت بارگذاری مونوتونیک و به صورت یک‌طرفه نیز انجام داد؛ اما به دلیل پیچیدگی مدل حاضر، این تحلیل توسط بار رفت و برگشتی انجام می‌شود تا بارگذاری به صورت آهسته بر مدل وارد شود و افزایش یابد تا از بروز پیام‌های خطا در ABAQUS جلوگیری شود. نام گذاری مدل‌ها در این بخش به این صورت است که برای مدل قاب خمشی، نام Frame، برای مدل قاب خمشی و مهاربند معمولی نام BF (مخفف Braced Frame)، برای مدل با مهاربند کمانش‌ناپذیر نام BRB (مخفف Buckling Resistance Brace) و برای مدل با



شکل (۱۰): جزئیات هندسی قاب‌های یک دهانه یک طبقه.

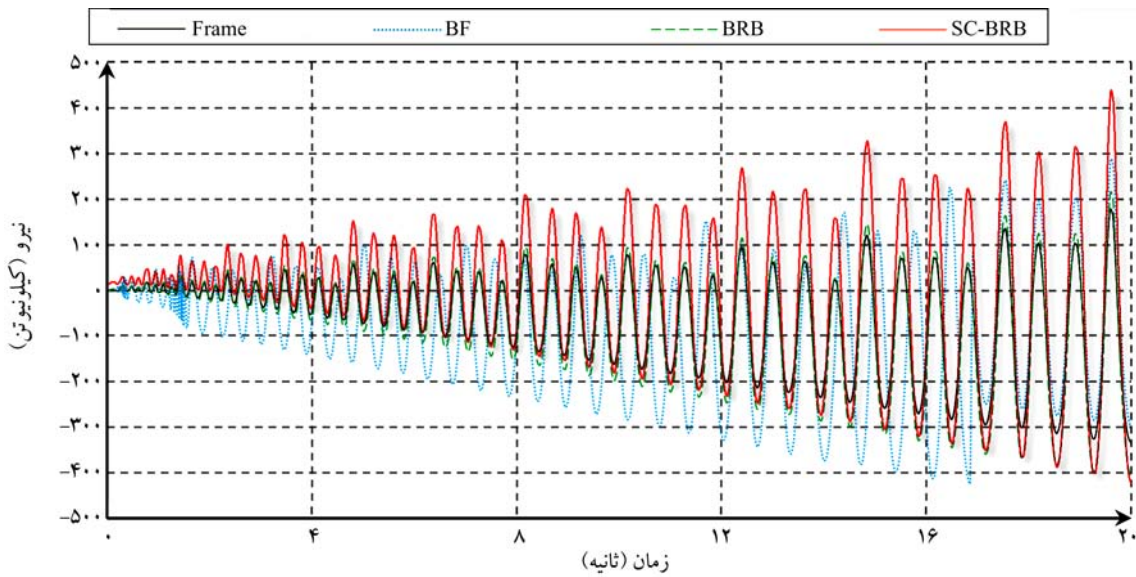


شکل (۱۱): مدل مش‌بندی شده، کانتور تنش و نمودارهای هیستریزیس قاب‌های یک دهانه یک طبقه.



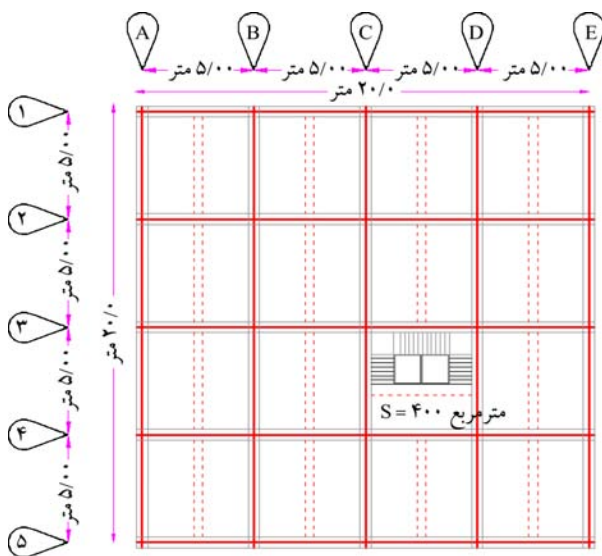
شکل (۱۲): نمودارهای حاصل از تحلیل پش‌اور مدل‌ها.

شکل (۱۳): بیشینه مقادیر ظرفیت باربری مدل‌ها.



شکل (۱۴): نمودار تاریخچه زمانی جذب انرژی مدل‌ها.

به صورت سه بعدی در نرم افزار ETABS آنالیز و طراحی می‌شود. مدل مطابق با شکل (۱۵) دارای چهار دهانه ۵ متری در هر جهت است. همچنین با توجه به شکل مذکور پلان سازه منظم و اتصالات تیرها به صورت گیردار در نظر گرفته شده است. ارتفاع کلیه طبقات مطابق با شکل (۱۶) برابر با ۳ متر اختیار شده‌اند. در ETABS تنها مدل قاب خمشی طراحی می‌شود و اثر اعمال نمودن مهاربند توسط نرم افزار ABAQUS در مدل بررسی خواهد شد. بارگذاری سازه بر اساس آیین‌نامه مبحث ششم صورت پذیرفته و طراحی بر اساس آیین‌نامه مبحث دهم انجام شده است.



شکل (۱۵): پلان سازه مورد بحث.

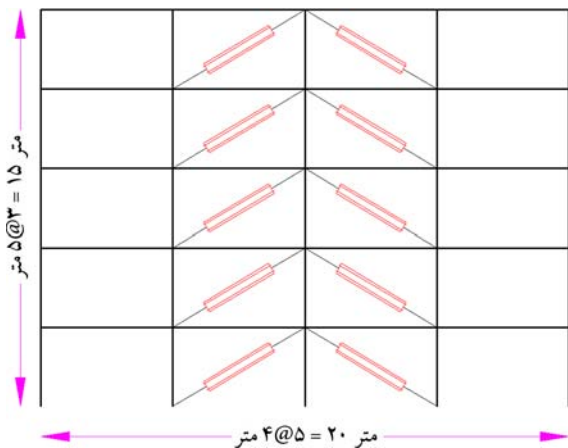
در نمودار تاریخچه زمانی جذب انرژی چهار مدل اولیه نیز دیده می‌شود که بیشینه مقدار انرژی جذب شده در قاب بدون مهاربند به میزان ۱۷۸ کیلوژول رسیده است. نصب مهاربند ساده و مهاربند کمانش‌ناپذیر نیز سبب شد تا این میزان جذب انرژی به ترتیب به مقدار ۲۱۶ و ۲۸۸ کیلوژول صعود نماید. در نهایت استفاده از مهاربند کمانش‌ناپذیر خودبازگشتی سبب شد تا انرژی بیشینه جذب شده در سازه با ۱۴۶ درصد رشد نسبت به مدل قاب بدون میراگر، به ۴۳۸ کیلوژول برسد (شکل ۱۴).

در ادامه قصد بر آن است تا یک سازه ۵ طبقه چهار دهانه در ETABS طراحی شود و یک قاب از این سازه در ABAQUS شبیه‌سازی گردد. همچنین در ادامه، قاب مورد نظر به مهاربند SC-BRB مجهز شده و تحت بارهای لرزه‌ای قرار می‌گیرد.

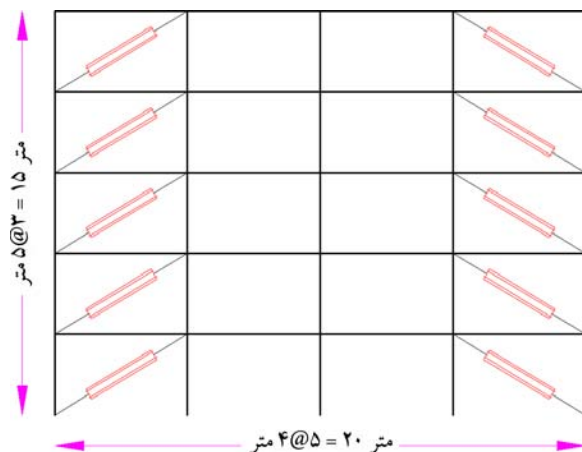
۵- طراحی و شرح مدل‌ها

تحلیل لرزه‌ای زیرمجموعه‌ای از تحلیل سازه‌ها و به‌طور کلی محاسبه پاسخ یک سازه ساختمانی (یا سازه‌های غیر ساختمانی مانند پل و...) در برابر زمین‌لرزه است. این بخشی از روند طراحی سازه، مهندسی زلزله یا ارزیابی و مقاوم‌سازی سازه‌هایی است که در مناطق زلزله‌خیز باید احداث گردند. لذا تحلیل دقیق و منطبق بر شرایط آیین‌نامه‌های معتبر جهانی ضرورت است. در این بخش مدل ۵ طبقه

اکنون قصد بر آن است تا مدل طرح شده در ABAQUS شبیه سازی شود و سپس در دو حالت مختلف چیدمان، به مهاربند SC-BRB تجهیز گردد. موقعیت مهاربندها در دو حالت مختلف در شکل های (۱۹) و (۲۰) مشهود هستند. در این بخش نیز برای نام گذاری مدل ها، برای مدل قاب خمشی ساده نام Frame، برای مدل قاب به همراه مهاربند SC-BRB حالت اول نام SC-BRB-1 و برای حالت دوم نیز نام SC-BRB-2 انتخاب شده است.



شکل (۱۹): قاب مورد نظر در مدل SC-BRB-1.

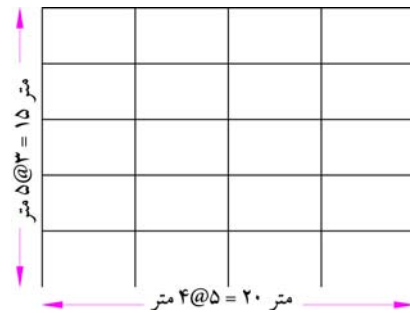


شکل (۲۰): قاب مورد نظر در مدل SC-BRB-2.

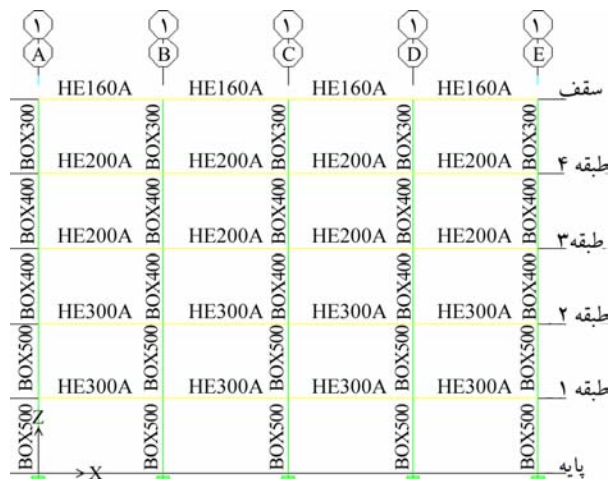
۶- معرفی زمین لرزه های مورد بررسی

برای طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله، شناخت جنبش و ارتعاشات شدید صفحه زمین زیرساخت سازه که انتظار می رود در طول عمر مفید سازه رخ دهد از اهمیت ویژه ای برخوردار است. بهترین راه برای شناخت ویژگی های جنبش شدید زمین بستر سازه،

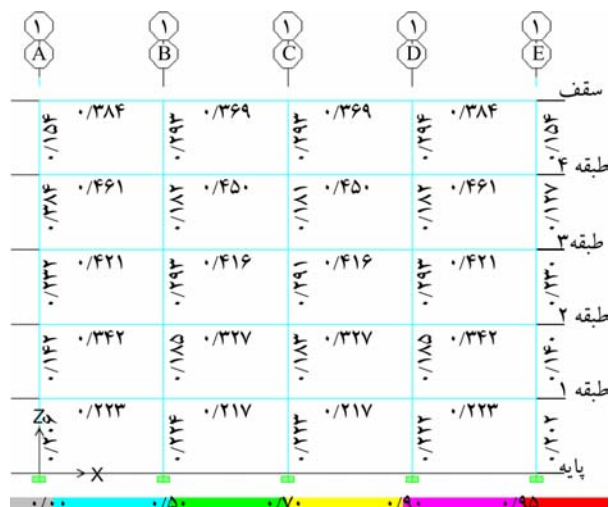
مقاطع سازه پس از طراحی در شکل (۱۷) و نسبت نیروی وارده به نیروی مقاوم سازه نیز در شکل (۱۸) نشان داده شده اند. به علت محدودیت حجم مقاله از بیان دیگر جزئیات طراحی صرف نظر می شود و تنها به ارائه نتایج طراحی شامل مقاطع اعضای تیر و ستون سازه اکتفا شده است.



شکل (۱۶): ابعاد هندسی قاب سازه مورد بحث در نما.



شکل (۱۷): قاب و مقاطع سازه مدل ۵ طبقه.



شکل (۱۸): کانتور نوخ تنش قاب در ETABS.

برابر با زمین‌لرزه‌های مختلف تحلیل می‌گردد.

۷- نتایج و بحث

یک قاب از هر کدام از سه مدل مورد نظر، شامل قاب خمشی با نام Frame، قاب به همراه مهاربند کمانش‌ناپذیر خودبازگشتی با تاندون‌های پلیمری در حالات اول و دوم به ترتیب با نام‌های SC-BRB-1 و SC-BRB-2 در ABAQUS ایجاد شدند. گام‌های حل مسئله شامل تحلیل استاتیکی^۵ برای محاسبه نیروهای ثقلی و تحلیل دینامیکی ضمنی^۶ برای محاسبه پاسخ لرزه‌ای معرفی شدند. در گام اول به منظور انجام تحلیل استاتیکی، شرایط مرزی برای پای ستون‌ها به صورت گیردار در نظر گرفته شد و از حرکت عمود بر صفحه در نقاط اتصال تیر و ستون، جلوگیری به عمل آمد. نیروهای ثقلی شامل بار مرده و زنده طبقات به تیرها وارد شد. علاوه بر آن، نیروی جاذبه نیز به کل مدل اعمال شد. در گام مربوط به تحلیل دینامیکی نیز، با ثابت نگه داشتن نیروهای وارده، درجه آزادی ستون‌ها در جهت افقی آزاد شد و شتاب زلزله‌ها با ضریب ۹/۸۱ به انتهای تحتانی ستون‌ها اعمال شدند. در ادامه نتایج حاصل از تحلیل مدل‌ها در برابر زلزله‌های مورد بحث ارائه می‌شوند.

۷-۱- نتایج تحلیل لرزه‌ای قاب‌ها

در این بخش نتایج حاصل از تحلیل قاب ۵ طبقه که توسط مهاربند کمانش‌ناپذیر خودبازگشتی در دو حالت مختلف مقاومت‌سازی شده است، در مقابل زمین‌لرزه‌های گسل دور و نزدیک لندرز و نورث‌ریج ارائه شده است.

به دست آوردن نمودار حرکت زمین از جمله شدت و بزرگی شتاب زمین در هنگام رویداد زمین‌لرزه‌های متوسط تا بزرگ می‌باشد. این امر به وسیله دستگاه شتاب‌نگار موجود در محل و رخداد زمین‌لرزه در گستره نزدیک میسر می‌شود. با توجه به اینکه برای طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله در مناطق لرزه‌خیز، نمی‌توان برای هر محل دستگاه شتاب‌نگار مستقر نمود و در انتظار رویداد زمین‌لرزه‌ای در حوزه نزدیک به آن باقی ماند تا نسبت به ثبت نمودار ارتعاشات و رکوردی مناسب از انرژی سینتیک و جنبشی زمین اقدام نمود، لکن امروزه در مناطق لرزه‌خیز جهان نسبت به استقرار شبکه‌های شتاب‌نگار و لرزه‌نگاری اقدام می‌گردد تا پس از ثبت رکورد ارتعاشات نیرومند زمین از تعداد زیادی زمین‌لرزه‌ها در گستره این شبکه‌ها بتوانند با پژوهش‌های متعدد به نتایجی دست یابند که منتج به تهیه نقشه‌های پهنه‌بندی لرزه‌ای شود و پارامترهای ارتعاشات زمین‌های زیرساخت را بتوان بر پایه این نقشه‌ها پیش‌بینی و برای بارگذاری شتاب زمین‌لرزه بر روی سازه‌های مذکور از آنها بهره گرفت.

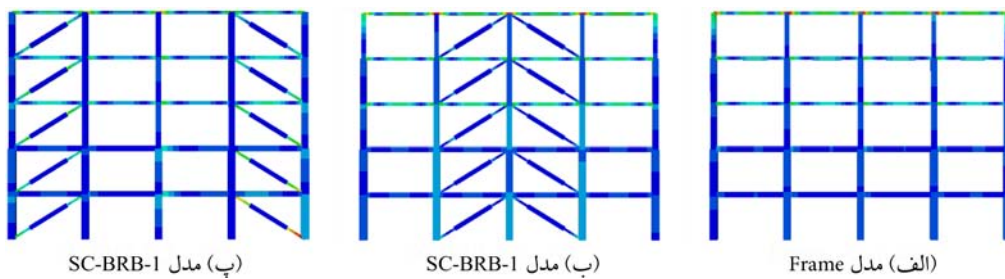
برای انجام تحلیل دینامیکی و انتخاب و اعمال شتاب زمین‌لرزه در مدل، دو زمین‌لرزه لندرز و نورث‌ریج با ماهیت‌های نزدیک به گسل و دور از گسل انتخاب شد و به سیستم قاب به همراه مهاربند SC-BRB در دو حالت قرارگیری مهاربندها به صورت نمودار تاریخچه زمانی شتاب اعمال می‌شوند. برای نام‌گذاری مدل‌ها با توجه به نوع بارگذاری و شتاب زلزله، ابتدا از حرف N نشان‌دهنده‌ی نزدیک (Near) و F مخفف دور (Far) بودن گسل استفاده شده است. پس از آن نیز برای ایجاد ایجاز، از کد ثبت رویداد زلزله (RSN)^۴ استفاده شده است (جدول ۲). در ادامه، رفتارسنجی قاب طرح‌شده با و بدون مهاربند در

جدول (۲): مشخصات زمین‌لرزه‌های مورد استفاده در مطالعه حاضر.

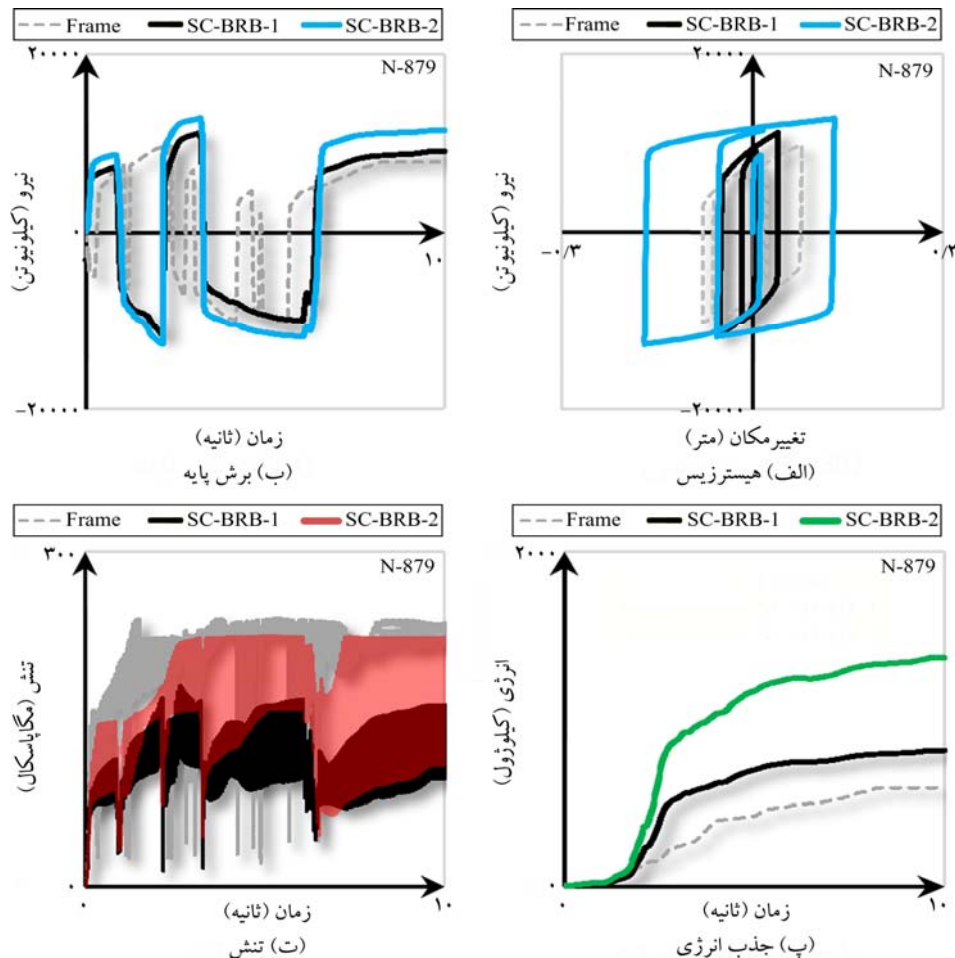
#NO		1	2		3	4
Year		1992	1994		1992	1994
Eartquake	Near Fault Earthquakes	Landers	Northridge	Far Fault Earthquakes	Landers	Northridge
Fault Type		Strike Slip	Reverse		Strike Slip	Reverse
Magnitude		7.28	6.69		7.28	6.69
RSN		879	987		838	973
Station		Lucerne	LA-Centinela St		Barstow	Garden Grove-Santa Rita
PGA (g)		0.70	0.47		0.13	0.10
PGV (cm/s)		97.56	20.42		17.48	8.34
PGD (cm)		70.50	3.73		14.92	2.22
PGV/PGA		139.37	43.44		134.46	83.4
PGD/PGV		0.72	0.18		0.85	0.26

کانتورهای تنش حاصل از تحلیل سه مدل ارائه شده‌اند. در ادامه نتایج حاصل از تحلیل هر مدل در برابر زلزله‌های مختلف بیان می‌شوند. نتایج در هر شکل شامل چهار نمودار هیستریزس، برش پایه، جذب انرژی و تنش هستند. در هر نمودار، برای در دست داشتن معیار مقایسه، پاسخ هر سه قاب به صورت یکجا ارائه شده است. نتایج حاصل از تحلیل قاب‌ها در برابر زلزله گسل نزدیک لندرز در شکل (۲۲) ارائه شده است. با توجه به نمودارهای این شکل دیده می‌شود که ظرفیت باربری مدل قاب بدون مهاربند،

نام‌گذاری نمودارها مطابق با موارد فوق می‌باشد، به این صورت که ابتدا نام زلزله شامل Lan (مخفف Landers) و Nor (مخفف Northridge) ارائه می‌شود. سپس در نهایت از حرف N نشان‌دهنده‌ی شتاب گسل نزدیک (Near) و F مخفف شتاب زلزله گسل دور (Far) استفاده شده است. سه مدل Frame شامل قاب بدون مهاربند، SC-BRB-1 شامل قاب با مهاربند در دهانه‌های میانی و مدل SC-BRB-2 شامل قاب با مهاربند در دهانه‌های کناری در این بخش مورد ارزیابی قرار داده می‌شوند. در شکل (۲۱)



شکل (۲۱): کانتور تنش مدل‌ها در تحلیل استاتیکی.



شکل (۲۲): نتایج حاصل از تحلیل قاب‌ها در برابر زلزله گسل نزدیک لندرز.

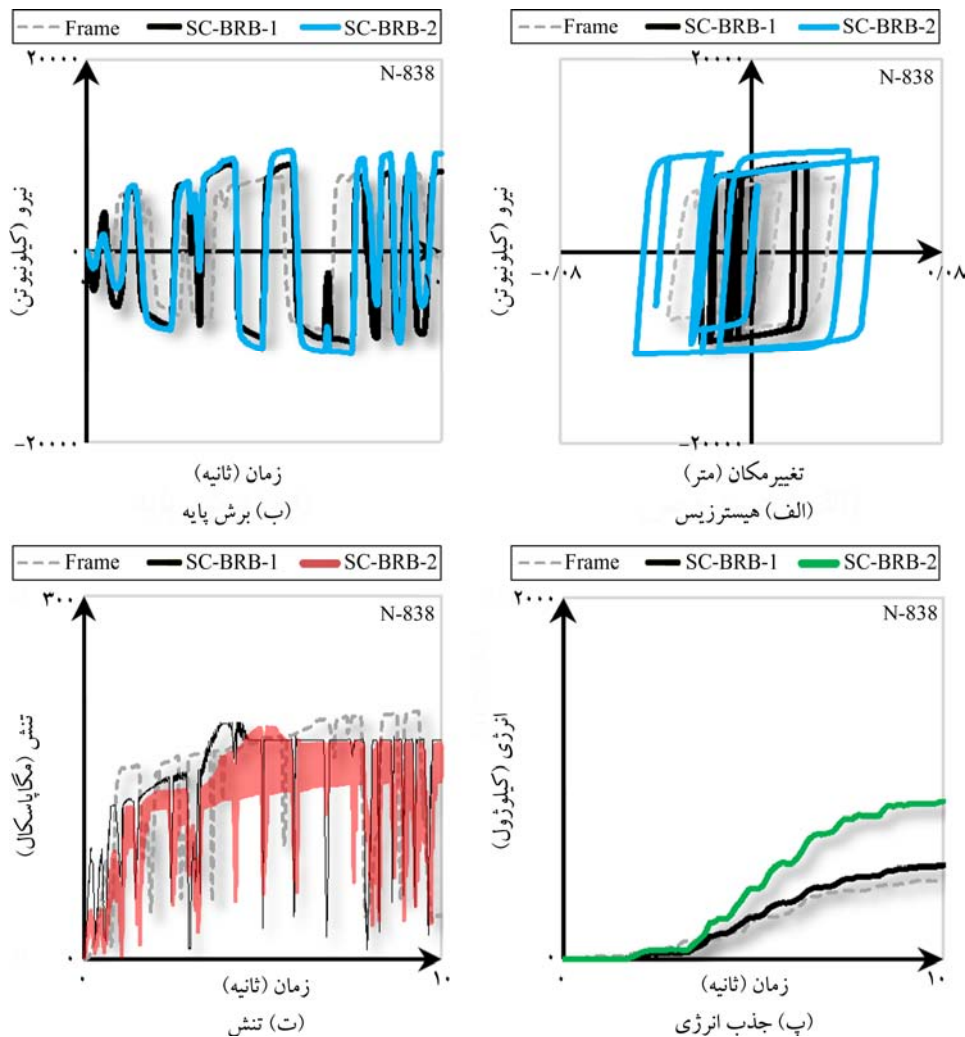
تنش ایجاد شده در این زلزله نیز در اثر استفاده از مدل دوم مهاربند کمانش‌ناپذیر خودبازگشتی، به کمترین مقدار خود رسیده است.

نتایج حاصل از تحلیل قاب‌ها در برابر زلزله گسل نزدیک نورث‌ریج در شکل (۲۴) ارائه شده است. با توجه به نمودارهای این شکل دیده می‌شود که ظرفیت باربری مدل قاب بدون مهاربند، قاب با مهاربند مدل اول و مدل دوم به ترتیب برابر با ۱۰۲۲۰، ۱۲۹۶۸ و ۱۵۲۳۱ کیلونیوتن بوده است. جذب انرژی در این مدل‌ها نیز به ترتیب دارای مقادیر ۴۲۰، ۵۲۳ و ۱۰۲۱ کیلوژول می‌باشد. تنش ایجاد شده در این زلزله نیز در اثر استفاده از مدل دوم مهاربند کمانش‌ناپذیر خودبازگشتی، به کمترین مقدار خود رسیده است.

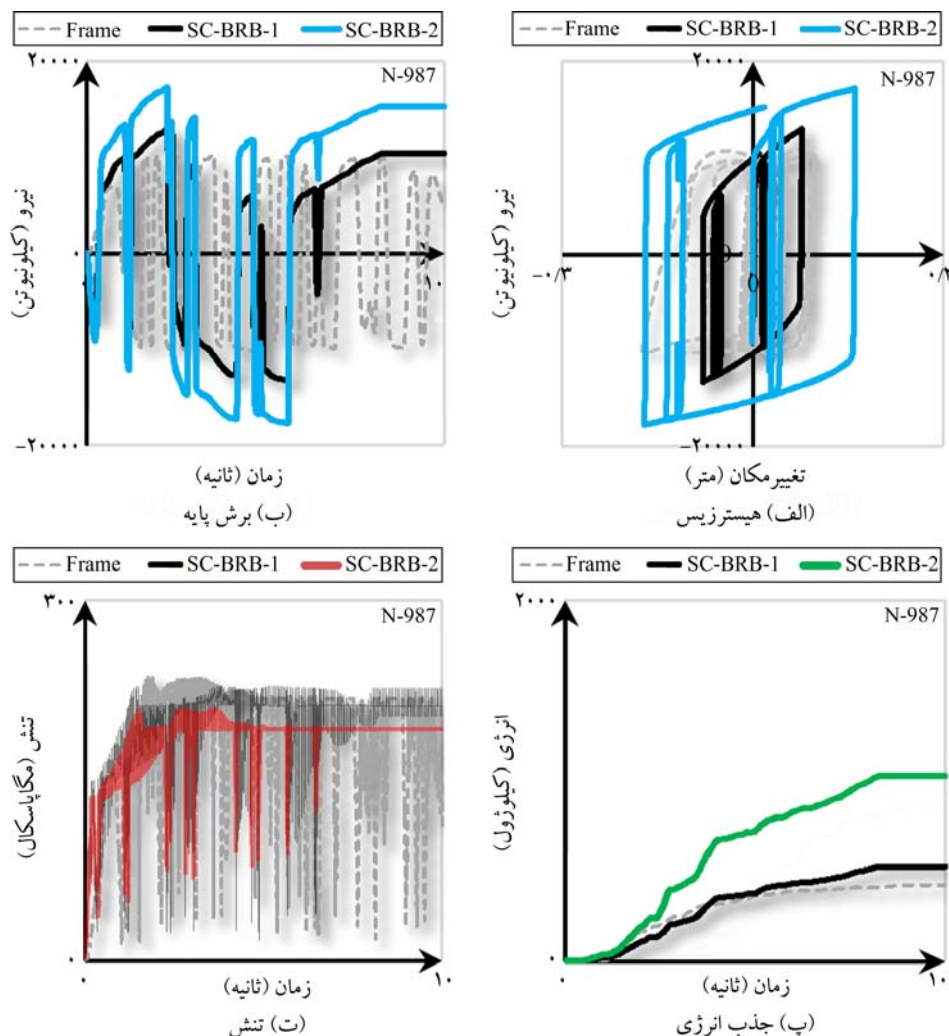
قاب با مهاربند مدل اول و مدل دوم به ترتیب برابر با ۹۹۰۴، ۱۱۲۲۹ و ۱۲۷۳۸ کیلونیوتن بوده است.

جذب انرژی در این مدل‌ها نیز به ترتیب دارای مقادیر ۵۸۵، ۸۰۶ و ۱۳۵۸ کیلوژول می‌باشد. تنش ایجاد شده در این زلزله نیز در اثر استفاده از مدل دوم مهاربند کمانش‌ناپذیر خودبازگشتی، به کمترین مقدار خود رسیده است.

نتایج حاصل از تحلیل قاب‌ها در برابر زلزله گسل دور لندرز در شکل (۲۳) ارائه شده است. با توجه به نمودارهای این شکل دیده می‌شود که ظرفیت باربری مدل قاب بدون مهاربند، قاب با مهاربند مدل اول و مدل دوم به ترتیب برابر با ۸۰۵۳، ۹۱۳۴ و ۱۰۴۷۱ کیلونیوتن بوده است. جذب انرژی در این مدل‌ها نیز به ترتیب دارای مقادیر ۴۳۸، ۵۱۸ و ۸۷۳ کیلوژول می‌باشد.



شکل (۲۳): نتایج حاصل از تحلیل قاب‌ها در برابر زلزله گسل دور لندرز.



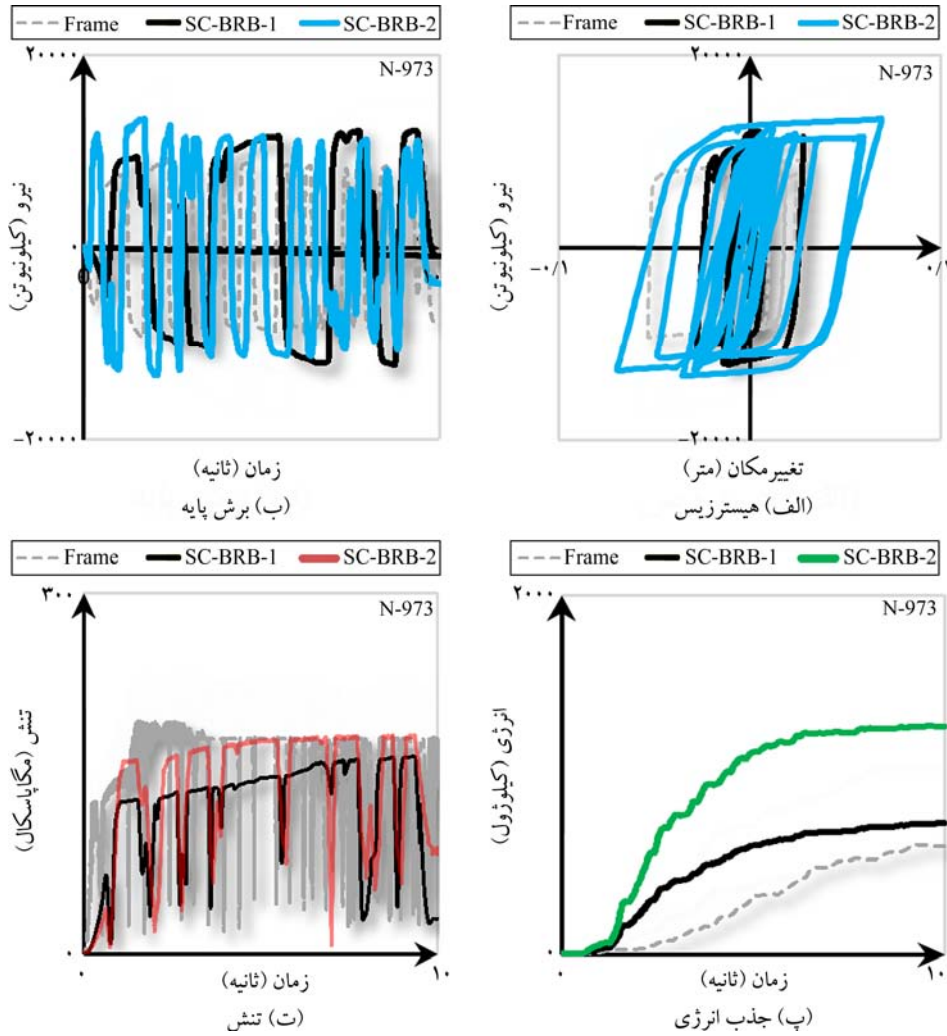
شکل (۲۴): نتایج حاصل از تحلیل قاب‌ها در برابر زلزله گسل نزدیک نورث‌ریج.

دوم مهاربندی به‌وضوح در نمودار فوق قابل‌رؤیت است. دیده می‌شود که تحت هر چهار زلزله اعمالی، ظرفیت باربری بعد از استفاده از مدل SC-BRB-2 افزایش چشمگیری نسبت به مدل قاب بدون مهاربند داشته است. پاسخ قاب با مهاربندی مدل SC-BRB-1 در حد واسط مدل قاب بدون مهاربند و مدل قاب با مهاربند در دو دهانه انتهایی قاب بوده است. میانگین ظرفیت باربری مدل قاب بدون میراگر در برابر زلزله‌های اعمالی برابر با ۹۳۵۳ کیلونیوتن بوده است. این پارامتر در مدل اول نصب میراگر با ۲۱ درصد افزایش به ۱۱۳۵۳ کیلونیوتن صعود نمود. همچنین در دومین مدل نصب میراگر نیز ۳۸ درصد رشد در پاسخ قاب مشاهده شد و میانگین ظرفیت باربری به ۱۲۹۳۶ کیلونیوتن رسید.

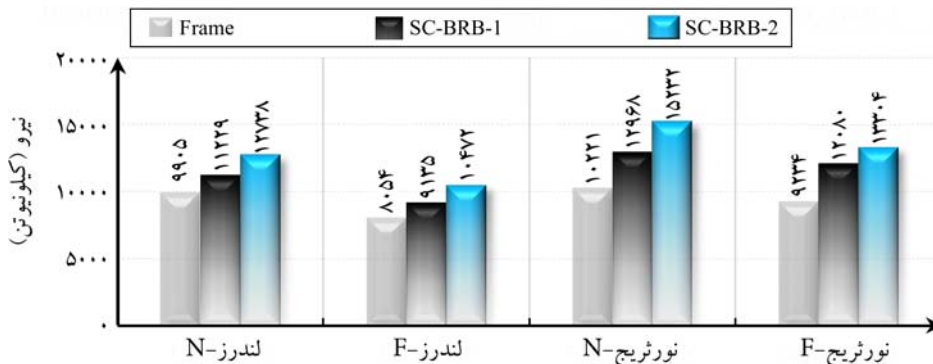
نتایج حاصل از تحلیل قاب‌ها در برابر زلزله گسل دور نورث‌ریج در شکل (۲۵) ارائه شده است. با توجه به نمودارهای این شکل دیده می‌شود که ظرفیت باربری مدل قاب بدون مهاربند، قاب با مهاربند مدل اول و مدل دوم به‌ترتیب برابر با ۹۲۳۳، ۱۲۰۸۰ و ۱۳۳۰۳ کیلونیوتن بوده است. جذب انرژی در این مدل‌ها نیز به‌ترتیب دارای مقادیر ۶۱۲، ۷۲۶ و ۱۲۷۰ کیلوژول می‌باشد. تنش ایجاد شده در این زلزله نیز در اثر استفاده از مدل اول مهاربند کم‌مانش‌ناپذیر خودبازگشتی، به کمترین مقدار خود رسیده است. بیشینه مقادیر ذکر شده در فوق در شکل‌های (۲۶) تا (۲۸) بیان شده‌اند. در هر نمودار، پاسخ سازه در برابر زلزله‌های گسل دور و نزدیک ارائه شده است. افزایش چشمگیر ظرفیت باربری قاب در اثر استفاده از مدل

در مورد جذب انرژی نیز دیده می‌شود پس از اعمال سیستم SC-BRB-2 جهش بسیار بزرگی در جذب انرژی قاب ایجاد شده است. این جهش تحت هر چهار زمین‌لرزه دیده شده است. در این مورد نیز میانگین جذب انرژی در مدل قاب بدون میراگر در برابر

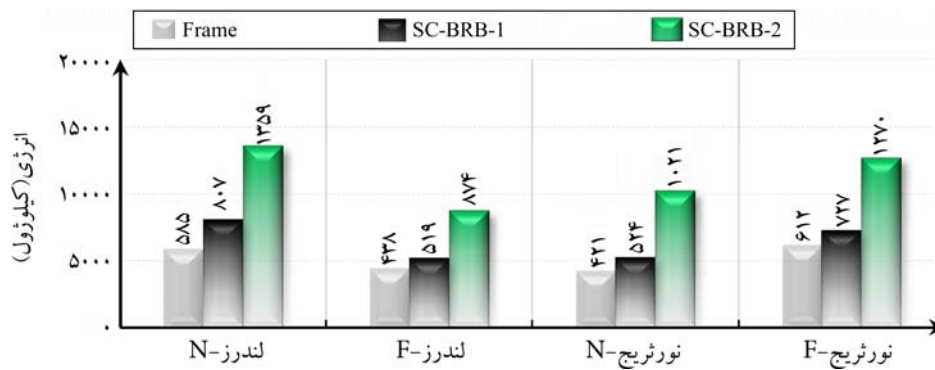
زلزله‌های وارده به مقدار ۶۱۲ کیلوژول بوده است. اعمال میراگر در مدل‌های اول و دوم به ترتیب سبب ۱۸ و ۱۰۷ درصد رشد در جذب انرژی شده و مقدار آن را به ترتیب به ۷۲۶ و ۱۲۷۰ کیلوژول صعود نموده است.



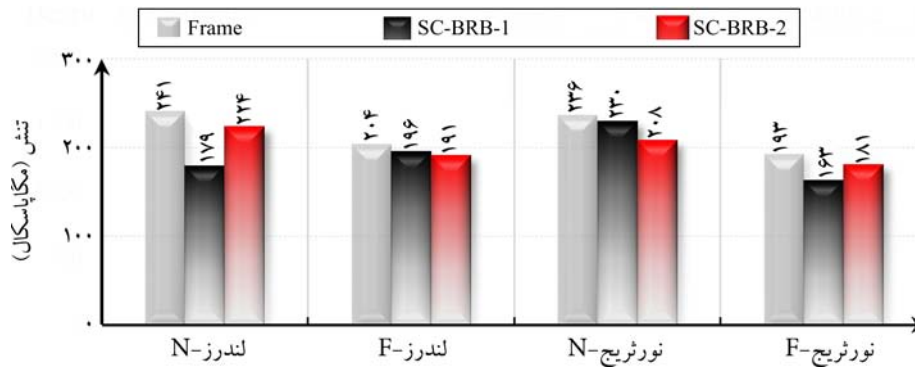
شکل (۲۵): نتایج حاصل از تحلیل قاب‌ها در برابر زلزله گسل دور نورتریج.



شکل (۲۶): بیشینه مقادیر ظرفیت باربری مدل قاب‌ها در برابر زلزله‌های اعمالی.



شکل (۲۷): بیشینه مقادیر ظرفیت باربری مدل قاب‌ها در برابر زلزله‌های اعمالی.



شکل (۲۸): بیشینه مقادیر تنش مدل قاب‌ها در برابر زلزله‌های اعمالی.

کمانش‌ناپذیر خودبازگشتی تحت بار هیستریزیس قرار داده شد و نتایج با یکدیگر مقایسه شدند. سپس به طراحی و تحلیل لرزه‌ای در مورد سازه ۵ طبقه با و بدون مهاربند در برابر زلزله‌های گسل دور و نزدیک لندرز و نورث‌ریج پرداخته شد. نتایج کلی به دست آمده از این پژوهش به این شرح است که با استفاده از مدل‌های رفتاری مناسب مصالح، پاسخ‌های بسیار دقیق در تحلیل و آنالیز مهاربند کمانش‌ناپذیر خودبازگشتی توسط الیاف پلیمری بازالت توسط مدل‌سازی اجزای محدود با بهره‌گیری از ABAQUS به دست آمده است. تقریب بسیار مناسب نتایج به دست آمده از مدل عددی با مدل پژوهش ژو و همکاران [۲۱] توانسته است صحت نتایج مدل عددی حاضر را به اثبات برساند. مطابق نتایج بخش صحت‌سنجی، پاسخ هیستریزیس سیستم در مدل ایجاد شده توسط ABAQUS، در بدترین حالت تنها با ۰/۹۶ درصد اختلاف با مدل مورد نظر به دست آمده است. دیده شده است که در بسیاری از حالات، تغییر مکان‌های وارد شده به سازه، تحت زلزله‌های گسل نزدیک، بسیار بزرگ‌تر از زلزله‌های گسل دور

تنش بیشینه وارده به سیستم با عدم قطعیت زیادی همراه بوده است؛ اما به طور کل می‌توان گفت که استفاده از سیستم مهاربندی، سبب می‌شود تا تنش‌های وارده به سیستم قاب فولادی تا حد زیادی کاهش یابند. میانگین بیشینه مقادیر تنش‌های وارده به قاب برابر با ۱۹۲ مگاپاسکال می‌باشد. مدل اول نصب میراگر سبب شد تا ۱۵ درصد افت در بیشینه تنش وارده به قاب دهد و مقدار آن به ۱۶۳ مگاپاسکال نزول یابد. همچنین مدل دوم نصب، با ۶ درصد کاهش، مقدار تنش را به ۱۸۰ مگاپاسکال رسانیده است.

۸- نتیجه‌گیری

در ابتدای پژوهش حاضر، صحت‌سنجی پاسخ اجزای محدود در رابطه با سیستم مهاربند کمانش‌ناپذیر خودبازگشتی (SC-BRB) به همراه تاندون‌های پلیمری با الیاف بازالت بر مبنای مطالعه ژو و همکاران [۲۱] صورت پذیرفت. سپس یک قاب یک طبقه یک دهانه در چهار حالت مختلف قاب خمشی ساده، قاب با مهاربند ساده، قاب با مهاربند کمانش‌ناپذیر و قاب به همراه مهاربند

7. Rojas, P., Ricles, J.M., and Sause, R. (2005) Seismic performance of post-tensioned steel moment resisting frames with friction devices. *Journal of Structural Engineering*, 131(4), 529-40.
8. Priestley, M.J., Sritharan, N.S., Conley, J.R., and Pampanin, S. (1999) Preliminary results and conclusions from the PRESSS five-story precast concrete test building. *PCI Journal*, 44(6), 42-67.
9. Dusicka, P. and Tinker, J. (2013) Global restraint in ultra-lightweight buckling-restrained braces. *Journal of Composites for Construction*, 17(1), 139-50.
10. Tremblay, R., Bolduc, P., Neville, R., and DeVall, R. (2006) Seismic testing and performance of buckling-restrained bracing systems. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33(2), 183-98.
11. Fahnestock, L.A., Ricles, J.M., and Sause, R. (2007) Experimental evaluation of a large-scale buckling-restrained braced frame. *Journal of Structural Engineering*, 133(9), 1205-14.
12. Fahnestock, L.A., Sause, R., and Ricles, J.M. (2007) Seismic response and performance of buckling-restrained braced frames. *Journal of Structural Engineering*, 133(9), 1195-1204.
13. Watanabe, A. et al. (1988) Properties of brace encased in buckling-restraining concrete and steel tube. *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, 719-24.
14. Erochko, J., Christopoulos, C., Tremblay, R., and Choi, H. (2011) Residual drift response of smrfs and brb frames in steel buildings designed according to ASCE 7-05. *Journal of Structural Engineering*, 137(5), 589-99.
15. Kiggins, S. and C.-M. Uang (2006) Reducing residual drift of buckling-restrained braced frames as a dual system. *Engineering Structures*, 28(11), 1525-32.
16. Sabelli, R., Mahin, S., and Chang, C. (2003) Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling-restrained braces. *Engineering Structures*, 25(5), 655-66.
17. Zhou, Z. et al. (2014) Development of a novel self-centering buckling-restrained brace with BFRP composite tendons. *Steel and Composite* بوده‌اند. همچنین ظرفیت باربری و جذب انرژی سازه در حالت دوم مهاربندی، بیشترین مقادیر را داشته است. به این صورت که در حالت اول و پس از استفاده از مدل SC-BRB-1، ظرفیت باربری و جذب انرژی مدل نسبت به قاب بدون مهاربند به ترتیب به میزان ۲۱ و ۱۸ درصد افزایش داشته است. این پارامترها پس از اعمال مهاربند در حالت دوم و در مدل SC-BRB-2 به ترتیب دارای ۳۸ و ۱۰۷ درصد رشد و بهبود بوده‌اند.

قدردانی

نویسندگان مقاله از هم‌فکری اساتید محترم پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله و از همکاری مسئولان و کارمندان پژوهشگاه بابت در اختیار گذاشتن سایت و امکانات مناسب کمال سپاسگزاری را دارند.

مراجع

1. Hacker, Th., Eigenmann, R., and Rathje, E. (2013) Advancing earthquake engineering research through cyberinfrastructure. *Journal of Structural Engineering*, 139(7), 1099-1111.
2. Dyke, Sh. (2010) *2020 Vision for Earthquake Engineering Research: Report on an Openspace Technology Workshop on the Future of Earthquake Engineering*.
3. Dyke, S.J. et al. (2012) Community Workshop: 2020 Vision for Earthquake Engineering Research in the USA. *Proceedings of 15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE)*, 1582.
4. Hambleton, J.P., Makhnenko, R., and Budge, A.S. (2020) *Geo-Congress 2020: Geotechnical Earthquake Engineering and Special Topics*. In American Society of Civil Engineers Reston, VA.
5. Garlock, M.M., Ricles, J.M., and Sause, R. (2005) Experimental studies of full-scale posttensioned steel connections. *Journal of Structural Engineering*, 131(3), 438-48.
6. Christopoulos, C., Filiatrault, A., Uang, C.-M., and Folz, B. (2002) Posttensioned energy dissipating connections for moment-resisting steel frames. *Journal of Structural Engineering* 128(9), 1111-20.

Structures, 16(5), 491-506.

18. Dong, H. et al. (2017) Performance of an innovative self-centering buckling restrained brace for mitigating seismic responses of bridge structures with double-column piers. *Engineering Structures*, 148, 47-62.
19. Xie, Q., Zhou, Z., and Meng, S.-P. (2020) Behaviour of BFRP tendon systems under cyclic loading and its influence on the dual-tube SC-BRB hysteretic performance. *Construction and Building Materials*, 259, 120388.
20. Ghowsi, A.F. and Sahoo, D.R. (2020) Near-field earthquake performance of SC-BRBs with optimal design parameters of SMA. *Journal of Constructional Steel Research*, 175, 106321.
21. Zhou, Z. et al. (2015) Experimental investigation of the hysteretic performance of dual-tube self-centering buckling-restrained braces with composite tendons. *Journal of Composites for Construction*, 19(6), 4015011.
22. Miller, D.J., Fahnestock, L.A., and Eatherton, M.R. (2012) Development and experimental validation of a nickel-titanium shape memory alloy self-centering buckling-restrained brace. *Engineering Structures*, 40, 288-98.

واژه‌نامه

Self-Centering Buckling-Restrained Brace (SC-BRB)	۱- مهاربند کمانش‌ناپذیر با قابلیت برگشت به موقعیت اولیه
Buckling-Restrained Brace (BRB)	۲- مهاربندهای کمانش‌ناپذیر
Basalt Fiber Reinforced Polymer (BFRP)	۳- الیاف پلیمری مقاوم‌شده با بازالت
Record Sequence Number (RSN)	۴- ثبت رویداد زلزله
Static General	۵- تحلیل استاتیکی
Dynamic Implicit	۶- تحلیل دینامیکی ضمنی

چکیده

هنگامی که سازه‌ها تحت بارهای متوسط تا شدید محیطی آسیب می‌بینند، مشخصات فیزیکی آنها مانند سختی، میرایی و در نتیجه شکل مودهای ارتعاشی آنها تغییر می‌نماید. تقریباً همه روش‌های عددی موجود برای شناسایی آسیب سازه‌ها از مؤلفه‌های انتقالی شکل مودی برای برآورد آسیب استفاده می‌نمایند. در این مقاله با استفاده از مؤلفه‌های انتقالی و دورانی اشکال مودی و تعریف توابع هدف مختلف بر این اساس، به شناسایی آسیب پرداخته شده است. به این منظور، یک الگوریتم به‌روزرسانی اتوماتیک تکرار شونده در نرم‌افزار MATLAB ایجاد شده که از نرم‌افزار OpenSees به‌عنوان موتور تحلیل اجزای محدود استفاده می‌کند. جهت ارزیابی عملکرد روش پیشنهادی، دو سازه فلزی با قاب خمشی و مهاربندی برای سه سناریوی مختلف آسیب آنالیز گردیدند. برداشت داده‌ها به سه صورت مؤلفه‌های انتقالی شکل مودی، مؤلفه‌های دورانی و کل مؤلفه‌های شکل مودی انجام گرفته است. تفاضل فرکانس‌های طبیعی و اشکال مودی، معیار ارزیابی شاخص مودی و ماتریس نرمی به‌عنوان توابع هدف مورد استفاده قرار گرفتند. نتایج تحلیل‌های گسترده نشان می‌دهد که استفاده از مؤلفه‌های دورانی در تعیین دقیق موقعیت و شدت آسیب‌ها تأثیر به‌سزایی دارد. همچنین بررسی نتایج تحلیل حاکی از کارآمدی روش در شناسایی آسیب حتی با داده‌های آغشته به نوفه می‌باشد.

واژگان کلیدی: روش به‌روزرسانی، بهینه‌سازی تکرار شونده، روش شناسایی آسیب، درجات آزادی انتقالی، درجات آزادی دورانی.

تأثیر مؤلفه‌های دورانی شکل‌های مودی در شناسایی آسیب سازه‌های سه‌بعدی

زهرا تورنگ

دانشجوی دکتری، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه
بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

امید بهار (نویسنده مسئول)

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

۱- مقدمه و تاریخچه تحقیقات

فیزیکی سازه می‌گردد که بر رفتار دینامیکی آن تأثیرگذار است؛ بنابراین، روش‌های زیادی بر پایه ارتعاش برای شناسایی آسیب در ادبیات فنی ارائه گردیده که قابلیت شناسایی آسیب با سرعت و هزینه مناسب را دارند. برخی از این روش‌ها بر پایه یافتن میزان حداقل یک تابع هدف یا خطا بنا نهاده شده که این تابع اختلاف بین مقادیر داده‌های ارتعاشی حاصل از آزمایش‌های مودال و نتایج تحلیلی را بیان می‌کند.

طی دو دهه اخیر به‌طور گسترده‌ای از داده‌های ارتعاشی و مودال جهت شناسایی، تعیین محل و شدت آسیب در سازه‌ها استفاده شده است.

ارزیابی آسیب‌های سازه‌ای و پایش سلامت در دهه‌های اخیر گسترش قابل توجهی یافته است. شناسایی آسیب وارد بر یک سازه تحت بارهای عملکردی، بار ضربه، زلزله، فرسایش یا اتفاق‌های دیگر در سازه، می‌تواند اطلاعات ارزشمندی در خصوص شرایط سازه‌ای و عملکردی آن فراهم کند. روش‌های سنتی تعیین آسیب، چه روش‌های موضعی تجربی و چه روش‌های چشمی، نیاز به این دارند که اطراف محل آسیب شناخته شده و قابل رؤیت باشد که این در سازه‌های پیچیده غیرممکن است. لذا، وجود روش‌های کاربردی بدون نیاز به تخریب در این گونه سازه‌ها ضروری می‌باشد. پر واضح است که وجود آسیب موجب تغییر در مشخصات

هدف دیگر می‌توان به روش معرفی شده توسط قدرتی و همکاران [۲۱] اشاره نمود. آنها با استفاده از مؤلفه‌های قطری و یادقطری ماتریس نرمی کلی سازه آسیب‌دیده و مدل تحلیلی به‌خوبی توانستند سازه‌های موجود را به‌روزرسانی نمایند. سلطانی و صباهر [۲۲] از اختلاف انحنای مودی برای تشخیص آسیب در سازه بتنی با دیوار برشی استفاده کردند و نتایج تحقیقات آنها نشان داد که این فاکتور برای تشخیص آسیب‌های بزرگ خیلی خوب عمل می‌کند اما در شناسایی آسیب‌های ضعیف مؤثر نیست.

قنادی و همکاران [۲۳] در سال ۲۰۲۰ مطالعاتی روی شناسایی آسیب در سازه‌ها انجام دادند که به مقایسه دو تابع هدف معیار ارزیابی شاخص مودی و یک تابع دیگر که ترکیبی از معیار ارزیابی شاخص مودی و بسامد زاویه‌ای^۲ بود پرداختند. همچنین دقت نتایج سه روش بهینه‌ساز چندرسانه‌ای^۳، الگوریتم سینوسی کسینوسی^۴ و بهینه‌سازی هریس هواک^۵ را ارزیابی نمودند. ایشان با بررسی دو مدل مطالعاتی و نمونه آزمایشگاهی یک قاب برشی سه‌طبقه نشان دادند که استفاده از تابع هدف ترکیبی معیار ارزیابی شاخص مودی و بسامد زاویه‌ای به همراه الگوریتم بهینه‌سازی چندرسانه‌ای در بین روش‌های مقایسه شده، منجر به نتایج دقیق‌تری در شناسایی آسیب گردیده و خطای کمتری در تشخیص المان‌های سالم داشته است.

احمدی ندوشن و همکاران [۲۴] در سال ۲۰۲۰ طی مقاله‌ای یک روش برای تشخیص آسیب ارائه کردند که با تعریف یک شاخص آسیب متشکل از انرژی کرنشی مودال المان‌ها و اعضای قطری ماتریس نرمی سازه و به کمک الگوریتم بهبودیافته بهینه‌سازی مبتنی بر یادگیری المان‌های آسیب‌دیده و میزان آسیب آنها را شناسایی می‌نماید. آنها با مطالعه مثال‌های عددی عملکرد این روش را با الگوریتم بهینه‌سازی مبتنی بر یادگیری مقایسه نمودند که نتایج حاکی از دقت کافی روش بهبود یافته پیشنهادی ایشان بود.

گومز و همکاران [۲۵] در سال ۲۰۲۰ طی مطالعاتی به شناسایی آسیب در سازه‌های صفحه‌ای پرداختند. در این تحقیق با استفاده از مشخصه‌های مودال سازه و به کارگیری الگوریتم بهبودیافته گل

روش‌های مختلف بر اساس تعریف تابع هدفشان، پارامترهای مودال مختلفی را به کار گرفتند. برخی از آنها مانند روش‌های ارائه شده توسط ونگ و همکاران [۱]، اسماعیل و همکاران [۲]-۴، فیاح و همکاران [۵]، صرفاً بر روی تغییرات فرکانس‌های طبیعی تکیه کرده‌اند، درحالی‌که توابع هدف به کار گرفته شده در تحقیقات رحمان و همکاران [۶-۱۰] و اسماعیل و همکاران [۱۱] به اطلاعات مودی دیگر، مانند اشکال مودی، میرایی و غیره نیاز دارند. از بین روش‌های موجود در ادبیات فنی می‌توان به روش‌های بر پایه معیار ارزیابی مشخصه مودی^۱ [۱۲]، انرژی کرنشی مودی [۱۳]، تجزیه انرژی کرنشی مودی [۱۴-۱۵] و ماتریس نرمی دینامیکی نیز اشاره کرد.

در واقع، روش ماتریس نرمی بر این اساس بنا نهاده شده که یک عضو آسیب‌دیده نرمی درجات آزادی وابسته به خود را تغییر می‌دهد. پندی و بیسواس [۱۶] در سال ۱۹۶۴ یک روش برای شناسایی و تعیین محل آسیب بر اساس تغییرات نرمی مودال سازه ارائه کردند. نتایج بررسی‌های تجربی و عددی آنها نشان داد که این روش قادر است با استفاده از چند مود اول سازه موقعیت آسیب را به‌خوبی شناسایی کند. آنها ثابت نمودند که استفاده از نرمی مودال که فرکانس‌های طبیعی و اشکال مودی را هم‌زمان با هم به کار می‌گیرد از کارایی بیشتری نسبت به روش‌هایی که فقط از یکی از این دو مشخصه استفاده می‌کنند، برخوردار است. یان [۱۷] و جایشیا [۱۸] نیز در تحقیقات خود عملکرد ماتریس نرمی و سختی مودال را در شناسایی آسیب سازه‌ها بسیار مؤثر یافتند.

در تحقیقی دیگر، نجفی و همکاران [۱۹] تلاش کردند با استفاده از انحنای ماتریس نرمی مودال آسیب المان‌های تیر را تشخیص دهند و نتایج تحقیقات آنها نشان داد که این مشخصه معیار خوبی در شناسایی آسیب می‌باشد. در یک مطالعه گسترده الکایم و همکاران [۲۰] توابع هدف مختلفی را برای مقایسه مشخصات دینامیکی مدل تحلیلی و سازه آزمایشی ارائه کردند و با آنالیز اجزای محدود و استفاده از الگوریتم‌های بهینه‌سازی مختلف سازه‌های آسیب‌دیده را به‌روزرسانی نمودند و با بررسی یک نمونه آزمایشی، مؤثر بودن روش خود را نشان دادند. به‌عنوان یک تابع

قاب‌های سه‌بعدی مورد بررسی قرار گرفته است. در این راستا یک برنامه اتوماتیک به‌روزرسانی سازه که به روش تکرارشونده عمل می‌کند در فضای نرم‌افزار MATLAB ایجاد گردید که از نرم‌افزار اجزای محدود OpenSees برای تحلیل سازه، بهره می‌گیرد. به منظور شناسایی آسیب در این تحقیق توابع هدف مختلفی مورد استفاده قرار گرفتند که در تعریف آنها شکل‌های مودی تجربی و تحلیلی به کار گرفته شده است. این توابع ترکیبی از معیار ارزیابی مودی، تفاضل اشکال مودی، تفاضل ماتریس نرمی مودال و تفاضل فرکانس‌های طبیعی سازه آسیب‌دیده موجود و مدل تحلیلی می‌باشند. برای بررسی عملکرد هر دسته از مؤلفه‌های مودی در به‌روزرسانی مدل سه روش داده‌برداری مختلف شامل: الف) مؤلفه‌های انتقالی اشکال مودی، ب) مؤلفه‌های دورانی اشکال مودی و پ) تمامی مؤلفه‌های مودی در درجات آزادی سازه در نظر گرفته شده است. تحلیل‌های عددی بر روی دو قاب فولادی انجام گردید که یکی قاب سه‌بعدی خمشی و دیگری قاب سه‌بعدی دارای مهاربند می‌باشد و برای هر یک از قاب‌ها سه سناریوی آسیب تعریف شده است که در آنها آسیب به‌صورت درصد کاهش سختی المان‌ها مشخص می‌گردد. در ادامه مقاله روش به‌کار گرفته شده تشریح و نتایج تحلیل‌ها ارائه شده است.

۲- برنامه به‌روزرسانی مدل

به‌منظور تحلیل سازه‌ها و به‌روزرسانی مدل، یک روش تکرار شونده خودکار در نرم‌افزار MATLAB برنامه‌نویسی شده که از نرم‌افزار OpenSees به‌عنوان موتور تحلیلی اجزای محدود خود استفاده می‌کند. این برنامه داده‌های تجربی را که همان مقادیر شکل مودهای اندازه‌گیری شده از سازه آسیب‌دیده و فرکانس‌های طبیعی آن در سناریوی آسیب مورد نظر هستند، به‌عنوان ورودی دریافت می‌کند. روند شناسایی المان آسیب‌دیده و شدت آسیب در این برنامه به نحوی است که در ابتدا سازه سالم با توجه به نقشه‌های عین ساخت ساختمان موجود، در نرم‌افزار اجزای محدود مدل می‌گردد به صورتی که ضرایب سختی المان‌ها قابل تغییر باشد. در هر گام از تحلیل، شکل‌های مودی و فرکانس‌های طبیعی سازه

آفتابگردان آسیب‌های صفحات به‌خوبی شناسایی گردید و نشان دادند که این الگوریتم در شناسایی آسیب از الگوریتم ژنتیک متداول دقیق‌تر و کارآمدتر است. رضوی و حدادی [۲۶] در سال ۲۰۲۰ جهت یافتن آسیب در سازه‌های بزرگ با پیچیدگی‌های هندسی از آنالیز اجزای محدود بر پایه حساسیت استفاده کردند. در تحقیق مذکور دو مدل تحلیلی شامل یک شبکه دولایه مسطح و یک گنبد دولایه بررسی گردید. ایشان تابع هدف را با داده‌های پاسخ شتاب تعریف نمودند که نتایج حاکی از مؤثر بودن روش در شناسایی آسیب بود. گوناییدین و همکاران [۲۷] در سال ۲۰۱۸ با مطالعه عددی و آزمایش بر روی یک قاب دو طبقه بتنی با مقیاس یک‌دوم، تأثیر مثبت به‌روزرسانی مدل را روی تحلیل لرزه‌ای و تعیین مشخصات دینامیکی سازه مانند شکل‌های مودی، فرکانس‌های طبیعی و میرایی نشان دادند. آنها در تحلیل‌های خود از داده‌های مربوط به ارتعاش محیطی استفاده کردند. چالیور و همکاران [۲۸] در سال ۲۰۲۰ یک روش پایش سلامت به نام سیستم پایش پذیرش امیدانس بی‌سیم^۶ ارائه نمودند که می‌تواند با اندازه‌گیری پاسخ فرکانسی یک سازه نشانه‌های اولیه آسیب مانند ترک‌های بتن یا تسلیم فولاد را تشخیص دهد.

مرور ادبیات فنی و بررسی نتایج تحقیقات مذکور، حاکی از مؤثر بودن استفاده از اطلاعات مودی در تشخیص سازه‌ها می‌باشد. در حالت کلی، بردارهای شکل مودی در سازه‌ها شامل مؤلفه‌های دورانی و انتقالی در درجات آزادی سازه می‌باشند. با توجه به اینکه اندازه‌گیری مؤلفه‌های شکل مودی در درجات آزادی دورانی تقریباً غیرممکن می‌باشد، در اکثر تحقیقات انجام شده فقط از مؤلفه‌های انتقالی شکل مود در تشکیل توابع هدف استفاده شده است. البته رثوفی و بهار [۲۹] در سال ۲۰۱۳ با استفاده از تبدیل موجک به شناسایی موقعیت آسیب در سازه‌ها پرداختند. آنها در تحلیل‌های خود از مؤلفه دورانی شکل مود در گره‌ها استفاده نمودند، لیکن در آن تحقیق فقط قاب‌های دو بعدی بررسی گردید.

در این تحقیق تأثیر مؤلفه‌های دورانی شکل مود در افزایش کارایی روش‌های به‌روزرسانی و تدقیق موقعیت و میزان آسیب در

مدل سازه‌ای است. معادلاتی که باید کمینه گردند، توابع هدف‌اند که در بخش‌های بعدی به‌طور کامل تشریح می‌گردند. در این مسئله بهینه‌سازی با مجموعه غیرخطی از توابع هدف $F_i(x)$ روبه‌رو هستیم که هر یک از آنها می‌بایست حداقل گردند. در واقع تابع حداقل مربعاتی که باید کمینه گردد به‌صورت زیر تعریف می‌گردد [۳۰].

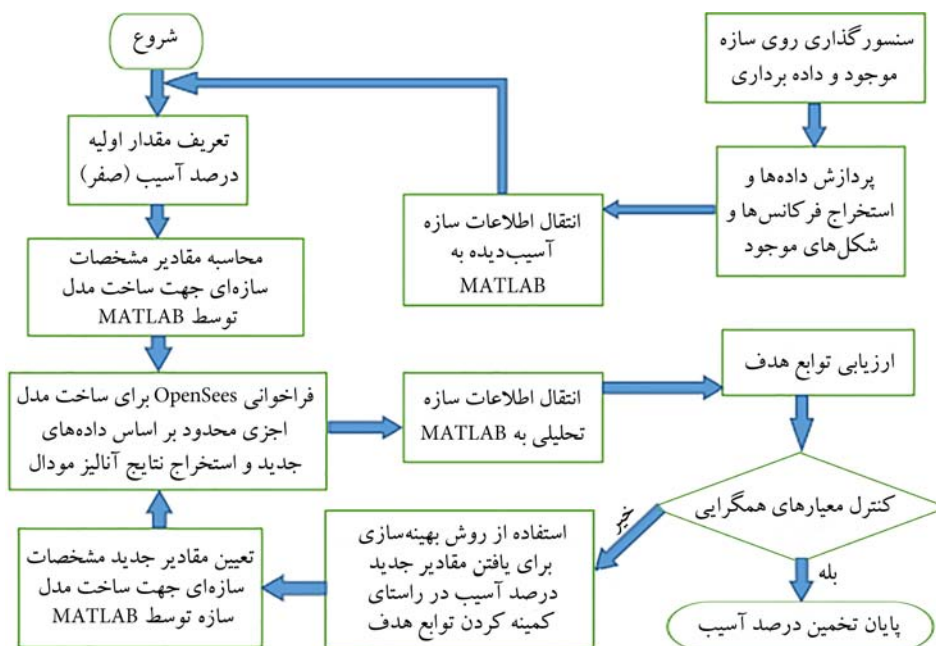
$$F(x) = \begin{Bmatrix} F_1(x) \\ F_2(x) \\ \vdots \\ F_n(x) \end{Bmatrix} \quad (1)$$

$$\min f(x) = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n (F_i(x))^2 \quad (2)$$

در روند تحلیل، توابع هدف که در بخش ۲-۱ به تفصیل شرح داده شده است، با استفاده از روش حداقل مربعات غیرخطی^۷ در نرم‌افزار MATLAB بهینه‌سازی می‌گردند. در هر گام از برنامه برای انتخاب مختصات نقطه جدید که در مطالعه حاضر همان ضرایب سختی المان‌ها می‌باشند، از الگوریتم ناحیه امن بازتابنده^۸ استفاده می‌گردد. در این پژوهش برای هر کدام از سازه‌ها سه سناریوی آسیب بررسی شده است. آسیب در کلیه سناریوهای مورد نظر به‌صورت کاهش در میزان سختی المان آسیب‌دیده لحاظ شده که به شکل درصدی از سختی اولیه المان سالم تعریف می‌شود.

محاسبه و برای بررسی توابع هدف به نرم‌افزار MATLAB منتقل می‌گردد. پس از بررسی و کنترل توابع هدف، توسط الگوریتم بهینه‌سازی ضرایب سختی جدیدی تخمین زده می‌شود. در گام بعدی آنالیز، با توجه به ضرایب حاصل از محاسبات نرم‌افزار MATLAB برای سختی المان‌ها، مدل سازه‌ای در نرم‌افزار اجزای محدود به‌روزرسانی می‌گردد، در واقع یک مدل سازه‌ای جدید با ضرایب جدید محاسبه شده برای سختی ساخته می‌شود. پس از تحلیل و استخراج اطلاعات مودی توابع هدف مورد نظر مجدداً محاسبه و بررسی می‌گردند. تکرار تحلیل‌ها تا زمانی ادامه می‌یابد که معیارهای همگرایی تعریف شده برای توابع هدف ارضا شوند. جهت شفافیت موضوع، روند کار برنامه شناسایی آسیب در قالب یک فلوچارت در شکل (۱) ارائه گردیده است.

روش‌های بهینه‌سازی بسیاری وجود دارند که به‌طور گسترده در مهندسی مورد استفاده قرار گرفته‌اند، یکی از آنها که برای مهندسی سازه و به‌روزرسانی مدل مناسب است روش حداقل مجموع مربعات غیرخطی می‌باشد. این روش یکی از روش‌های متداول در حل مسائلی است که در آنها تعداد معادلات بیش از مجهولات می‌باشد. از آنجایی که در این تحقیق درصد آسیب المان‌ها به‌عنوان مجهول مسئله می‌باشد، در هر مدل تعداد مجهولات برابر با تعداد المان‌های



شکل (۱): فلوچارت نحوه عملکرد برنامه شناسایی آسیب.

داده‌های تجربی نیز یکی از توابع خطای مورد استفاده در به‌روزرسانی سازه‌ها می‌باشند که تابع مربوطه طبق رابطه (۴) محاسبه می‌گردد. در این تابع ϕ_A بردار مودی حاصل از تحلیل و ϕ_E بردار مودی تجربی می‌باشد.

$$EF2 = [\phi_A] - [\phi_E] \quad (4)$$

۲-۱-۳- تابع خطای سوم

معیار ارزیابی شاخص مودی (MAC) نیز یک تابع هدف متداول در شناسایی آسیب می‌باشد که توسط محققان بسیاری مورد استفاده قرار گرفته است. این تابع مقیاسی از سازگاری اشکال مودی تحلیلی و تجربی فراهم می‌کند که برای شکل مود i ام تحلیلی و مود j ام تجربی یا آزمایشی به شکل زیر تعریف می‌شود.

$$MAC(\phi_{Ai}, \phi_{Ej}) = \frac{|\phi_{Ai}^T \cdot \phi_{Ej}|^2}{(\phi_{Ai}^T \cdot \phi_{Ai}) \cdot (\phi_{Ej}^T \cdot \phi_{Ej})} \quad (5)$$

تابع خطای سوم بر اساس معادله (۵) به‌صورت زیر بیان می‌گردد.

$$EF3 = [I] - MAC(\phi_{Ai}, \phi_{Ej}) \quad (6)$$

۲-۱-۴- تابع خطای چهارم

آخرین تابع خطا به‌صورت تفاضل ماتریس‌های نرمی سازه آسیب‌دیده واقعی و تحلیلی به شکل زیر می‌باشد که با استفاده از فرکانس‌های طبیعی و اشکال مودی محاسبه می‌گردد.

$$F4 = ([\phi_A] \times [\Lambda_A]^{-1} \times [\phi_A]^T) - ([\phi_E] \times [\Lambda_E]^{-1} \times [\phi_E]^T) \quad (7)$$

همان‌طور که پیش‌تر بیان شد، بر اساس این چهار تابع خطا سه تابع هدف در این تحقیق تعریف شده که به ترتیب، (۱) به‌عنوان یک معیار متداول (EF1 و EF2)، (۲) استفاده از EF3 و در آخر (۳) تفاضل ماتریس نرمی مودال یا همان EF4 را شامل می‌گردند. در ادامه عملکرد این سه تابع هدف مورد بررسی قرار گرفته است.

۳- بررسی قاب خمشی پنج طبقه فولادی

به‌منظور بررسی عملکرد روش پیشنهادی برای شناسایی آسیب سازه، تحلیل‌های متعددی روی یک سازه قاب خمشی سه‌بعدی پنج طبقه فولادی انجام شده است. این سازه پیش‌تر توسط محققانی

با توجه به اینکه در این مقاله از داده‌های آزمایشگاهی یا اطلاعات جمع‌آوری‌شده از یک سازه واقعی استفاده نگردیده است، سازه‌های آسیب‌دیده بر اساس سناریوهای مورد نظر در نرم‌افزار اجزای محدود مدل شده و اطلاعات مودی استخراج و به‌عنوان داده‌های تجربی مورد استفاده قرار گرفته است.

۲-۱-۲- توابع هدف

توابع هدف در واقع به‌عنوان وسیله‌ای برای اندازه‌گیری تفاضل داده‌های تجربی با پیش‌بینی‌های حاصل از نتایج تحلیل‌های عددی به کار گرفته می‌شوند. در ادبیات فنی انواع مختلفی از توابع هدف مورد استفاده قرار گرفته است. در این مقاله چهار تابع ارزیابی خطا تعریف شده به‌نحوی که در برخی تحلیل‌ها برای تشخیص آسیب، دو تا از این توابع به‌عنوان تابع هدف به حداقل رسانده شده است. داده‌های مورد استفاده در این تحلیل‌ها فرکانس‌های طبیعی و اشکال مودی سازه‌های سه‌بعدی مورد مطالعه هستند و توابع خطای تعریف شده به شرح زیر می‌باشند. شایان‌ذکر است، هرکدام از این توابع به‌صورت بردار یا ماتریسی هستند که هر یک از مؤلفه‌های آنها مانند $f_i(x)$ یک در رابطه (۲) در نظر گرفته می‌شوند و در نهایت $f(x)$ مینیمم می‌گردد.

۲-۱-۱- تابع خطای اول

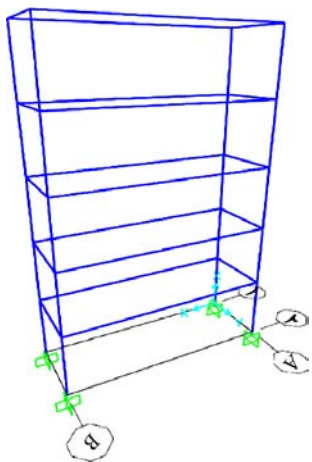
یکی از پرکاربردترین توابع هدف که تقریباً در تمامی روش‌های شناسایی آسیب مورد استفاده قرار گرفته است به‌نحوی تعریف می‌گردد که در آن فرکانس‌های مودی حاصل از آنالیز پیش‌رونده سازه با فرکانس‌های حاصل از آزمایش بر روی سازه‌های آسیب‌دیده مقایسه می‌شوند. اگر Λ_A و Λ_E به ترتیب ماتریس‌های قطری باشند که مجذور بسامد زاویه‌ای مودهای تحلیلی و تجربی عناصر قطری آنها را تشکیل می‌دهند، تابع خطای اول به شکل زیر بیان می‌گردد.

$$EF1 = \frac{([\Lambda_A] - [\Lambda_E])}{[\Lambda_E]} \quad (3)$$

۲-۱-۲- تابع خطای دوم

اختلاف بین مؤلفه‌های اشکال مودی حاصل از تحلیل و

شده که در سناریوی اول آسیب‌های جزئی در المان‌های تیر و ستون ایجاد گردیده، در سناریوی دوم، میزان آسیب‌ها نسبتاً زیاد و فقط در تیرها می‌باشد و در نهایت در سناریوی سوم، ترکیبی از آسیب‌های جزئی و شدید مورد بررسی قرار گرفته است. سناریوهای آسیب مورد نظر بر اساس محورهای قاب نشان داده شده در شکل (۲) و شماره‌های ارائه شده در نمودارهای نتایج، در جداول (۱) الی (۳) ارائه گردیده است. همان‌طور که پیش‌تر اشاره شد، آسیب در این تحقیق به صورت درصد کاهش سختی المان تعریف شده است.



شکل (۲): قاب خمشی پنج طبقه فولادی.

چون ونگ و همکاران در سال ۲۰۰۷، به کمک روشی به نام Cross-Model Cross-Mode و به اختصار CMCM که یک روش مستقیم می‌باشد، مورد به‌روزرسانی قرار گرفته است [۳۱]. در این سازه یک دهانه، طول دهانه در راستای محور x ها ۳ متر و در راستای محور y ها ۱ متر می‌باشد، ارتفاع طبقات نیز برابر با ۱ متر در نظر گرفته شده است. همچنین مدول یانگ (E) برای تمام اعضا 11×10^4 پاسکال است. سطح مقطع و ممان اینرسی اعضای این سازه به ترتیب برابر با $A = 2.825 \times 10^{-3} m^2$ و $I = 2.89 \times 10^{-6} m^4$ می‌باشد. مدول الاستیسیته برشی و ثابت پیچشی نیز برای تمام اعضا به ترتیب برابر با $G = 8.08 \times 10^9 kg/m^2$ و $J = 7.58 m^4$ در نظر گرفته شدند. شکل (۲) تصویر قاب مورد نظر را نشان می‌دهد.

۳-۱- سناریوهای آسیب

در این تحقیق برای شناسایی آسیب در سازه سناریوهایی تعریف شده که با توجه به عدم وجود مدل آزمایشی، در ابتدا یک سازه با این آسیب‌ها در نرم‌افزار OpenSees مدل شده و مشخصات مودی آن به‌عنوان برداشت‌های سازه آسیب‌دیده موجود مورد استفاده قرار گرفته است. تحلیل‌ها برای سه سناریوی مختلف انجام

جدول (۱): سناریوی اول، آسیب‌های جزئی در قاب خمشی پنج طبقه فولادی.

موقعیت المان در شکل (۱)	B1 ستون طبقه اول	A2-B2 تیر طبقه اول	B1 ستون طبقه دوم	B1-B2 تیر طبقه دوم	A1 ستون طبقه سوم	A1-A2 تیر طبقه سوم	B2 ستون طبقه چهارم	A1-B1 تیر طبقه پنجم
شماره المان در نمودارهای نتایج	۲	۶	۱۰	۱۶	۱۷	۲۳	۲۸	۳۷
میزان آسیب (درصد کاهش سختی)	۹	۱۰	۸	۴	۷	۸	۶	۵

جدول (۲): سناریوی دوم، آسیب‌های شدید در قاب خمشی پنج طبقه فولادی.

موقعیت المان در شکل (۱)	A1-B1 تیر طبقه اول	A2-B2 تیر طبقه اول	A1-A2 تیر طبقه دوم	B1-B2 تیر طبقه دوم	A1-A2 تیر طبقه سوم	B1-B2 تیر طبقه سوم	B1-B2 تیر طبقه چهارم	A1-B1 تیر طبقه پنجم
شماره المان در نمودارهای نتایج	۵	۶	۱۵	۱۶	۲۳	۲۴	۳۲	۳۷
میزان آسیب (درصد کاهش سختی)	۳۵	۳۰	۲۵	۲۵	۲۰	۳۵	۲۰	۳۰

جدول (۳): سناریوی سوم، ترکیب آسیب‌های جزئی و شدید در قاب خمشی پنج طبقه فولادی.

موقعیت المان در شکل (۱)	B1 ستون طبقه اول	A1-B1 تیر طبقه اول	B2 ستون طبقه دوم	B1-B2 تیر طبقه دوم	A1 ستون طبقه سوم	B1-B2 تیر طبقه سوم	B2 ستون طبقه چهارم	A1-B1 تیر طبقه پنجم
شماره المان در نمودارهای نتایج	۲	۵	۱۲	۱۶	۱۷	۲۴	۲۸	۳۷
میزان آسیب (درصد کاهش سختی)	۵	۳۵	۱۰	۲۵	۱۵	۲۰	۲۵	۱۵

۲-۳- بررسی نتایج آنالیزها

همان‌طور که در بخش مقدمه ذکر گردید، در این تحقیق سه روش داده‌برداری مختلف بدین شرح مورد بررسی قرار گرفته: الف) مؤلفه‌های انتقالی اشکال مودی، ب) مؤلفه‌های دورانی اشکال مودی و ج) تمامی مؤلفه‌های مودی در کلیه درجات آزادی سازه. شایان‌ذکر است، شکل‌های مودهای استفاده شده در هر سه روش داده‌برداری یکسان است و تفاوت تنها در استفاده از مؤلفه‌های شکل مود در درجات آزادی دورانی یا انتقالی یا هر دو می‌باشد. همچنین سه تابع هدف مختلف مورد بررسی قرار گرفته که در بند ۲-۱ به‌طور مفصل معرفی گردیدند. لذا، با توجه به ترکیب روش‌های داده‌برداری و توابع هدف، برای هر یک از سناریوهای آسیب معرفی شده در بند ۳-۱ تعداد ۹ آنالیز انجام شده که نتایج در ادامه به‌صورت نمودارهای میله‌ای ارائه گردیده است. در این نمودارها محور افقی شماره المان و محور قائم میزان آسیب یا همان کاهش سختی را در روش‌های مختلف داده‌برداری نشان می‌دهد. در این تحلیل‌ها از شکل‌های مودی و فرکانس شش مود اول سازه استفاده گردید که فرکانس‌های هر شش مود برای سازه سالم و آسیب‌دیده تحت سناریوهای مورد نظر در جدول (۴) ارائه گردیده است.

۳-۲-۱- سناریوی آسیب جزئی در قاب خمشی فولادی

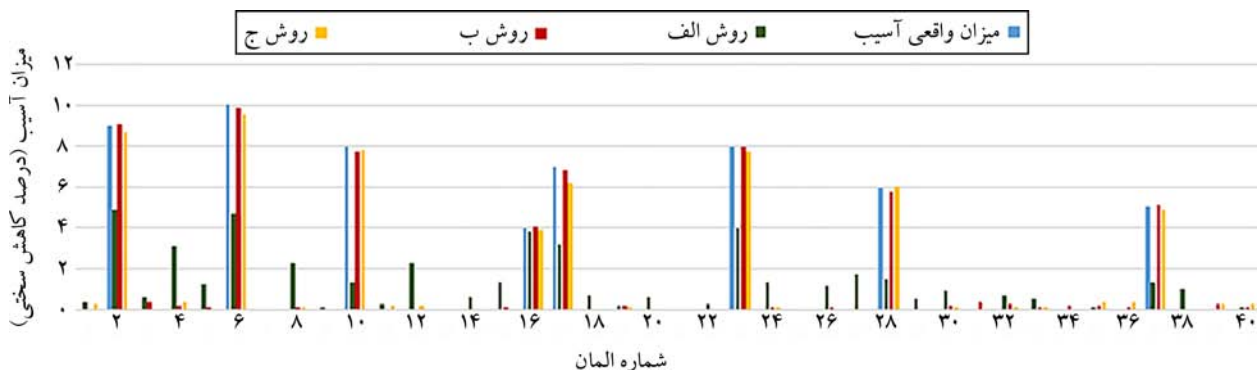
شکل (۳) نتایج شناسایی آسیب در سناریوی آسیب‌های نسبتاً ضعیف با استفاده از تابع هدف اول که همان تفاضل شکل‌های مودی می‌باشد را ارائه می‌نماید. دقت در این چارت نشان می‌دهد که در این سناریو داده‌های انتقالی به‌تنهایی قادر به شناسایی آسیب نیستند،

جدول (۴): فرکانس مودهای قاب خمشی پنج طبقه فولادی.

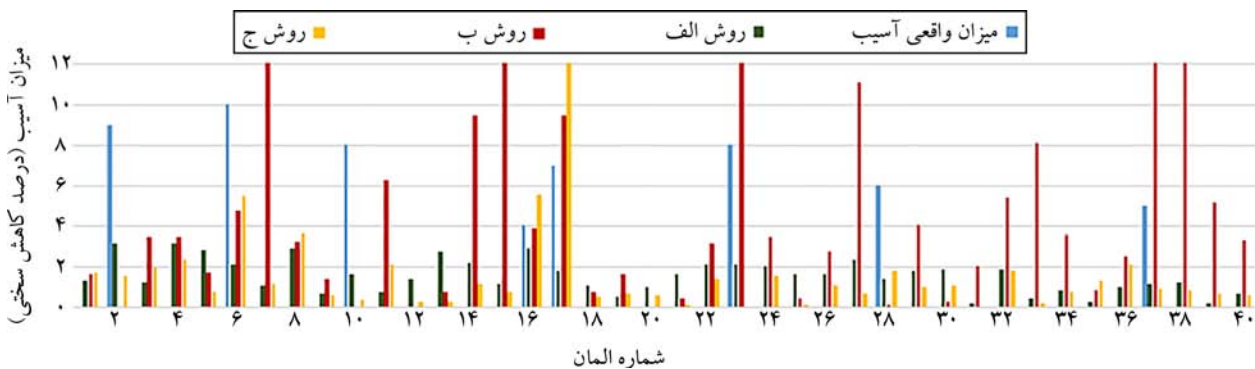
شماره مود	سازه سالم	سناریوی آسیب جزئی	سناریوی آسیب شدید	سناریوی آسیب ترکیبی
۱	۲/۴۵	۲/۴۳	۲/۳۷	۲/۴۲
۲	۲/۷۱	۲/۶۹	۲/۶۰	۲/۶۵
۳	۳/۴۸	۳/۴۴	۳/۲۸	۳/۳۲
۴	۶/۴۲	۶/۴۱	۶/۲۹	۶/۴۰
۵	۸/۴۳	۸/۳۷	۸/۱۸	۸/۲۵
۶	۱۱/۰۴	۱۰/۹۴	۱۰/۶۳	۱۰/۷۷

در برخی موارد به نظر می‌رسد موقعیت آسیب شناسایی شده اما مقدار آن درست نیست. لیکن وقتی داده‌های دورانی به‌تنهایی یا به همراه داده‌های انتقالی مورد استفاده قرار گرفتند، موقعیت و شدت آسیب بسیار دقیق شناسایی می‌گردد و در المان‌های سالم نیز آسیب قابل توجهی گزارش نمی‌شود. در واقع برنامه ارائه شده عملکرد بسیار مناسبی در شناسایی آسیب با تابع هدف تعریف شده بر اساس شکل مودها و با استفاده از داده‌های دورانی دارد.

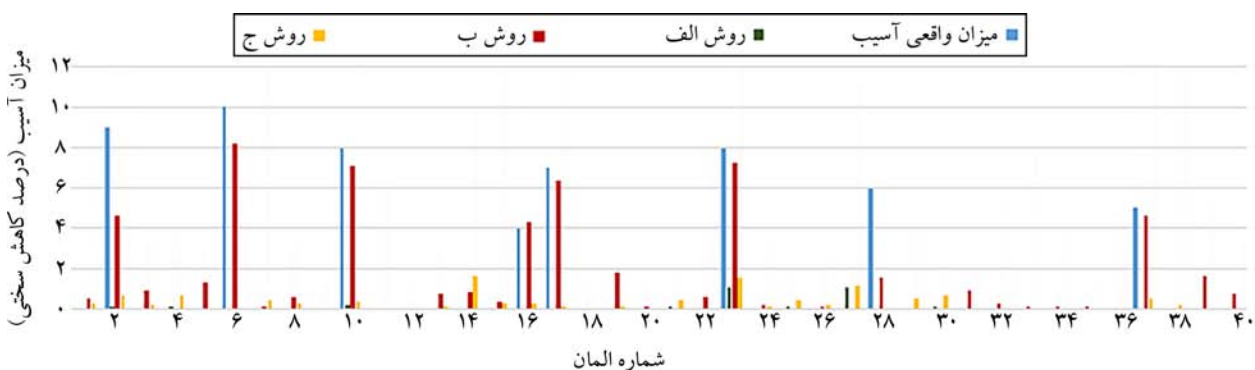
شکل (۴) نتایج تحلیل با تابع هدف دوم را نشان می‌دهد که حاکی از عدم کفایت معیار ارزیابی شاخص مودی در به‌روزرسانی مدل می‌باشد. هنگامی که از تفاضل ماتریس‌های نرمی مودال به‌عنوان تابع هدف استفاده شده استفاده از مؤلفه‌های دورانی به‌تنهایی قادر به شناسایی دقیق محل آسیب گردیده و میزان آسیب در المان شماره ۲ کمتر از میزان واقعی و در المان شماره ۲۸ بیش از آن تخمین زده شده است. لیکن در باقی المان‌ها شدت آسیب گزارش شده تقریباً دقیق می‌باشد. این نتایج به‌خوبی در شکل (۵) قابل مشاهده می‌باشند.



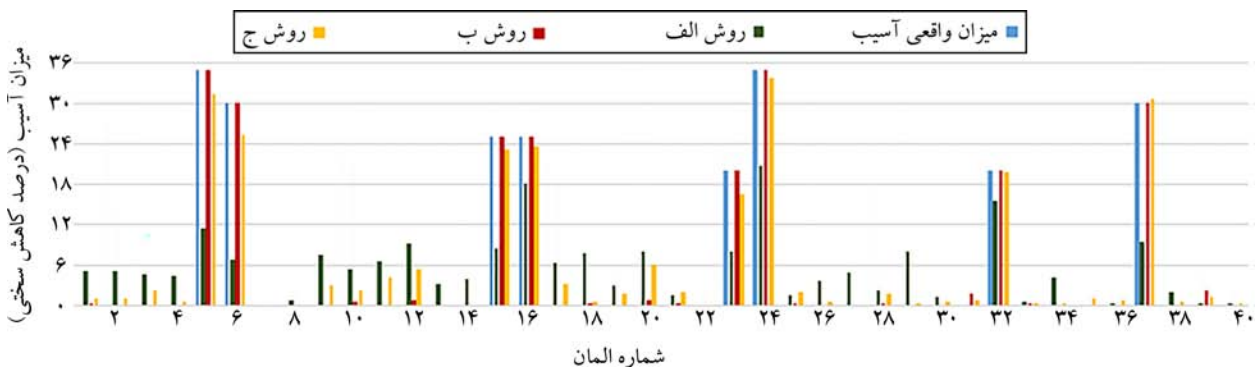
شکل (۳): نتایج شناسایی آسیب قاب خمشی برای سناریوی آسیب اول و تابع هدف اول.



شکل (۴): نتایج شناسایی آسیب قاب خمشی برای سناریوی آسیب اول و تابع هدف دوم.



شکل (۵): نتایج شناسایی آسیب قاب خمشی برای سناریوی آسیب اول و تابع هدف سوم.



شکل (۶): نتایج شناسایی آسیب قاب خمشی برای سناریوی آسیب دوم و تابع هدف اول.

شدت آنها قابل اغماض می‌باشند. درحالی که داده‌های انتقالی گرچه در برخی موارد در تشخیص موقعیت آسیب مؤثر بوده لیکن در برآورد شدت آسیب بسیار ضعیف عمل می‌نمایند و در بسیاری از المان‌های سالم به خطا آسیب گزارش شده است. در این سناریو نیز همان‌طور که در شکل (۷) مشخص است، معیار ارزیابی شاخص مودی در شناسایی آسیب اصلاً موفق نبوده است. استفاده از تفاضل ماتریس نرمی مودال (شکل ۸) نیز زمانی که از داده‌های دورانی به‌تنهایی استفاده شده نتایج بسیار خوبی داشته

۲-۲-۲- سناریوی آسیب شدید در قاب خمشی فولادی

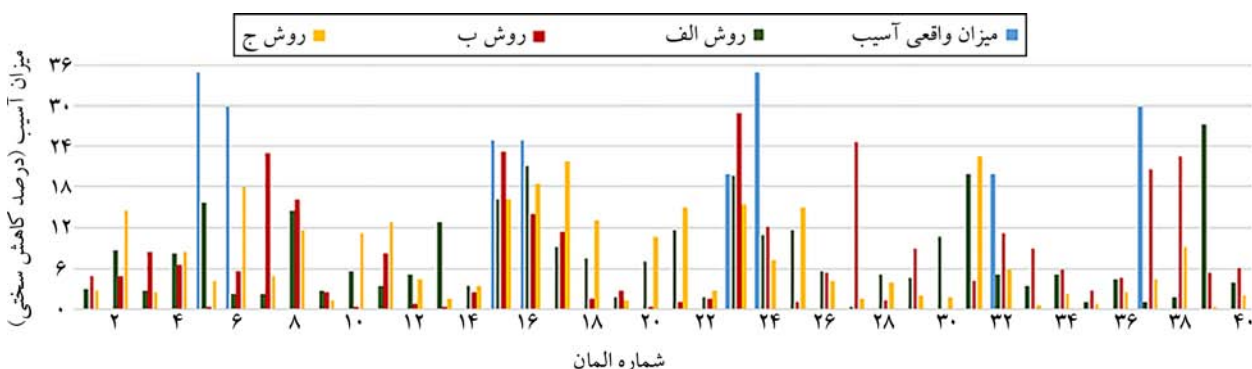
با یک نگاه کلی در شکل (۶) که نتایج شناسایی آسیب مربوط به سناریوی آسیب شدید در مدل با تابع هدف اول را نشان می‌دهد، مشخص می‌گردد که در این سناریو نیز، روش داده‌برداری ب و ج که از اطلاعات مؤلفه‌های دورانی نیز استفاده می‌کنند به‌خوبی محل و شدت آسیب را شناسایی می‌کنند. البته وقتی از کلیه مؤلفه‌های دورانی و انتقالی برای شناسایی آسیب استفاده شده، مقادیری از آسیب در المان‌های سالم گزارش شده که با توجه به کم بودن میزان

المان‌های آسیب‌دیده و شدت آسیب در آنها با دقت قابل ملاحظه‌ای برآورد شده است. همچنین خطای گزارش آسیب در المان‌های سالم بسیار ناچیز است. نتایج ارائه شده در شکل (۱۰) حاکی از این است که تابع هدف دوم در هیچ کدام از روش‌های داده‌برداری شناسایی مناسبی از وضع سازه موجود ارائه ننموده است. با بررسی اطلاعات ارائه شده در شکل (۱۱) می‌توان گفت، موقعیت آسیب‌ها با استفاده از تفاضل ماتریس‌های نرمی مودال شناسایی شده اما در المان‌های شماره ۵، ۱۷ و ۲۸ با مقادیر واقعی اختلاف قابل توجهی دارند.

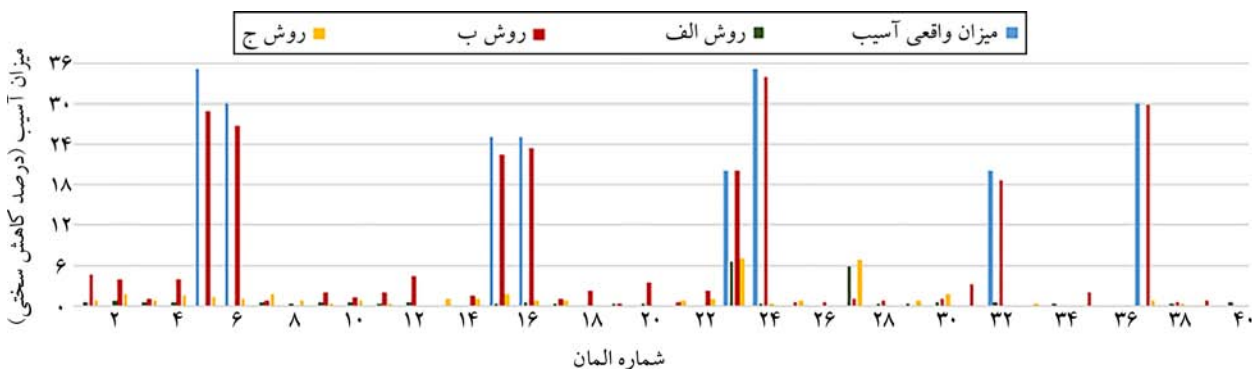
به‌نحوی که به‌جز در مورد سه المان شماره ۵، ۶ و ۱۵ که حدود ۲ تا ۶ درصد تفاوت بین میزان آسیب تخمین زده شده و واقعی وجود دارد در باقی المان‌ها شدت آسیب به‌خوبی تشخیص داده شده است.

۳-۲-۳- سناریوی آسیب ترکیبی در قاب خمشی فولادی

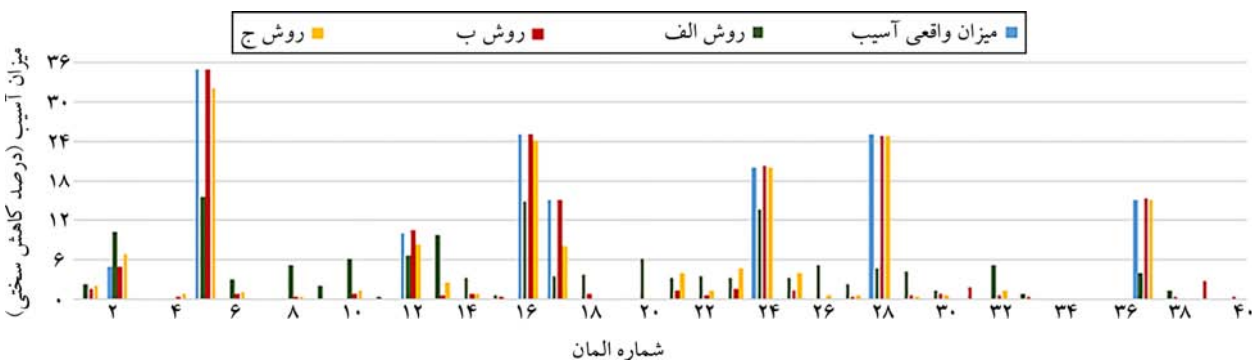
نتایج آنالیزهای مربوط به سناریوی ترکیبی آسیب‌های شدید و ضعیف در نمودارهای شکل‌های (۹) تا (۱۱) ارائه شده است. در این حالت نیز بهترین پاسخ‌ها مربوط به تابع هدف اول و حالتی که با داده‌های دورانی و کل داده‌ها کار شده می‌باشد که موقعیت



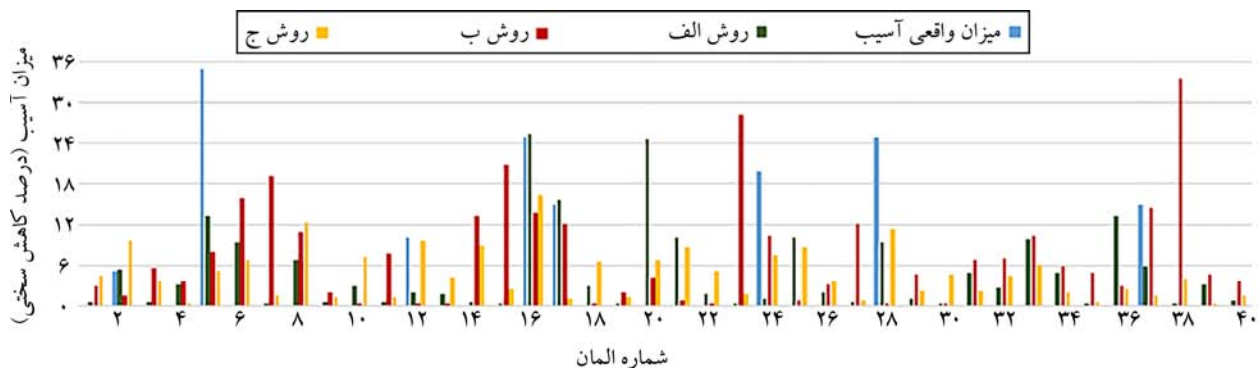
شکل (۷): نتایج شناسایی آسیب قاب خمشی برای سناریوی آسیب دوم و تابع هدف دوم.



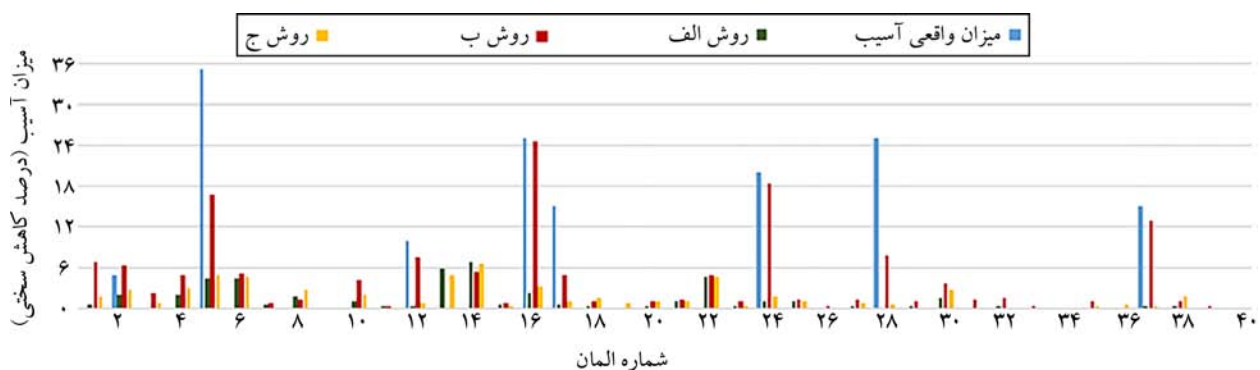
شکل (۸): نتایج شناسایی آسیب قاب خمشی برای سناریوی آسیب دوم و تابع هدف سوم.



شکل (۹): نتایج شناسایی آسیب قاب خمشی برای سناریوی آسیب سوم و تابع هدف اول.

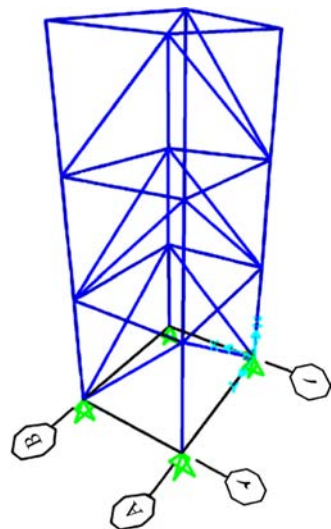


شکل (۱۰): نتایج شناسایی آسیب قاب خمشی برای سناریوی آسیب سوم و تابع هدف دوم.



شکل (۱۱): نتایج شناسایی آسیب قاب خمشی برای سناریوی آسیب سوم و تابع هدف سوم.

سناریوی دوم، میزان آسیب‌ها نسبتاً زیاد می‌باشد و در نهایت در سناریوی سوم، ترکیبی از آسیب‌های جزئی و شدید مورد بررسی قرار گرفته است. سناریوهای آسیب مورد نظر بر اساس محورهای قاب نشان داده شده در شکل (۱۲) و شماره‌های ارائه شده در نمودارهای نتایج، در جداول (۵) الی (۷) ارائه گردیده است.



شکل (۱۲): قاب مهاربندی سه طبقه فولادی.

۴- بررسی قاب مهاربندی سه طبقه فولادی

به منظور بررسی بیشتر عملکرد روش پیشنهادی در شناسایی آسیب، یک قاب سه طبقه فولادی نیز مورد مطالعه قرار گرفته است. این سازه دارای اتصالات تیر به ستون صلب می‌باشد و در هر دهانه یک المان مهاربند مورب نیز وجود دارد. عرض دهانه قاب در راستای محور x ها و y ها ۴ متر و ارتفاع طبقات نیز برابر با ۳ متر در نظر گرفته شده است. همچنین مدول یانگ (E) برای تمام اعضا برابر با 2.1×10^{11} پاسکال است. مقطع المان‌های ستون و تیر به ترتیب IPB 200 و IPE220 می‌باشد و برای مهاربندها از دوپل ناودانی 2UNP 100 به صورت قوطی استفاده شده است. شکل (۱۲) تصویر قاب مورد نظر را نشان می‌دهد.

۴-۱- سناریوهای آسیب

در این سری از آنالیزها نیز همانند قاب خمشی پنج طبقه، سه سناریوی مختلف تعریف شده که در سناریوی اول آسیب‌های جزئی در المان‌های تیر، ستون و مهاربند ایجاد گردیده، در

جدول (۵): سناریوی اول، آسیب‌های جزئی در قاب مهاربندی سه‌طبقه فولادی.

A1-A2 مهاربند طبقه سوم	A1-B1 تیر طبقه سوم	A1-B1 مهاربند طبقه دوم	A2-B2 تیر طبقه دوم	A2 ستون طبقه دوم	B2-A2 مهاربند طبقه اول	B1 ستون طبقه اول	A1-A2 مهاربند طبقه سوم	موقعیت المان در شکل (۱۱)
۳۶	۲۹	۲۱	۱۸	۱۵	۱۱	۲	۳۶	شماره المان در نمودارهای نتایج
۱۰	۸	۸	۶	۵	۱۰	۵	۱۰	میزان آسیب (درصد کاهش سختی)

جدول (۶): سناریوی دوم، آسیب‌های شدید در قاب مهاربندی سه‌طبقه فولادی.

A1-B1 تیر طبقه سوم	B2 ستون طبقه سوم	A1-A2 مهاربند طبقه دوم	A1-B1 تیر طبقه دوم	A1-A2 مهاربند طبقه اول	B2-B1 مهاربند طبقه اول	موقعیت المان در شکل (۱۱)
۲۹	۲۸	۲۴	۱۷	۱۲	۱۰	شماره المان در نمودارهای نتایج
۱۵	۳۰	۳۰	۲۰	۲۵	۲۰	میزان آسیب (درصد کاهش سختی)

جدول (۷): سناریوی سوم، ترکیب آسیب‌های جزئی و شدید در قاب مهاربندی سه‌طبقه فولادی

B2 ستون طبقه سوم	A1 ستون طبقه سوم	A1-B1 مهاربند طبقه دوم	A1-A2 تیر طبقه دوم	A1-A2 مهاربند طبقه اول	B2-A2 مهاربند طبقه اول	A1-B1 مهاربند طبقه اول	A1-B1 تیر طبقه اول	موقعیت المان در شکل (۱۱)
۲۸	۲۵	۲۱	۱۹	۱۲	۱۱	۹	۵	شماره المان در نمودارهای نتایج
۱۵	۵	۱۵	۵	۲۰	۱۵	۱۰	۶	میزان آسیب (درصد کاهش سختی)

۲-۲-۴-۱- سناریوی آسیب جزئی در قاب مهاربندی فولادی

نتایج تحلیل‌های انجام شده برای شناسایی آسیب‌های جزئی در قاب مهاربندی فولادی در شکل‌های (۱۳) الی (۱۵) نمایش داده شده است. در این حالت تابع هدف اول تقریباً با تمامی روش‌های داده‌برداری قادر به شناسایی موقعیت آسیب بوده، لیکن در حالت‌هایی که از داده‌های دورانی استفاده شده، پاسخ‌ها بسیار دقیق است و تقریباً هیچ المان سالمی، آسیب‌دیده گزارش نشده است. تابع هدف MAC در این حالت نیز در کل نتایج مناسبی ارائه نکرده است. نتایج ارائه شده در شکل (۱۵) نشان می‌دهد، تابع هدف سوم با داده‌های دورانی میزان و موقعیت آسیب‌ها را به‌خوبی شناسایی کرده، لیکن در باقی حالات داده‌برداری نتایج مناسب نیستند.

۲-۲-۴-۲- سناریوی آسیب شدید در قاب مهاربندی فولادی

با توجه به شکل‌های (۱۶) تا (۱۸) که نتایج مربوط به شناسایی آسیب در سناریوی آسیب‌های شدید در قاب مهاربندی را ارائه می‌نمایند، مشخص می‌گردد بهترین پاسخ مربوط به تابع هدف اول با داده‌های دورانی می‌باشد که هم موقعیت و هم

۲-۲-۴-۲- بررسی نتایج آنالیزها

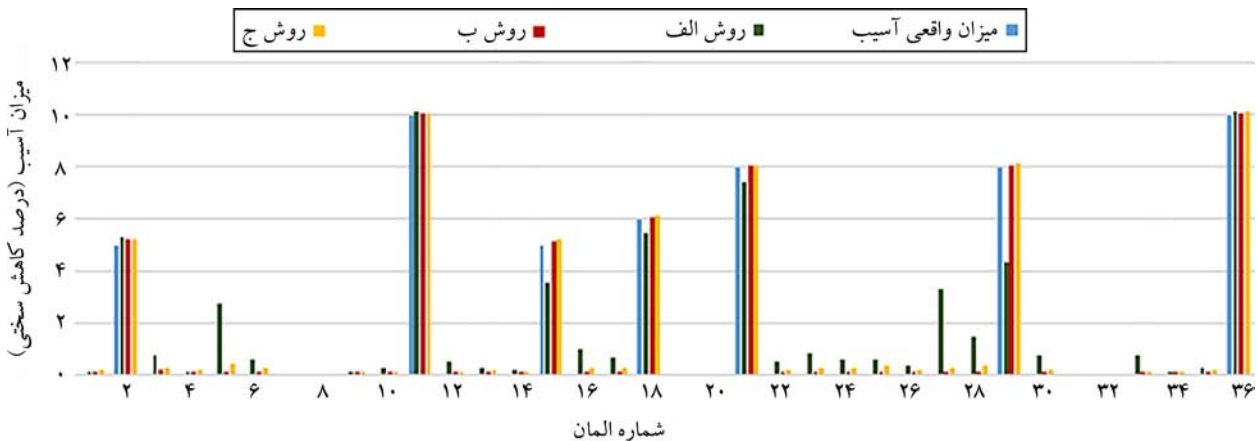
به‌روزرسانی قاب مهاربندی شده مورد نظر برای سه سناریوی تعریف شده توسط برنامه ایجاد شده در نرم‌افزار MATLAB انجام شد که نتایج تحلیل بر اساس سناریوهای آسیب در بخش‌های بعدی ارائه می‌گردد. در این تحلیل‌ها از شکل‌های مودی و فرکانس هشت مود اول سازه استفاده گردید که فرکانس‌های هر هشت مود برای سازه سالم و آسیب‌دیده تحت سناریوهای مورد نظر در جدول (۸) ارائه شده است.

جدول (۸): فرکانس مودهای قاب مهاربندی سه‌طبقه.

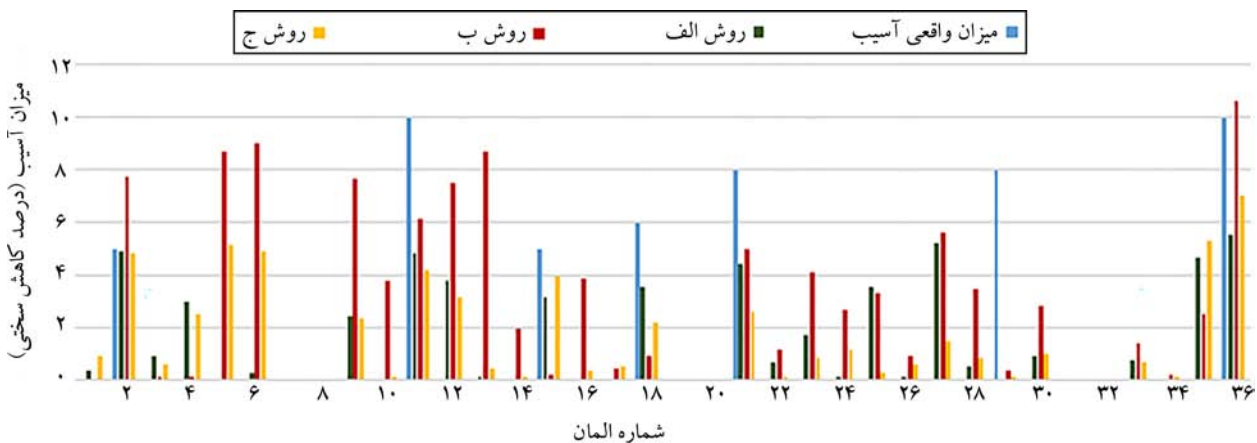
شماره مود	سازه سالم	سناریوی آسیب جزئی	سناریوی آسیب شدید	سناریوی آسیب ترکیبی
۱	۱۱/۴۱	۱۱/۲۹	۹/۷۳	۱۰/۹۸
۲	۱۱/۶۳	۱۱/۵۰	۱۱/۰۲	۱۱/۴۱
۳	۱۳/۱۸	۱۳/۰۶	۱۲/۲۲	۱۲/۸۲
۴	۱۳/۹۳	۱۲/۷۹	۱۳/۰۱	۱۳/۵۹
۵	۳۴/۶۷	۳۴/۲۹	۳۰/۴۸	۳۴/۱۸
۶	۳۶/۳۱	۳۶/۰۰	۳۳/۷۲	۳۶/۰۰
۷	۳۷/۰۵	۳۶/۶۲	۳۶/۲۹	۳۶/۲۳
۸	۴۰/۱۰	۳۹/۶۶	۳۷/۹۸	۳۹/۲۴

نرمی هم با استفاده از مؤلفه‌های دورانی به‌خوبی قادر به شناسایی آسیب بوده است. همانند موارد قبلی در این حالت نیز معیار ارزیابی شاخص مودی در به‌روزرسانی سازه کارایی مناسبی نداشته است.

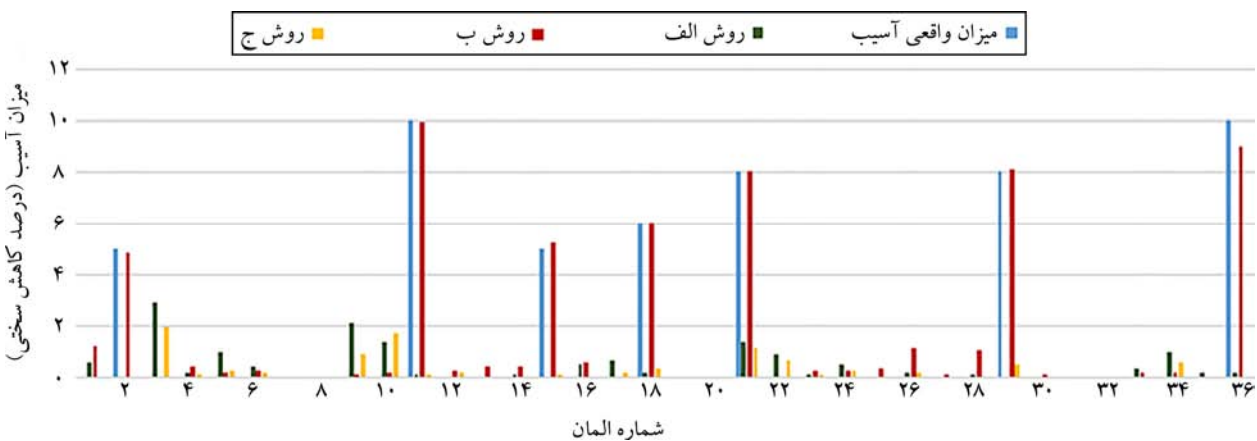
میزان آسیب در اعضای آسیب‌دیده به‌خوبی شناسایی شده و در المان‌های سالم نیز آسیب‌های جزئی گزارش گردیده است. این تابع هدف وقتی از کل مؤلفه‌های مودی استفاده شده نیز نتایج قابل قبولی دارد. در این سناریو تابع هدف متشکل از ماتریس



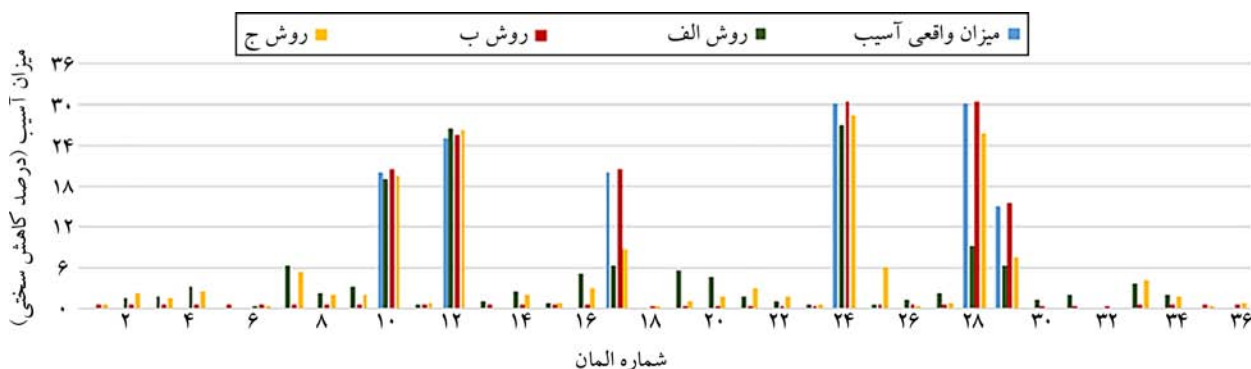
شکل (۱۳): نتایج شناسایی آسیب قاب مهاربندی برای سناریوی آسیب اول و تابع هدف اول.



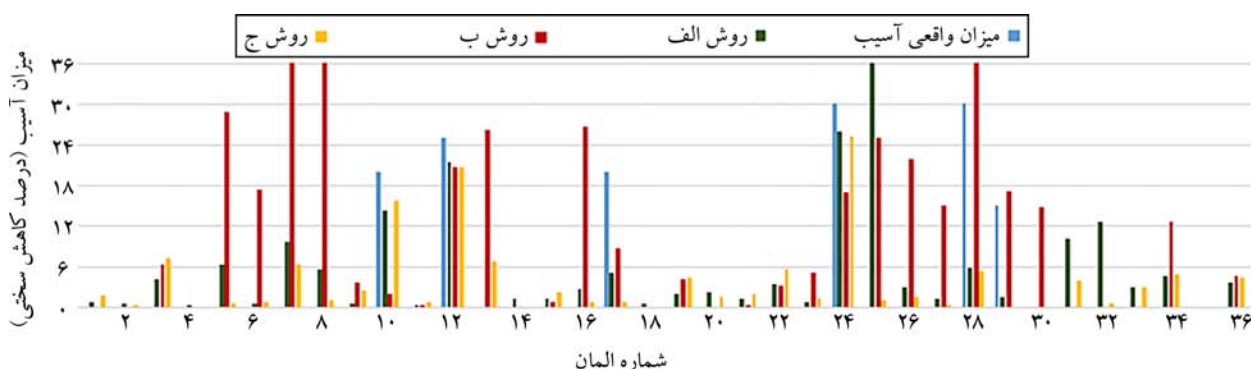
شکل (۱۴): نتایج شناسایی آسیب قاب مهاربندی برای سناریوی آسیب اول و تابع هدف دوم.



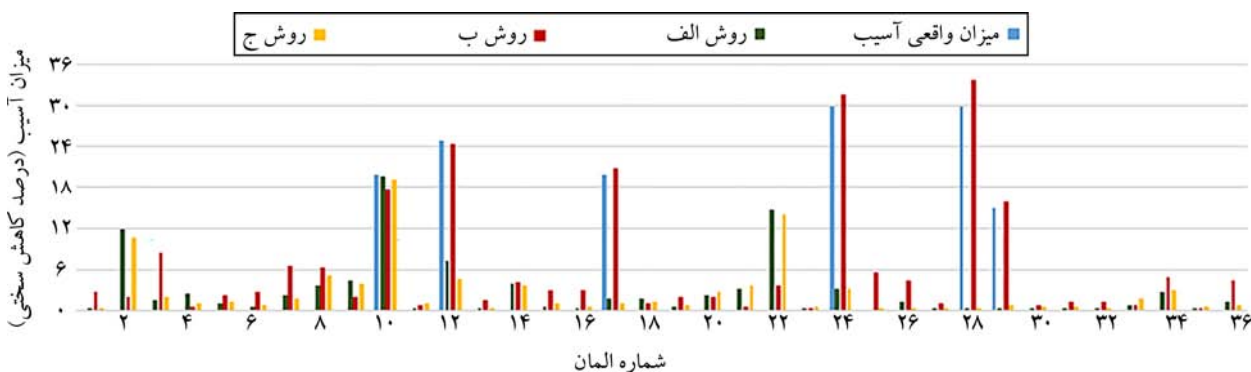
شکل (۱۵): نتایج شناسایی آسیب قاب مهاربندی برای سناریوی آسیب اول و تابع هدف سوم.



شکل (۱۶): نتایج شناسایی آسیب قاب مهاربندی برای سناریوی آسیب دوم و تابع هدف اول.



شکل (۱۷): نتایج شناسایی آسیب قاب مهاربندی برای سناریوی آسیب دوم و تابع هدف دوم.



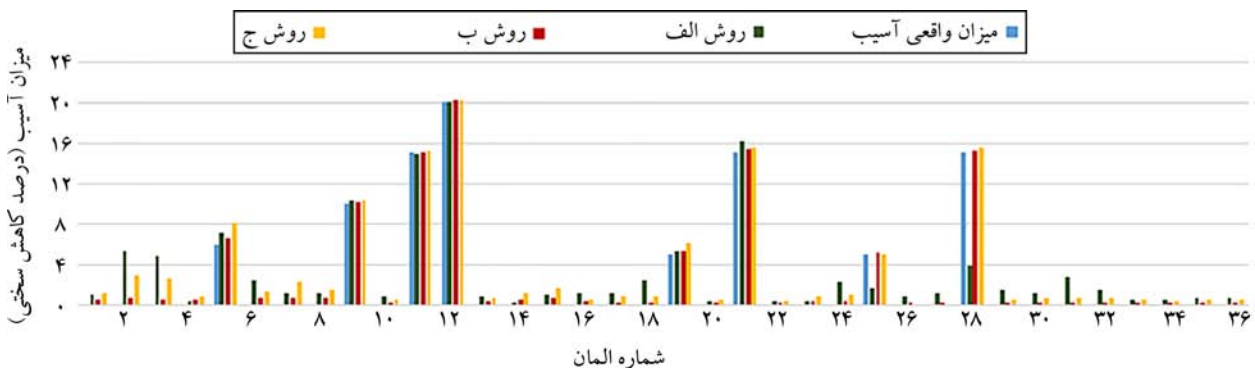
شکل (۱۸): نتایج شناسایی آسیب قاب مهاربندی برای سناریوی آسیب دوم و تابع هدف سوم.

نشده است.

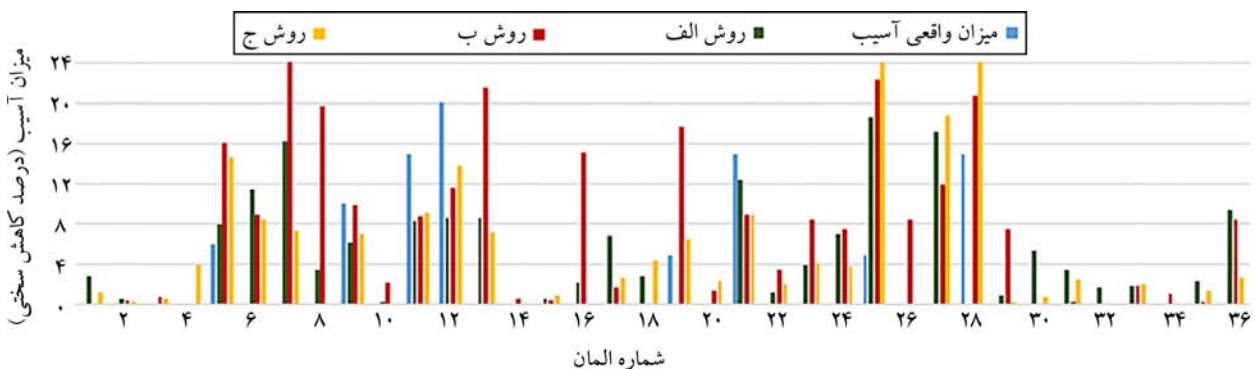
البته در این سناریو، داده‌های انتقالی نیز در شناسایی المان‌های آسیب‌دیده خوب عمل کردند لیکن میزان آسیب گزارش شده در المان‌های شماره ۲۵ و ۲۸ که هر دو در طبقه آخر هستند کمتر از آسیب واقعی می‌باشد. در این سناریو نیز تابع هدف دوم عملکرد خوبی نداشته و تابع هدف سوم با استفاده از مؤلفه‌های دورانی شکل مود با دقت قابل قبولی سازه را به‌روزرسانی کرده است.

۳-۲-۴- سناریوی آسیب ترکیبی در قاب مهاربندی فولادی

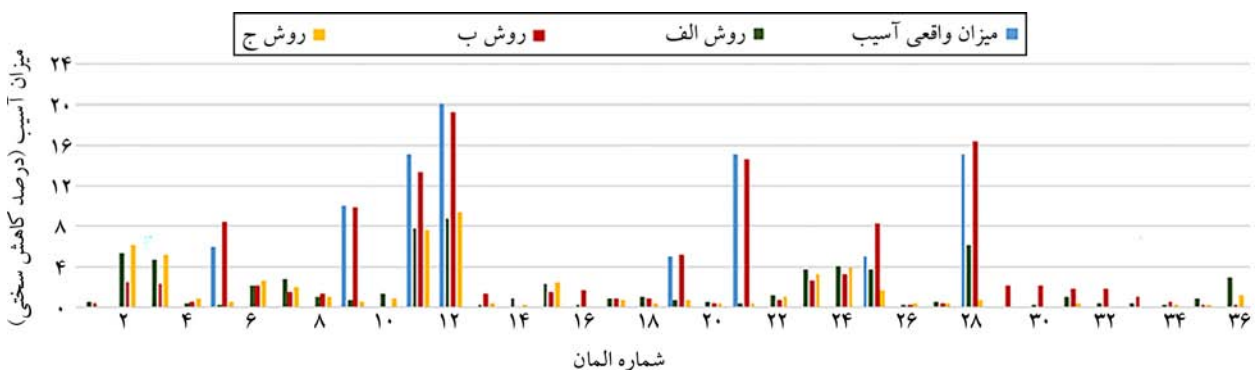
نمودارهای نتایج آنالیزهای شناسایی آسیب‌های ترکیبی در قاب مهاربندی مورد مطالعه در شکل‌های (۱۹) تا (۲۱) ارائه گردیده است. در این حالت تابع هدف یک با روش داده‌برداری ب و ج که از داده‌های دورانی نیز استفاده می‌کند، بهترین پاسخ‌ها را داشته به‌نحوی که موقعیت و میزان آسیب را به‌خوبی شناسایی کرده و در المان‌های سالم تقریباً هیچ آسیبی گزارش



شکل (۱۹): نتایج شناسایی آسیب قاب مهاربندی برای سناریوی آسیب سوم و تابع هدف اول.



شکل (۲۰): نتایج شناسایی آسیب قاب مهاربندی برای سناریوی آسیب سوم و تابع هدف دوم.



شکل (۲۱): نتایج شناسایی آسیب قاب مهاربندی برای سناریوی آسیب سوم و تابع هدف سوم.

۵- بررسی اثر نوفه

خدایاری و بهار [۳۲] در سال ۲۰۱۹ نتایج جالبی حاصل گردید. آنها پاسخ شتاب طبقات را اندازه گیری نموده و به آن سطوح مختلفی از نوفه را وارد نمودند و با استفاده از روش زیرفضای تصادفی^۹ به شناسایی شکل های مودی، فرکانس و ماتریس سختی سازه پرداختند. نتایج حاصله حاکی از دقت بالای روش زیرفضای تصادفی در شناسایی مشخصات سازه بود به نحوی که حتی در نوفه های حدود ۲۰ درصد در داده های برداشت شده، خطای

نظر به اینکه برداشت اطلاعات از سازه های واقعی و استخراج مشخصه های دینامیکی شامل شکل های مودی و فرکانس طبیعی سازه ممکن است با دقت کافی انجام نگیرد، جهت لحاظ نمودن این عدم دقت، در پروژه های تحقیقاتی به داده های تحلیلی نوفه اعمال می نمایند تا داده های اولیه از حالت بسیار دقیق خارج شده و کمی به واقعیت نزدیک گردند. در بررسی های انجام شده توسط

توانمندی روش در شناسایی المان‌های آسیب‌دیده و میزان آسیب آنها با وجود نوفه می‌باشد.

۶- بررسی همگرایی الگوریتم شناسایی آسیب

در توابع بهینه‌سازی همواره لازم است یک سری پارامترهای کنترلی و معیارهای همگرایی برای خاتمه آنالیز تعریف گردد. در روش حداقل مجموع مربعات غیرخطی نیز می‌توان برخی از این فاکتورها را تعریف نمود یا از فرضیات برنامه استفاده کرد. در این تحقیق با توجه به اینکه ضریب سختی المان‌ها متغیر بهینه‌سازی می‌باشد که توسط برنامه مشخص می‌گردد، حد بالایی آن یک (برابر با صد درصد سختی) و حد پایین آن صفر تعریف شده است. در نقطه شروع تحلیل نیز ضریب سختی کل المان‌ها یک فرض شده که معادل سازه سالم می‌باشد. در این روش می‌توان حداکثر تعداد گام‌ها و حداکثر تعداد برآوردهای توابع هدف را تعیین نمود. جهت بررسی همگرایی الگوریتم، یکی از حالات تحلیلی فوق که سناریوی آسیب ترکیبی برای قاب خمشی می‌باشد در نظر گرفته شده است. تابع هدف اول که بر اساس تفاضل شکل مودها تعریف شده برای حالتی که از کل مؤلفه‌های دورانی و انتقالی استفاده می‌شود انتخاب شده است. در این مورد خاص با توجه به شش درجه آزادی در هر یک از بیست گره قاب و لحاظ نمودن شش شکل مود، ۷۲۰ تابع هدف داریم. در شکل (۲۳) مجموع مقادیر این توابع هدف در تعداد دفعات برآورد توابع هدف نشان داده شده است. با یک نگاه کلی مشخص می‌گردد که با افزایش تکرارها، مجموع

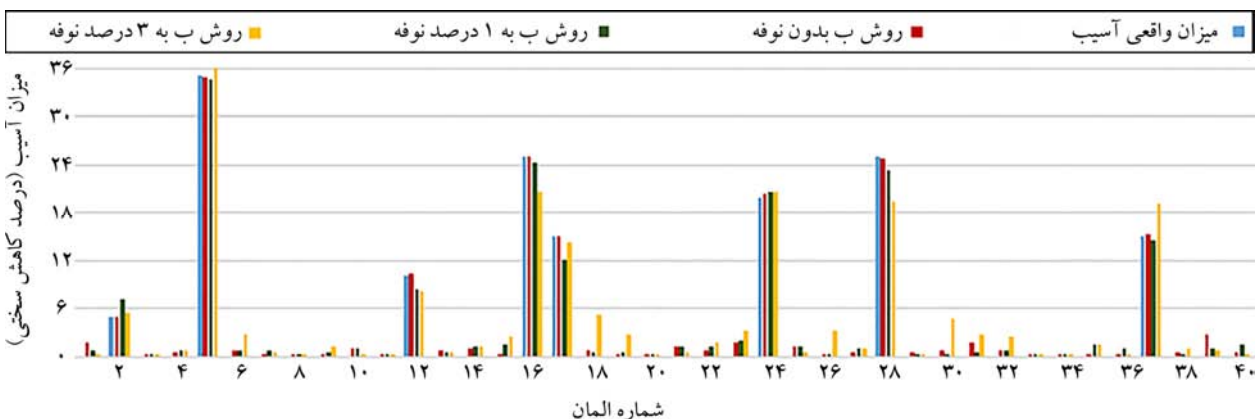
محاسبه فرکانس و شکل مودی حدود یک درصد می‌باشد [۳۲]. در این مقاله برای بررسی اثر نوفه و توانمندی روش پیشنهادی در شناسایی آسیب هنگامی که داده‌ها دقیق نیستند، یکی از حالات بررسی شده در بخش‌های قبلی، مورد مطالعه قرار گرفته است. در این راستا، قاب خمشی پنج طبقه برای سناریوی آسیب ترکیبی آنالیز گردیده و جهت شناسایی آسیب از تابع هدف اول استفاده شده است. روش داده‌برداری ب یا همان برداشت مؤلفه‌های دورانی شکل‌های مودی می‌باشد. نوفه با استفاده از معادله (۸) به شکل‌های مودی و فرکانس‌های سازه اعمال گردیده است.

$$A^n = A \cdot (1 + \partial \cdot R) \quad (8)$$

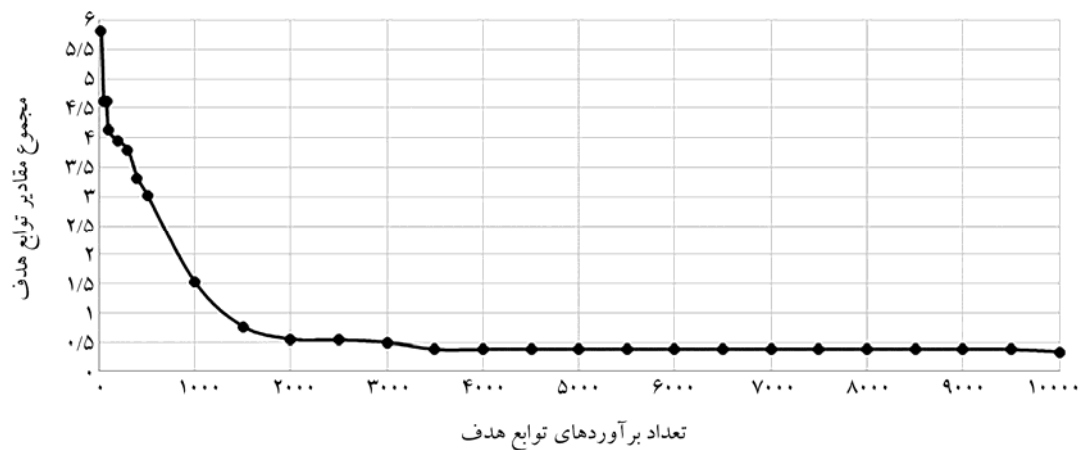
در رابطه (۸)، A می‌تواند هر یک از فرکانس‌های سازه و یا مؤلفه‌های اشکال مودی باشد که A_n نشانگر همان مؤلفه پس از اعمال نوفه است. R یک مقدار رندوم بین منفی یک و یک می‌باشد و ∂ درصد نوفه وارد به داده‌ها را نشان می‌دهد. با توجه به اینکه در برنامه MATLAB عدد تصادفی بین صفر و یک به صورت خودکار با دستور rand تولید می‌شود میزان R از رابطه (۹) به دست آمده است.

$$R = -1 + 2 * \text{rand} \quad (9)$$

با توجه به نتایج تحقیقات خدایاری و بهار [۳۳]، در این تحلیل میزان نوفه برابر با یک و سه درصد لحاظ گردید. در واقع مؤلفه‌های شکل‌های مودی و فرکانس‌های سازه به این نوفه آغشته گردیدند. نتایج شناسایی آسیب با اعمال نوفه و بدون نوفه جهت مقایسه در شکل (۲۲) ارائه گردیده که نشان‌دهنده‌ی



شکل (۲۲): نتایج شناسایی آسیب قاب خمشی برای سناریوی آسیب سوم و تابع هدف اول و اثر نوفه.



شکل (۲۳): بررسی همگرایی الگوریتم شناسایی آسیب.

تعریف شده با استفاده از معیار ارزیابی شاخص مودی در هیچ یک از موارد قادر به شناسایی دقیق موقعیت و میزان آسیب نبوده است.

- استفاده از داده‌های انتقالی به تنهایی در هیچ موردی منجر به شناسایی دقیق محل و میزان آسیب نمی‌گردد و حتی در مواردی که المان‌های آسیب‌دیده تشخیص داده می‌شوند میزان آسیب گزارش شده در المان‌های سالم نیز قابل ملاحظه است.
- به‌طور کلی بررسی تحلیل‌های انجام شده نشان می‌دهد که استفاده از داده‌های دورانی تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر نتایج شناسایی آسیب دارد به نحوی که میزان و موقعیت آسیب با دقت بیشتری مشخص می‌گردد و در المان‌های سالم نیز آسیب بسیار کمی گزارش می‌شود که قابل چشم‌پوشی می‌باشد.
- همچنین برنامه ارائه شده با تابع هدف اول که تفاضل شکل‌های مودی را نشان می‌دهد در همه سناریوها عملکرد خوبی در شناسایی آسیب داشته است.
- همچنین نتایج تحلیل‌های انجام شده روی داده‌هایی که نوفه به آنها وارد شده، حاکی از توانایی روش ارائه شده در شناسایی آسیب حتی با وجود استفاده از داده‌های اولیه غیر دقیق می‌باشند.
- بررسی‌های صورت گرفته روی نتایج تحلیل‌های گسترده، نشان می‌دهد که روش ارائه شده برای شناسایی آسیب با تابع هدف تفاضل شکل‌های مودی از همگرایی بسیار خوبی برخوردار است.
- نظر به اهمیت داده‌های دورانی در شناسایی آسیب و با توجه به اینکه برداشت مؤلفه‌های دورانی شکل مودی از سازه‌های موجود

مقادیر توابع سیر نزولی دارد و در این مورد خاص، از حدود ۳۵۰۰ بار برآورد توابع میزان توابع هدف تغییر خاصی نمی‌کنند و عملاً افزایش تکرارها بیش از این تعداد، تأثیر چندانی ندارد. بدیهی است، کاهش پیوسته مجموع مقادیر توابع هدف نشان‌دهنده همگرایی روش می‌باشد. خاطر نشان می‌سازد، شناسایی آسیب با این الگوریتم برای سازه‌های مورد بررسی کمتر از یک ساعت زمان نیاز دارد. شایان ذکر است در این تحقیق تحلیل‌ها با یک کامپیوتر با پردازشگر Intel (R) Core (TM) i7- 8550U CPP @ 1.8GHz 1.99GHz حافظه اصلی ۱۲ گیگابایت انجام شده است.

۷- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در این مطالعه جهت به‌روزرسانی مدل در سازه‌های سه‌بعدی و شناسایی آسیب یک برنامه اتوماتیک تکرار شونده در فضای نرم‌افزار MATLAB ایجاد گردید که با بهینه‌سازی توابع هدف موقعیت المان‌های آسیب‌دیده و شدت آسیب آنها را تعیین می‌نماید. به‌منظور بررسی تأثیر مؤلفه‌های دورانی شکل‌های مودی در شناسایی آسیب، سه روش داده‌برداری شامل استفاده از داده‌های انتقالی، دورانی و کل مؤلفه‌های دورانی و انتقالی لحاظ گردید. تحلیل‌های متعددی روی دو قاب فولادی با سه سناریوی مختلف آسیب و سه تابع هدف انجام و نتایج زیر حاصل گردید:

- نتایج تحلیل‌های انجام شده حاکی از این است که تابع هدف

9. Rahman, A.G.A., Ismail, Z., Noroozi, S., and Chao, O.Z. (2013) Study of open crack in rotor shaft using changes in frequency response function phase. *International Journal of Damage Mechanics*, **22**(6), 791-807.
10. Rahman, A.G.A., Chao, O.Z., and Ismail, Z. (2011) Enhancement of coherence functions using time signals in Modal Analysis. *Measurement*, **44**(10), 2112-2123.
11. Ismail, Z., Razak, H.A., and Rahman, A.G.A. (2006) Determination of damage location in RC beams using mode shape derivatives. *Engineering Structures*, **28**(11), 1573-1566.
12. Fox, C. (1992) The location of defects in structures-A comparison of the use of natural frequency and mode shape data. in *imac*.
13. Stubbs, N., Kim, J.-T., and Farrar, C. (1995) Field verification of a nondestructive damage localization and severity estimation algorithm, in *Proceedings-SPIE The International Society for Optical Engineering*. SPIE International Society for Optical.
14. Cha, Y.J. and O. Buyukozturk, (2015). *Structural damage detection using modal strain energy and hybrid multiobjective optimization*. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, **30**(5), 347-358.
15. Shi, Z., Law, S., and Zhang, L. (1998) Structural damage localization from modal strain energy change. *Journal of Sound and Vibration*, **21**(5), 825-844.
16. Pandey, A. and Biswas, M. (1994) Damage detection in structures using changes in flexibility. *Journal of Sound and Vibration*, **169**(1), 3-17.
17. Yan, A. and Golinval, J.-C. (2005) Structural damage localization by combining flexibility and stiffness methods. *Engineering Structures*, **27**(12), 1752-1761.
18. Jaishi, B. and Ren, W.-X. (2006) Damage detection by finite element model updating using modal flexibility residual. *Journal of Sound and Vibration*, **290**(1-2), 369-387.
19. Nadjafi, S., Ghodrati Amiri, G., Zare Hosseinzadeh, A., and Seyed Razzaghi, S.A. (2020) An effective

تقریباً امکان‌پذیر نیست، در ادامه تحقیقات باید روش‌های مناسبی برای گسترش داده‌ها و تولید مؤلفه‌های دورانی شکل مودی با استفاده از داده‌های انتقالی برداشت شده ارائه گردد.

مراجع

1. Hwang, H. and C. Kim, (2004) Damage detection in structures using a few frequency response measurements. *Journal of Sound and Vibration*, **270**(1-2), 1-14.
2. Ismail, Z. (2012) Application of residuals from regression of experimental mode shapes to locate multiple crack damage in a simply supported reinforced concrete beam. *Measurement*, **45**(6), 1455-1461.
3. Ismail, Z., Ibrahim, Z., Chao, O.Z., and Rahman, A.G.A. (2012) Approach to reduce the limitations of modal identification in damage detection using limited field data for nondestructive structural health monitoring of a cable-stayed concrete bridge. *Journal of Bridge Engineering*, **17**(6), 867-875.
4. Ismail, Z. and Chao, O.Z. (2012) Honeycomb damage detection in a reinforced concrete beam using frequency mode shape regression. *Measurement*, **45**(5), 950-959.
5. Fayyadh, M., Razak, H.A., and Ismail, Z. (2011) Combined modal parameters-based index for damage identification in a beamlike structure: theoretical development and verification. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, **11**(3), 587-609.
6. Rahman, A.G.A., Ismail, Z., Noroozi, S., and Chao, O.Z. (2014) Enhancement of impact-synchronous modal analysis with number of averages. *Journal of Vibration and Control*, **20**(11), 1645-1655.
7. Chao, O.Z., Rahman, A.G.A., and Ismail, Z. (2012) Determination of damage severity on rotor shaft due to crack using damage index derived from experimental modal data. *Experimental Techniques*, **38**, doi: 10.1111/j.1747-1567.2012.00823.x.
8. Rahman, A.G.A., Chao, O.Z., and Ismail, Z. (2011) Effectiveness of impact-synchronous time averaging in determination of dynamic characteristics of a rotor dynamic system. *Measurement*, **44**(1), 34-45.

- (2018) Ambient vibration based structural evaluation of reinforced concrete building model. *Earthquakes and Structures*, **15**(3), 335-350.
28. Chalioris, C.E., Voutetaki, M.E., and Liolios, A.A. (2020) Structural health monitoring of seismically vulnerable RC frames under lateral cyclic loading. *Earthquakes and Structures*, **19**(1), 29-44.
29. Raufi, F. and Bahar, O. (2012) A new wavelet based-method for damage detection of moment-resisting frame. *Sharif Civil Engineering Journal*, **29**, 127-136 (in persain).
30. Nocedal, J. and Wright, S.J. (1999) *Numerical Optimization*. Springer-Verlag New York, Inc.
31. Hu, S.-L.J., Li, H., and Wang, S. (2007) Cross-model cross-mode method for model updating. *Mechanical Systems and Signal Processing*, **21**(4), 1690-1703.
32. Khodayari, R. and Bahar, O. (2019) Identification of story stiffness of shear buildings under ambient vibration tests with highly noise polluted data. *Amirkabir Journal of Civil Engineering* (in persain).
- approach for damage identification in beam-like structures based on modal flexibility curvature and particle swarm optimization. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, **8**(1), 109-120.
20. Alkayem, N.F., Cao, M., Zhang, Y., Bayat, M., and Su, Z. (2018) Structural damage detection using finite element model updating with evolutionary algorithms: a survey. *Neural Computing and Applications*, **30**(2), 389-411.
21. Ghodrati Amiri, G., Zare Hosseinzadeh, A., and Seyed Razzaghi, S.A. (2015) Generalized flexibility-based model updating approach via democratic particle swarm optimization algorithm for structural damage prognosis. *International Journal of Optimization in Civil Engineering*, **5**(4), 445-464.
22. Soltani, A., Sabamehr, A., Chandra, A., and Bagchi, A. (2018) *System Identification and Vibration-Based Damage Detection in a Concrete Shear Wall System. in Sensors and Smart Structures Technologies for Civil, Echanical, and Aerospace Systems 2018*. International Society for Optics and Photonics.
23. Ghannadi, P. and Kourehli, S.S. (2020) Multiverse optimizer for structural damage detection: Numerical study and experimental validation. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **29**(13), p. e1777.
24. Ahmadi-Nedushan, B. and Fathnejat, H. (2020) A modified teaching-learning optimization algorithm for structural damage detection using a novel damage index based on modal flexibility and strain energy under environmental variations. *Engineering with Computers*, 1-28.
25. Gomes, G.F. and de Almeida, F.A. (2020) Tuning metaheuristic algorithms using mixture design: Application of sunflower optimization for structural damage identification. *Advances in Engineering Software*, **149**, p. 102877.
26. Razavi, M. and Hadidi, A. (2020) Assessment of sensitivity-based FE model updating technique for damage detection in large space structures. *Structural Monitoring and Maintenance*, **7**(3), 261-281.
27. Gunaydin, M., Adanur, S., and Altunisik, A.C.

واژه‌نامه

- 1- معیار ارزیابی مشخصه مودی Modal Assurance Criterion
- 2- معیار ارزیابی شاخص مودی و بسامد زاویه‌ای Modified Total Modal Assurance Criterion
- 3- روش بهینه‌ساز چندرسانه‌ای Multiverse Optimizer
- 4- الگوریتم سینوسی کسینوسی Sine Cosine Algorithm
- 5- بهینه‌سازی هریس هواک Harris Hawks Optimization
- 6- سیستم پایش پذیرش امیدانس بی‌سیم Wireless Impedance/ Admittance Monitoring System
- 7- روش حداقل مربعات غیرخطی Nonlinear Least Square
- 8- الگوریتم ناحیه امن بازتابنده Trust-Region-Reflective Algorithm
- 9- روش زیرفضای تصادفی Stochastic Subspace Identification

DOI: 10.48303/bese.2021.247215

نوع مقاله: پژوهشی

چکیده

در این مقاله، با روشی جدید و با رسم نمودار تغییرات فرکانس‌های طبیعی تیرهای خمشی منشوری بر حسب پارامتری که متناسب با جذر فرکانس زاویه‌ای این سیستم‌هاست، فرکانس‌های طبیعی این تیرها شناسایی شده است. در این تحقیق، از توابع درونیابی جدیدی که متشکل از توابع مثلثاتی و نمایی است، به جای توابع درونیابی متعارف که شامل چند جمله‌ای‌های درجه سه می‌باشند، استفاده شده است. مقادیر آرگومان این توابع شامل پارامتری موسوم به بتا است که متناسب با جذر فرکانس زاویه‌ای تیر خمشی می‌باشد. با تغییر این پارامتر در محدوده‌ای مناسب و با گامی مشخص، فرکانس‌های تیر خمشی با محاسبه ماتریس‌های سختی و جرم و به ازای مقادیر مختلف بتا محاسبه شده و نمودار تغییرات فرکانس‌های تیر خمشی بر حسب بتاهای مختلف رسم می‌گردد. از دیدگاه اجزای محدود، این تیرها دارای درجه آزادی معینی هستند که به تعداد این درجات آزادی و به ازای یک بتا مشخص، می‌توان برای آنها فرکانس طبیعی ارتعاشی محاسبه نمود. با بررسی نمودارهای فرکانس‌های مختلف تیر خمشی مورد نظر بر حسب پارامتر بتا و نیز با داشتن فرکانس‌هایی تقریبی که با روش اجزای محدود متعارف به دست می‌آید و مقایسه آنها با یکدیگر، می‌توان فرکانس‌های تیر را با دقت بالاتری به دست آورد. در این مقاله، سه نوع تیر خمشی منشوری با شرایط تکیه‌گاهی مختلف به تفصیل مورد بررسی قرار گرفتند و فرکانس‌هایی که از این روش ابتکاری برای آنها به دست آمد در مقایسه با روش اجزای محدود متعارف دارای دقت بالاتری مخصوصاً برای مدهای ارتعاشی بالاتر بودند.

واژگان کلیدی: فرکانس‌های طبیعی، تیرهای خمشی منشوری، جزء محدود، توابع درونیابی، ماتریس‌های جرم و سختی.

محاسبه فرکانس‌های طبیعی تیرهای دو بعدی خمشی منشوری دارای جرم و الاستیسیته گسترده با استفاده از روشی ابتکاری

مسعود محمودآبادی (نویسنده مسئول)

استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم، قم، ایران،
m.mahmoudabadi@qom.ac.ir

سید محمدرضا حسینی

دانشجوی دکتری سازه، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، مازندران،
ایران

بابک تقوی

دانشجوی دکتری سازه، دانشگاه قم، دانشکده فنی و مهندسی، قم،
ایران**۱- مقدمه**

دقیق فرکانس‌های طبیعی و شکل مدهای ارتعاشی متناظر با آنها برای سیستم‌های خمشی‌ای که دارای جرم و الاستیسیته گسترده هستند و احیاناً ترکیبی از چند تیر خمشی می‌باشند، بعضاً مستلزم حل معادلات پیچیده ریاضی می‌باشد و کار ریاضی نسبتاً سنگینی را طلب می‌کند. منظور از تیرهای خمشی، تیرهایی هستند که تغییرشکل‌های محوری آنها در مقایسه با تغییرشکل‌های خمشی آنها ناچیز است و در نتیجه، این اعضا از لحاظ محوری صلب فرض می‌شوند. با استفاده از روش اجزای محدود متعارف

فرکانس ارتعاش آزاد سازه‌ها یکی از پارامترهای اساسی و مهم در ارتباط با چگونگی واکنش آنها به نیروی زلزله است. به عنوان مثال، یک سازه با سختی زیاد که دارای فرکانس بالایی می‌باشد، در مقایسه با سازه‌ای که دارای سختی کمی است و در نتیجه فرکانس ارتعاش آن پایین است، رفتار کاملاً متفاوتی در برابر یک زلزله مشخص خواهد داشت. معمولاً با مدل‌سازی سازه‌ها به روش اجزای محدود، فرکانس‌های ارتعاش آزاد آنها به صورت تحلیلی محاسبه می‌شود. علاوه بر این، موضوع محاسبه

است. در حقیقت، او روش جزء محدود متعارف را با نظریه تحلیل کلاسیک ارتعاشات ترکیب نموده است با این هدف که هم تطبیق پذیری روش اجزای محدود متعارف و هم فرم بسته بودن نظریه کلاسیک ارتعاشات مورد استفاده قرار گیرد. او دو نوع سیستم مختصات برای بیان میدان جابه‌جایی جزء محدود مجزا شده ارائه نمود. دسته اول مختصات، تغییر مکان گرهی را شامل می‌شد و دسته دوم مختصات، درجه آزادی میدانی جزء محدود بود. هدف از تغییر مکان گره‌ای این بود که تطبیق‌پذیری روش اجزای محدود متعارف به کار گرفته شود و هدف درجه آزادی میدانی این بود که میزان دقت بالا رود. او این دو دسته مختصات را با استفاده از اصل رایلی-ریتز با یکدیگر ترکیب نمود. ژنگ [۳-۴] مثال‌های متعددی را که شامل محاسبه‌های فرکانس‌های طبیعی میله‌ای و اعضای خمشی منشوری بود، مورد بررسی قرار داد و میزان کارایی روش خود را ارزیابی نمود.

در روش اجزای محدود متعارف برای مدل کردن تیرهای خمشی منشوری جهت محاسبه فرکانس‌های ارتعاش آزاد آنها از توابع شکل چندجمله‌ای درجه سه استفاده می‌شود. در این مدل‌سازی هر گره دارای دو درجه آزادی است. یک درجه آزادی گره، درجه آزادی انتقالی است که تغییر مکان عمود بر محور تیر را نشان می‌دهد و درجه آزادی دیگر، درجه آزادی دورانی است. برای افزایش دقت محاسبه فرکانس‌های ارتعاش تیر، لازم است که تعداد اجزای محدود خمشی به کار گرفته در مدل‌سازی افزایش یابد؛ اما نکته‌ای که وجود دارد این است که با افزایش تعداد اجزای محدود خمشی دقت محاسبه فرکانس‌های مدهای پایین تیر افزایش می‌یابد، اما فرکانس‌های محاسبه شده مدهای بالا دارای خطای زیادی هستند. به‌عنوان مثال، اگر تیر خمشی منشوری مدل‌سازی شده به روش اجزای محدود دارای ۱۰ درجه آزادی فعال باشد، خطای نسبی فرکانس‌های مدهای ارتعاشی اول و دوم به دست آمده از روش اجزای محدود نسبت به مقادیر دقیق متناظرشان ناچیز است، اما خطای نسبی فرکانس‌های مدهای نهم و دهم زیاد خواهد بود. در این پژوهش، از توابع شکل مثلثاتی و نمایی به‌جای توابع شکل چند جمله‌ای استفاده شده است.

می‌توان به‌طور تقریبی فرکانس‌های طبیعی این نوع تیرها را محاسبه کرد. با افزایش تعداد اجزای محدود به کار برده شده در مدل، خطای محاسبه فرکانس‌های طبیعی کاهش می‌یابد. هرگاه از ماتریس جرم سازگار استفاده شود مقادیر فرکانس‌های به‌دست آمده از روش اجزای محدود با مقادیری بزرگ‌تر به مقادیر دقیق فرکانس همگرا می‌شوند، در حالی که اگر از ماتریس جرم متمرکز استفاده شود مقادیر فرکانس‌های به‌دست آمده از روش اجزای محدود با مقادیری کوچک‌تر به مقادیر دقیق فرکانس همگرا می‌گردند [۱]. توابع درونیابی (توابع شکل) که برای این اجزای محدود خمشی استفاده می‌شود توابع چند جمله‌ای درجه سه هستند [۱]. ایده جدیدی که به نظر مؤلفان این مقاله رسیده است، این است که به‌جای استفاده از توابع درونیابی چند جمله‌ای، از توابع درونیابی مثلثاتی و نمایی برای محاسبه ماتریس سختی و ماتریس جرم جزء محدود استفاده شود. در حقیقت، این توابع مثلثاتی و نمایی، جواب‌های معادله دیفرانسیل حاکم بر ارتعاش آزاد تیرهای خمشی دارای جرم و الاستیسیته گسترده می‌باشند [۱]. آرگومان این توابع مثلثاتی و نمایی شامل پارامتری موسوم به β می‌باشد که با تغییر این پارامتر در محدوده‌ای مناسب و با گامی مشخص، می‌توان تغییرات فرکانس‌های مختلف تیر خمشی منشوری مورد مطالعه را بر حسب β رسم نمود.

بانرجی [۲] یک نظریه عمومی برای محاسبه ماتریس سختی دینامیکی اعضای سازه‌ای را ارائه نموده است. او اذعان داشته است که اگر عبارات صریح تحلیلی برای عناصر ماتریس سختی دینامیکی به‌جای روش‌های عددی استفاده شود، می‌تواند منجر به صرفه‌جویی قابل توجهی در زمان کامپیوتر گردد. چنین عباراتی را می‌توان با استفاده از محاسبات نمادین به دست آورد. او کاربرد ماتریس سختی دینامیکی را برای محاسبه فرکانس‌های یک سازه مورد بحث و بررسی قرار داده است. روش ارائه شده توسط او کلی می‌باشد و شامل هیچ مثالی نیست. ژنگ [۳-۴] یک نوع روش جدید عددی برای تحلیل ارتعاشی سازه‌ها ارائه نموده است. او این روش را روش جزء محدود ترکیبی نامیده

۲- بررسی سیستم‌های دارای جرم و الاستیسیته‌ی گسترده

۱-۲- معادلات حاکم بر ارتعاش آزاد تیرهای خمشی دارای جرم و سختی گسترده

در شکل (۱) یک تیر خمشی تحت بارگذاری دینامیکی نشان داده شده است. بارگذاری $p(x,t)$ وارده نسبت به مکان و زمان تغییر می‌کند.

با توجه به اینکه، تیر دارای بی‌نهایت درجه آزادی است، در نتیجه، بی‌نهایت فرکانس طبیعی ω و شکل مد ارتعاشی $\varphi(x)$ را می‌توان برای آن متصور شد. برای حالت خاص یک تیر یکنواخت که $EI(x) = EI$ و $m(x) = m$ باشد، معادله (۱) حاصل خواهد شد:

$$EI\varphi^{IV}(x) - \omega^2 m\varphi(x) = 0 \quad (1)$$

$$\varphi^{IV}(x) - \beta^4 \varphi(x) = 0 \quad (2)$$

که

$$\beta^4 = \frac{\omega^2 m}{EI} \quad (3)$$

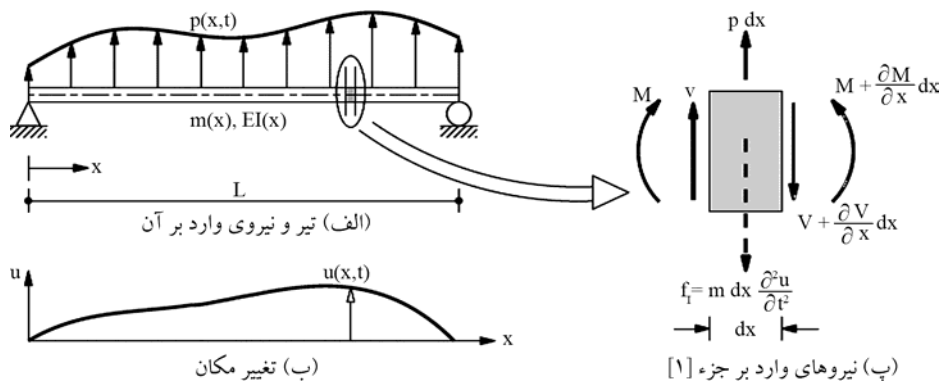
می‌باشد. جواب عمومی معادله (۲) عبارت است از [۱]:

$$\varphi(x) = C_1 \sin \beta x + C_2 \cos \beta x + C_3 e^{\beta x} + C_4 e^{-\beta x} \quad (4)$$

این جواب شامل پارامتر β و چهار ضریب ثابت C_1, C_2, C_3 و C_4 که در معادله‌ی (۴) مجهول هستند، می‌باشد. با اعمال چهار شرط مرزی برای یک تیر یک دهانه (دو شرط در هر انتهای تیر) چهار معادله برحسب ضرایب مجهول C_1, C_2, C_3 و C_4 به دست می‌آید که مقادیر ثابت این معادلات برابر صفر می‌باشد. با نوشتن این چهار معادله به صورت ماتریسی و با صفر قرار دادن دترمینان

آرگومان این توابع شامل پارامتری موسوم به β است. این پارامتر متناسب با جذر فرکانس زاویه‌ای تیر خمشی است و توسط رابطه (۹) تعریف گردیده است. با تغییر این پارامتر در محدوده‌ای مناسب و با گامی مشخص، می‌توان تغییرات فرکانس‌های مختلف تیر خمشی مورد مطالعه را بر حسب β رسم نمود. با بررسی نمودارهای فرکانس‌های مختلف تیر بر حسب β و نیز با داشتن فرکانس‌های تقریبی‌ای که با روش اجزای محدود متعارف به دست می‌آید و مقایسه آنها با یکدیگر می‌توان فرکانس‌های تیر را با دقت بالاتری به دست آورد. این روش مکمل روش اجزای محدود متعارف است و می‌تواند منجر به شناسایی دقیق‌تر فرکانس‌های به‌دست آمده از روش اجزای محدود متعارف (مخصوصاً فرکانس‌های مدهای ارتعاشی بالای تیر) گردد. در این روش از حداقل جزء محدود ممکن استفاده می‌شود. به‌عنوان مثال، برای یک تیر خمشی منشوری طره‌ای، می‌توان با استفاده از فقط یک جزء خمشی، ۱۰ فرکانس ارتعاش آزاد آن را با دقت خیلی خوبی محاسبه کرد.

در بخش‌های بعدی مقاله، ابتدا حل تحلیلی معادلات حاکم بر ارتعاش آزاد تیرهای منشوری خمشی دارای جرم و سختی گسترده توضیح داده می‌شود. سپس توابع درونی‌یابی درجه سوم که در روش اجزای محدود متعارف مورد استفاده قرار می‌گیرند، شرح داده می‌شوند و به دنبال آن توابع درونی‌یابی پیشنهاد شده در این مقاله معرفی می‌گردند. در آخر، روش ابتکاری ارائه شده در این مقاله برای محاسبه فرکانس‌های طبیعی سه نوع تیر منشوری به‌تفصیل توضیح داده خواهد شد و نتیجه‌گیری‌های لازم گرفته خواهد شد.



شکل (۱): سیستم با جرم و الاستیسیته گسترده.

است و u_2 و u_4 دوران‌های دو گره انتهایی جزء محدود می‌باشد. این درجات آزادی در شکل (۲-الف) نشان داده شده است.

تغییر مکان هر نقطه دلخواه از این جزء محدود توسط رابطه زیر به چهار درجه آزادی آن مربوط می‌گردد:

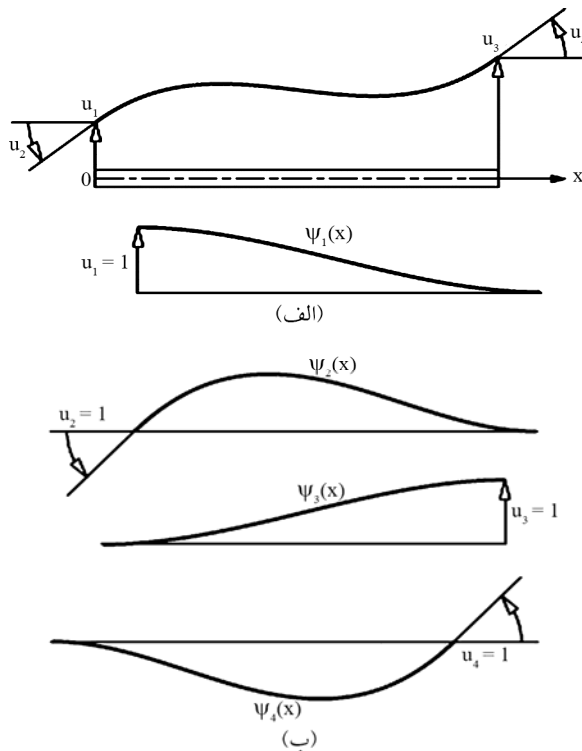
$$u(x, t) = \sum_{i=1}^4 u_i(t) \psi_i(x) \quad (5)$$

که تابع $\psi_i(x)$ عبارت است از تغییر مکان ناشی از تغییر مکان واحد u_i جزء محدود، وقتی سایر درجات آزادی آن بسته باشد. در نتیجه، $\psi_i(x)$ در شرایط مرزی زیر صدق می‌کند:

$$\begin{aligned} i=1: & \psi_1(0) = 1, \quad \psi_1'(0) = \psi_1(L) = \psi_1'(L) = 0 \\ i=2: & \psi_2'(0) = 1, \quad \psi_2(0) = \psi_2(L) = \psi_2'(L) = 0 \\ i=3: & \psi_3(L) = 1, \quad \psi_3(0) = \psi_3'(0) = \psi_3'(L) = 0 \\ i=4: & \psi_4'(L) = 1, \quad \psi_4(0) = \psi_4'(0) = \psi_4(L) = 0 \end{aligned} \quad (6)$$

توابع درونیابی می‌توانند هر شکل دلخواهی را داشته باشند، اما باید شرایط مرزی را اقلان نمایند. هرگاه توابع درونیابی به صورت زیر، به شکل یک چند جمله‌ای مکعبی در نظر گرفته شوند:

$$\psi_i(x) = a_1 + a_2 \left(\frac{x}{L}\right) + a_3 \left(\frac{x}{L}\right)^2 + a_4 \left(\frac{x}{L}\right)^3 \quad (7)$$



شکل (۲): (الف) درجات آزادی برای یک جزء محدود تیر خمشی و (ب) توابع درونیابی چندجمله‌ای [۱].

ماتریس ضرایب مجهول C_1, C_2, C_3 و C_4 که یک ماتریس چهار درجه است، معادله‌ی مشخصه‌ی فرکانس تیر به دست می‌آید. معادله‌ی مشخصه‌ی فرکانس معمولاً یک معادله‌ی جبری-مثلثاتی است که ریشه‌های آن با روش‌های عددی به دست آورده می‌شوند و پارامتر βn که مطابق با رابطه‌ی (۳)، متناسب با جذر ω_n تیر مورد نظر است حاصل می‌گردد. با جایگذاری βn در ماتریس ضرایب، سه ضریب C_1, C_2 و C_3 برحسب ضریب C_4 به دست می‌آیند و شکل مد ارتعاشی نام تیر نیز مشخص می‌گردد. بدیهی است ضریب C_4 شامل هر عددی غیر از صفر می‌باشد. در روابط ارائه شده شرایط مرزی مکانی تیر مورد نظر بر اساس شرایط تکیه‌گاهی و شرایط مرزی زمانی تیر مورد نظر نیز بر اساس شرایط بارگذاری آن تعیین می‌گردد. به‌عنوان مثال، برای تیر دو سر ساده نشان داده شده در شکل (۱)، شرایط مرزی مکانی در این تیر بر اساس $x=0$ و $x=L$ ، در نظر گرفته شده است. همچنین شرایط مرزی زمانی نیز به گونه‌ای است که تغییر مکان و لنگر خمشی به ازای تمامی زمان‌ها در دو انتهای تیر برابر صفر است که بر این اساس و با اعمال شروط تکیه‌گاهی منجر به چهار معادله $\varphi(0) = 0, \varphi'(0) = 0, \varphi(L) = 0$ و $\varphi'(L) = 0$ می‌گردد. برای این تیر دو سر ساده، معادله‌ی مشخصه‌ی فرکانس برابر با $C_1 \sin \beta L = 0$ به دست می‌آید که با استفاده از این رابطه فرکانس‌های ارتعاشی طبیعی آن به صورت $n = 1, 2, 3, \dots$ است که مؤلفان این مقاله، تابع درونیابی‌ای به صورت ابتکاری در نظر گرفته‌اند که این موضوع در بخش ۳ به تفصیل شرح داده خواهد شد.

۲-۲- درجات آزادی جزء محدود تیر خمشی و توابع درونیابی مربوط به آن

مطالب این بخش از مراجع [۱، ۵-۶] اخذ گردیده است. یک جزء محدود تیر خمشی مستقیم به طول L ، جرم بر واحد طول $m(x)$ و سختی خمشی $EI(x)$ مطابق شکل (۲) مفروض است. u_1 و u_3 تغییر مکان‌های عرضی دو گره انتهایی جزء محدود خمشی

ماتریس جرم سازگار می‌نامند. برای یک جزء محدود با جرم یکنواخت $m(x) = m$ ، انتگرال‌های مربوط به رابطه (۱۱) را می‌توان به صورت تحلیلی محاسبه کرد. بدین ترتیب، ماتریس جرم سازگار جزء محدود به صورت زیر حاصل می‌گردد:

$$\bar{m}_e = \frac{mL}{420} \begin{bmatrix} 156 & 22L & 54 & -13L \\ 22L & 4L^2 & 13L & -3L^2 \\ 54 & 13L & 156 & -22L \\ -13L & -3L^2 & -22L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (12)$$

۳- معرفی توابع درون‌یابی پیشنهادی

توابع درون‌یابی‌ای که توسط مؤلفان این مقاله پیشنهاد گردیده‌اند به شکل رابطه زیر می‌باشند. همان‌طور که در ابتدای بخش مقدمه ذکر گردیده است علت استفاده از این توابع این است که اینها جواب‌های معادله دیفرانسیل حاکم بر ارتعاش آزاد تیرهای خمشی منشوری دارای جرم و الاستیسیته گسترده هستند:

$$\begin{aligned} i=1: & \psi_1(0) = 1, \psi_1'(0) = \psi_1(L) = \psi_1'(L) = 0 \\ i=2: & \psi_2'(0) = 1, \psi_2(0) = \psi_2(L) = \psi_2'(L) = 0 \\ i=3: & \psi_3(L) = 1, \psi_3(0) = \psi_3'(0) = \psi_3'(L) = 0 \\ i=4: & \psi_4'(L) = 1, \psi_4(0) = \psi_4'(0) = \psi_4(L) = 0 \end{aligned} \quad (13)$$

ملاحظه می‌گردد این توابع درون‌یابی از مجموع توابع مثلثاتی و نمایی تشکیل شده‌اند و دارای چهار ضریب ثابت C_1, C_2, C_3 و C_4 می‌باشند. علاوه بر این، آرگومان این توابع شامل پارامتر β است که با مشخص بودن این پارامتر، می‌توان ω^2 را با استفاده از رابطه‌ی (۳) به دست آورد.

در شکل‌های (۳) تا (۶) به ترتیب توابع پیشنهادی $\psi_1(x), \psi_2(x), \psi_3(x)$ و $\psi_4(x)$ به ازای مقادیر ۱، ۳، ۵ و ۱۰ برای β رسم گردیده‌اند. طول جزء محدود برابر واحد فرض گردیده است. همچنین، در این شکل‌ها، توابع درون‌یابی چند جمله‌ای متناظرشان نیز جهت مقایسه رسم شده‌اند. مشاهده می‌گردد به ازای β برابر با یک، تفاوت چندانی بین توابع درون‌یابی پیشنهادی و توابع درون‌یابی چند جمله‌ای وجود ندارد و عملاً این دو تابع بر هم منطبق هستند؛ اما با افزایش مقدار β ، اختلاف بین این دو تابع زیاد می‌گردد و توابع درون‌یابی پیشنهادی به صورت موجدار درمی‌آیند.

ثابت‌های a_i را می‌توان برای هر یک از چهار مجموعه شرایط مرزی معادله (۶) تعیین کرد تا توابع درون‌یابی زیر به دست آیند:

$$\begin{aligned} \psi_1(x) &= 1 - 3\left(\frac{x}{L}\right)^2 + 2\left(\frac{x}{L}\right)^3 \\ \psi_2(x) &= L\left(\frac{x}{L}\right) - 2L\left(\frac{x}{L}\right)^2 + L\left(\frac{x}{L}\right)^3 \\ \psi_3(x) &= 3\left(\frac{x}{L}\right)^2 - 2\left(\frac{x}{L}\right)^3 \\ \psi_4(x) &= -L\left(\frac{x}{L}\right)^2 + L\left(\frac{x}{L}\right)^3 \end{aligned} \quad (8)$$

توابع درون‌یابی فوق در شکل (۲-ب) رسم گردیده‌اند.

۳-۲- ماتریس سختی و ماتریس جرم جزء محدود تیر خمشی

یک جزء محدود تیر خمشی مستقیم به طول L و سختی خمشی $EI(x)$ مطابق شکل (۱) در نظر گرفته شده است. با استفاده از اصل تغییر مکان مجازی، معادله زیر برای k_{ij} به دست می‌آید:

$$k_{ij} = \int_0^L EI(x) \psi_i''(x) \psi_j''(x) dx \quad (9)$$

برای یک جزء محدود خمشی یکنواخت با $EI(x) = EI$ انتگرال معادله (۹) را می‌توان به صورت تحلیلی به دست آورد. با محاسبه این انتگرال برای $i, j = 1, 2, 3, 4$ ماتریس سختی جزء محدود به شکل زیر به دست می‌آید:

$$\bar{k}_e = \frac{EI}{L^3} \begin{bmatrix} 12 & 6L & -12 & 6L \\ 6L & 4L^2 & -6L & 2L^2 \\ -12 & -6L & 12 & -6L \\ 6L & 2L^2 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (10)$$

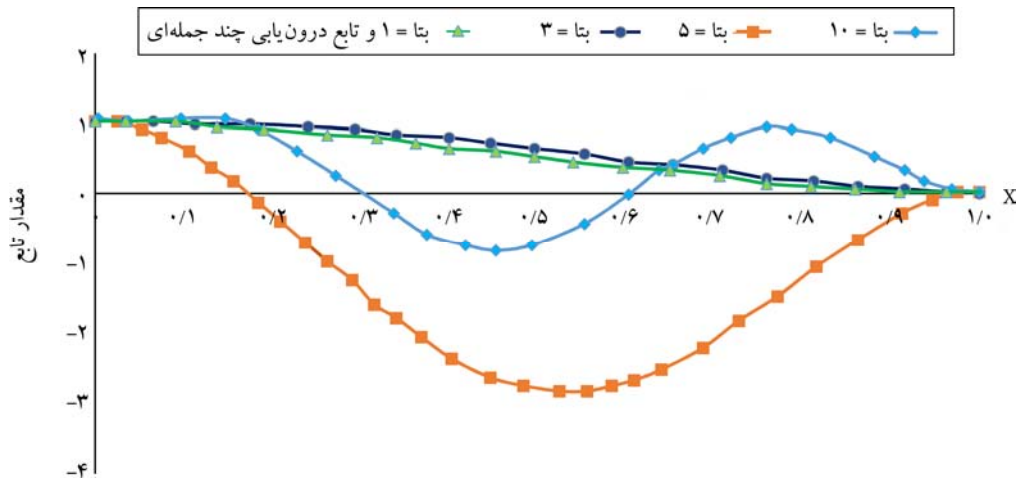
این ماتریس سختی برای یک جزء محدود خمشی یکنواخت بدون در نظر گرفتن تغییر شکل‌های برشی می‌باشد.

مشابه درایه‌های ماتریس سختی، با استفاده از اصل تغییر مکان مجازی، ثابت می‌گردد که درایه‌های ماتریس جرم با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

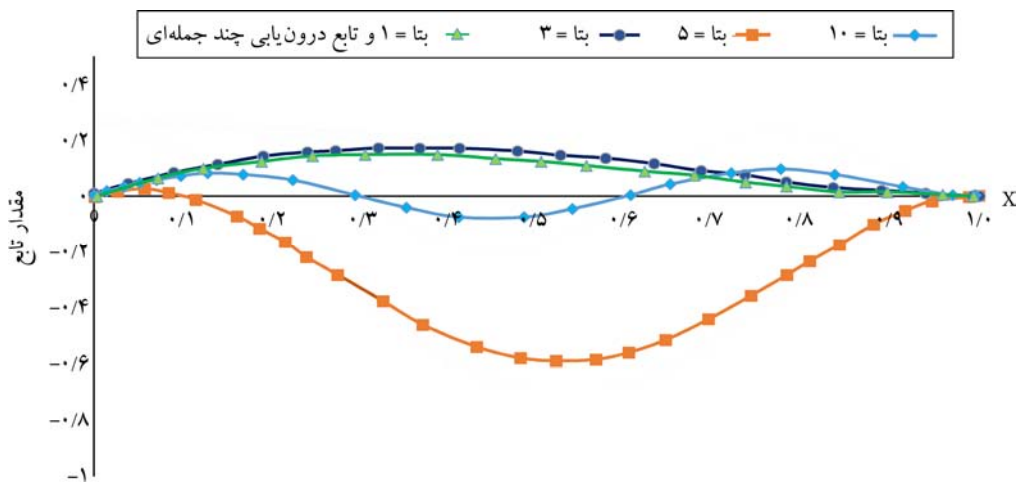
$$m_{ij} = \int_0^L m(x) \psi_i(x) \psi_j(x) dx \quad (11)$$

اگر در معادله (۱۱) برای به دست آوردن درایه‌های ماتریس جرم از همان توابع درون‌یابی‌ای استفاده شود که با آنها درایه‌های ماتریس سختی به دست آورده شده‌اند، ماتریس حاصله را

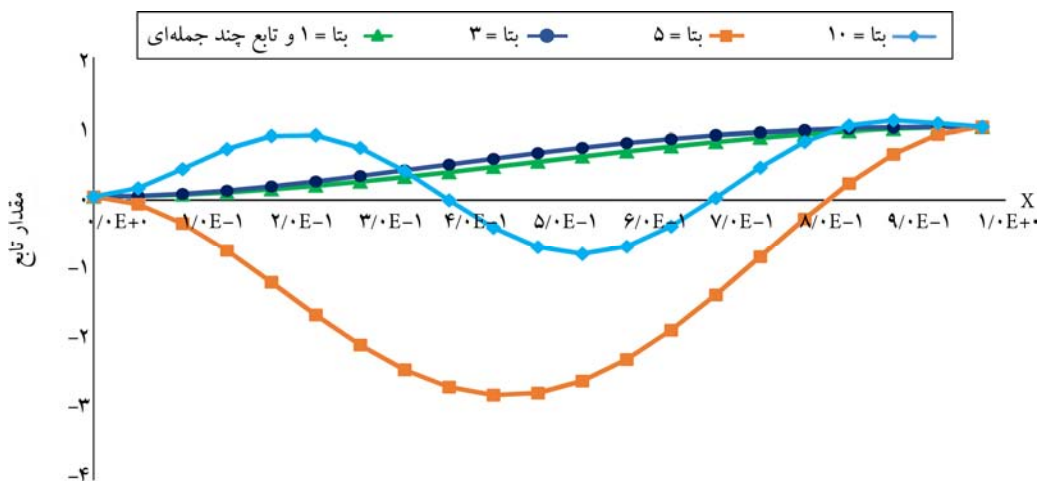
با استفاده از روابط (۱۵) و (۱۷)، ماتریس‌های سختی و جرم محاسبات، سختی خمشی EI و جرم واحد طول m یک فرض شده و طول جزء محدود نیز برابر با واحد در نظر گرفته شده است. به ازای مقادیر ۱، ۳، ۵ و ۱۰ برای β محاسبه شده‌اند. در این



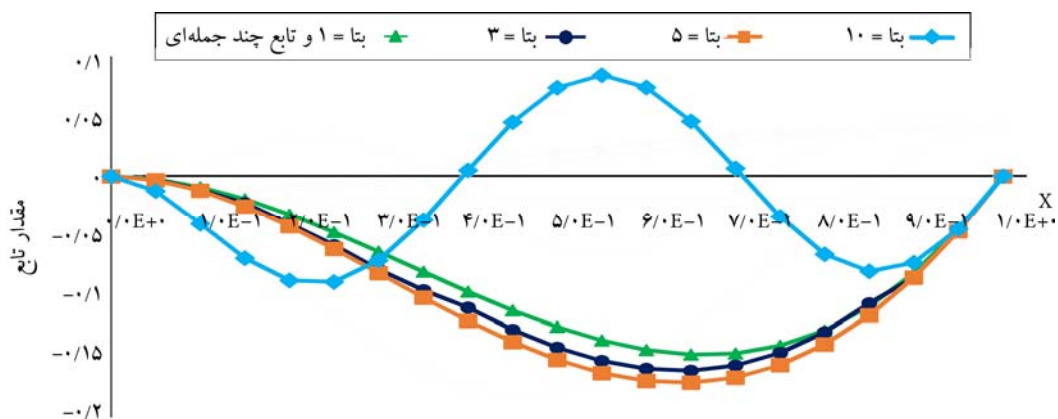
شکل (۳): نمودار تابع درون‌یابی پیشنهادی $\psi_1(x)$ به ازای β های مختلف به همراه نمودار تابع درون‌یابی چندجمله‌ای متناظر با آن.



شکل (۴): نمودار تابع درون‌یابی پیشنهادی $\psi_2(x)$ به ازای β های مختلف به همراه نمودار تابع درون‌یابی چندجمله‌ای متناظر با آن.



شکل (۵): نمودار تابع درون‌یابی پیشنهادی $\psi_3(x)$ به ازای β های مختلف به همراه نمودار تابع درون‌یابی چندجمله‌ای متناظر با آن.



شکل (۶): نمودار تابع درون‌یابی پیشنهادی $\psi_4(x)$ به ازای β های مختلف به همراه نمودار تابع درون‌یابی چندجمله‌ای متناظر با آن.

جدول (۱): مقادیر درایه‌های ماتریس سختی جزء محدود تیر خمشی به ازای مقادیر مختلف β به همراه درایه‌های متناظر ماتریس سختی به دست آمده از توابع شکل چندجمله‌ای.

k_{44}	k_{34}	k_{33}	k_{24}	k_{23}	k_{22}	k_{14}	k_{13}	k_{12}	k_{11}	β
۴/۰	-۶/۰	۱۲/۰	۲/۰	-۶/۰	۴/۰	۶/۰	-۱۲/۰	۶/۰	۱۲/۰	۱
۴/۲	-۶/۷	۱۵/۴	۱/۹	-۵/۳	۴/۲	۵/۳	-۸/۹	۶/۷	۱۵/۴	۳
۱۰۵/۱	-۴۷۶/۳	۲۲۰۲/۲	-۹۸/۸	۴۶۱/۸	۱۰۵/۱	-۴۶۱/۸	۲۱۵۸/۶	۴۷۶/۳	۲۲۰۲/۲	۵
۳۸/۱	-۳۲۲/۶	۳۱۳۸/۷	-۱۰/۴	۱۳۳/۶	۳۸/۱	-۱۳۳/۶	۱۶۳۳/۶	۳۲۲/۶	۳۱۳۸/۷	۱۰
۴	-۶	۴	۲	-۶	۴	۶	-۱۲	۶	۱۲	توابع شکل چندجمله‌ای

جدول (۲): مقادیر درایه‌های ماتریس جرم جزء محدود تیر خمشی به ازای مقادیر مختلف β به همراه درایه‌های متناظر ماتریس سختی به دست آمده از توابع شکل چندجمله‌ای.

m_{44}	m_{34}	m_{33}	m_{24}	m_{23}	m_{22}	m_{14}	m_{13}	m_{12}	m_{11}	β
۴/۰	-۲۲/۱	۱۶۵/۳	-۳/۰	۱۳/۱	۴/۰	-۱۳/۱	۵۴/۳	۲۲/۱	۱۵۶/۳	۱
۵/۴	-۲۸/۸	۱۸۸/۱	-۴/۴	۱۹/۵	۵/۴	-۱۹/۵	۸۳/۶	۲۸/۸	۱۸۸/۱	۳
۵۵/۲	-۲۶۰/۴	۱۲۶۹/۹	-۵۳/۸	۲۴۸/۴	۵۵/۲	-۲۴۸/۴	۱۱۴۳/۷	۲۶۰/۴	۱۲۶۹/۹	۵
۱/۵	-۱۶/۳	۲۰۱/۰	-۰/۹	۱۰/۶	۱/۵	-۱۰/۶	۱۱۸/۷	۱۶/۳	۲۰۱/۰	۱۰
۴	-۲۲	۱۵۶	-۳	۱۳	۴	-۱۳	۵۴	۲۲	۱۵۶	توابع شکل چندجمله‌ای

* توجه: همه اعداد جدول (۲) باید تقسیم بر عدد ۴۲۰ شوند.

بخش بعدی به تفصیل شرح داده شده است.

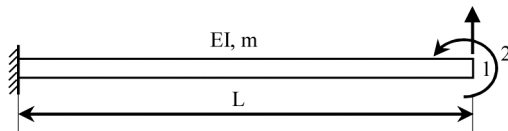
۴- تیرهای خمشی مورد بررسی

در این بخش از مقاله، سه تیر منشوری یک دهانه با شرایط تکیه‌گاهی مختلف مورد بررسی قرار گرفته است. ابتدا، با استفاده از روش تحلیلی، فرکانس‌های دقیق این تیرها محاسبه شده است. سپس، با استفاده از روش اجزای محدود متعارف، فرکانس‌های تقریبی آنها به دست آمده است. در آخر با روش ابتکاری ارائه

نتایج حاصله به ترتیب در جداول (۱) و (۲) برای ماتریس‌های جرم و سختی آورده شده است. با دقت در این جداول، مشاهده می‌گردد ماتریس‌های جرم و سختی به دست آمده به ازای $\beta = 1$ عملاً با ماتریس‌های به دست آمده با استفاده از توابع درون‌یابی متعارف که توسط روابط (۱۶) و (۱۸) ارائه گردیده‌اند، یکسان هستند. با داشتن ماتریس‌های سختی و جرم جزء محدود، می‌توان مقادیر ویژه مربوط به این ماتریس‌ها را محاسبه کرد که این مقادیر ویژه برابر با مجذور فرکانس‌های زاویه‌ای هستند. جزئیات کار در

مجذور β می‌گردد که این کمیت نیز محاسبه شده است و در جدول (۳) آورده شده است.

شده در این مقاله، فرکانس‌های طبیعی این تیرها شناسایی شده است و با مقادیر دقیق و تقریبی متناظرشان مقایسه گردیده‌اند.



شکل (۷): مدل تیر طره‌ای با سختی و جرم یکنواخت.

در جدول (۴) ده فرکانس طبیعی این مدل که با استفاده از روش اجزای محدود متعارف به دست آمده با فرکانس‌های دقیق این مدل مقایسه شده است. این جدول عیناً از مرجع [۱] اخذ گردیده است. در روش اجزای محدود از توابع شکل معمولی و متعارف چند جمله‌ای استفاده می‌شود. با دقت در این جدول، مشاهده می‌شود که با افزایش تعداد جزء‌های محدود، دقت شناسایی فرکانس‌ها مخصوصاً فرکانس‌های مدهای پایین افزایش می‌یابد.

۴-۱- تیر طره‌ای یکنواخت

تیر طره‌ای یکنواخت نشان داده شده در شکل (۷) مفروض است. این تیر دارای سختی خمشی EI ، جرم واحد طول m و نیز طول L می‌باشد. در مرجع [۱] معادله مشخصه فرکانسی این سیستم که برابر با $1 + \cos \beta L \cosh \beta L = 0$ است، به دست آورده شده است که در آن $\beta = \sqrt[4]{\omega^2 m / EI}$ می‌باشد. با استفاده از نرم‌افزار MATLAB [۷]، دوازده ریشه معادله مشخصه فرکانسی این مدل به دست آورده شد که مقادیر آن در جدول (۳) آورده شده است. همچنین، با فرض اینکه طول تیر و نیز جرم واحد طول آن و همچنین، EI آن برابر واحد باشد، مقدار فرکانس زاویه‌ای تیر (ω) طبق رابطه $\omega = \sqrt{\beta^4 EI / m}$ ، برابر

جدول (۳): ریشه‌های معادله مشخصه فرکانسی و فرکانس‌های زاویه‌ای تیر طره‌ای با سختی و جرم یکنواخت.

شماره	۱	۲	۳	۴	۵	۶
ریشه	۱/۸۷۵۱	۴/۶۹۴۱	۷/۸۵۳۲	۱۰/۹۹۵۶	۱۴/۱۳۷۲	۱۷/۲۷۸۸
فرکانس زاویه‌ای	۳/۵۱۶۰	۲۲/۰۳۴۵	۶۱/۶۷۲۸	۱۲۰/۹۰۳۴	۱۹۹/۸۵۹۴	۲۹۸/۵۵۵۵
شماره	۷	۸	۹	۱۰	۱۱	۱۲
ریشه	۲۰/۴۲۰۴	۲۳/۵۶۱۹	۲۶/۷۰۳۵	۲۹/۸۴۵۱	۳۲/۹۸۸۷	۳۶/۱۲۸۰
فرکانس زاویه‌ای	۴۱۶/۹۹۰۸	۵۵۵/۱۶۵۲	۷۱۳/۰۷۸۹	۸۹۰/۸۳۱۸	۱۰۸۸/۱۲۴	۱۳۰۵/۲۵۵۰

جدول (۴): مقایسه فرکانس‌های به دست آمده از روش اجزای محدود متعارف با فرکانس‌های دقیق تیر طره‌ای یکنواخت [۱].

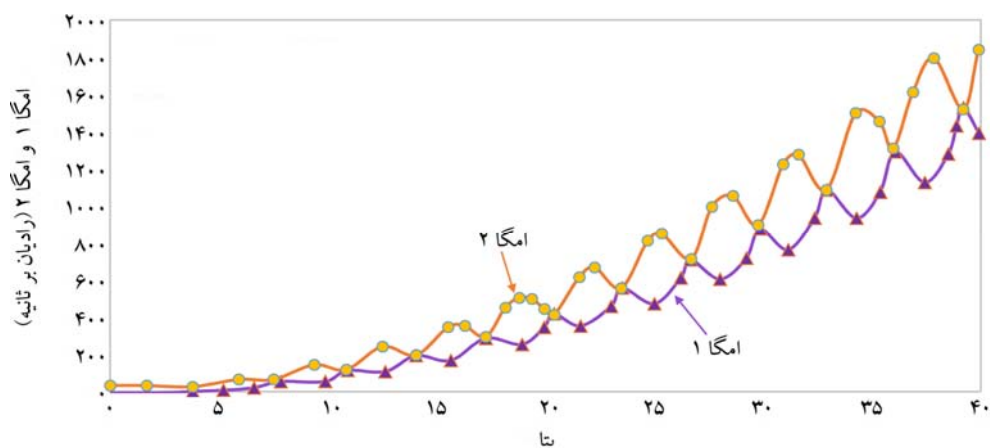
فرکانس‌های دقیق	تعداد اجزای محدود (N_e)					شماره مود
	۵	۴	۳	۲	۱	
۳/۵۱۶۰۲	۳/۵۱۶۰۶	۳/۵۱۶۱۳	۳/۵۱۶۳۷	۳/۵۱۷۷۲	۳/۵۳۲۷۳	۱
۲۲/۰۳۴۵	۲۲/۰۴۵۵	۲۲/۰۶۰۲	۲۲/۱۰۶۹	۲۲/۲۲۱۵	۳۴/۸۰۶۹	۲
۶۱/۶۹۷۲	۶۱/۹۱۸۸	۶۲/۱۷۴۹	۶۲/۴۶۵۹	۷۵/۱۵۷۱	-----	۳
۱۲۰/۹۰۲	۱۲۲/۳۲۰	۱۲۲/۶۵۷	۱۴۰/۶۷۱	۲۱۸/۱۳۸۰	-----	۴
۱۹۹/۸۶۰	۲۰۳/۰۲۰	۲۲۸/۱۳۷	۲۶۴/۷۴۳	-----	-----	۵
۲۹۸/۵۵۶	۳۳۷/۲۷۳	۳۶۶/۳۹۰	۵۲۷/۷۹۶	-----	-----	۶
۴۱۶/۹۹۱	۴۹۳/۲۶۴	۵۸۰/۸۴۹	-----	-----	-----	۷
۵۵۵/۱۶۵	۷۱۵/۳۴۱	۹۵۳/۰۵۱	-----	-----	-----	۸
۷۱۳/۰۷۹	۱۰۱۶/۲۰	-----	-----	-----	-----	۹
۸۹۰/۷۳۲	۱۴۹۴/۸۸	-----	-----	-----	-----	۱۰

نمودار فرکانس اول (ω_1) دارای مینیمم مطلق برابر با $3/5160$ رادیان بر ثانیه است که این عدد تا چهار رقم اعشار برابر با فرکانس دقیق مد اول این سیستم می‌باشد. به‌طور مشابه، نمودار فرکانس دوم (ω_2) دارای مینیمم مطلق برابر با $22/0345$ رادیان بر ثانیه است که این عدد نیز تا چهار رقم اعشار برابر با فرکانس دقیق مد دوم این تیر می‌باشد. همچنین، مشاهده می‌شود نمودارهای فرکانس‌های اول و دوم این تیر در بناهای خاصی به یکدیگر می‌رسند. به عبارتی دیگر، بناهایی وجود دارد که به ازای آن بناها مقادیر فرکانس اول و دوم این تیر با یکدیگر برابر می‌شود که در حقیقت، در این حالت مقدار فرکانس اول یا دوم برابر با فرکانس ارتعاش طبیعی تیر طره‌ای می‌باشد. در نتیجه، بدین طریق می‌توان فرکانس‌های طبیعی مدهای بالاتر سیستم را شناسایی نمود. راه دیگر شناسایی فرکانس‌های بالاتر سیستم این است که مقادیر بناهایی که به ازای آن بناها فرکانس اول و دوم سیستم یکی می‌گردد به دست آورده شود و طبق رابطه $\omega = \beta^2 \sqrt{EI/m}$ ، مقدار فرکانس ارتعاش طبیعی مربوط به آن بنا محاسبه شود. در این مثال، این روش اتخاذ گردیده است و نتایج شناسایی فرکانس‌های مدهای سوم تا دوازدهم به همراه مقادیر فرکانس‌های اول و دوم در جدول (۵) آورده شده است.

با مقایسه فرکانس‌های شناسایی شده مدهای سوم تا دوازدهم با فرکانس‌های دقیق متناظرشان که در جدول (۳) آورده شده که مشاهده می‌شود اختلاف فرکانس‌ها در حد اعشار دوم بوده و این اختلاف ناچیز و قابل صرف نظر کردن است.

نکته دیگر این است که فرکانس‌های به‌دست آمده از روش اجزای محدود همواره بزرگ‌تر از فرکانس‌های دقیق مدل هستند. در حالتی که تعداد اجزای محدود برابر ۵ می‌باشد خطای فرکانس‌های حاصل از روش اجزای محدود نسبت به فرکانس‌های دقیق متناظرشان به ترتیب شماره مد مقادیر $0/01$ ، $0/05$ ، $0/36$ ، $1/17$ ، $1/58$ ، $12/97$ ، $18/29$ ، $28/85$ ، $42/51$ و $67/83$ درصد است. مشاهده می‌شود خطای فرکانس‌های حاصل از روش اجزای محدود برای مد ششم و بالاتر از آن، بیشتر از ۱۰ درصد است و بیشترین خطا مربوط به فرکانس مد دهم است که برابر $67/83$ درصد می‌باشد.

در روش ابتکاری مطرح شده در این مقاله، تیر طره‌ای یکنواخت مورد بحث با یک جزء محدود مدل گردید و مطابق شکل (۷) برای آن یک درجه آزادی انتقالی و یک درجه آزادی دورانی در نظر گرفته شد. با استفاده از توابع درونیابی جدیدی که در بخش قبل معرفی گردید، ماتریس‌های سختی و جرم این تیر به ازای β های مختلف محاسبه شد و با توجه به اینکه از دیدگاه اجزای محدود، این مدل دارای دو درجه آزادی فعال است، در نتیجه، با حذف درجات آزادی غیرفعال، ماتریس‌های سختی و جرم 2×2 به ازای هر β مشخص به دست آمد. با داشتن این ماتریس‌ها، فرکانس‌های اول و دوم این تیر به ازای β های مختلف محاسبه گردید. در شکل (۸) نمودار تغییرات فرکانس اول و دوم این سیستم به ازای تغییر β از $0/1$ تا 40 با افزایش $0/01$ رسم گردیده است.



شکل (۸): نمودار تغییرات فرکانس اول و دوم تیر طره‌ای یکنواخت به ازای تغییرات β از $0/1$ تا 40 .

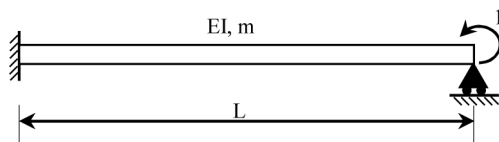
همچنین، با فرض اینکه طول تیر و نیز جرم واحد طول آن و همچنین، EI آن برابر واحد باشد، مقدار فرکانس زاویه‌ای تیر (ω) طبق رابطه $\omega = \sqrt{\beta^4 EI / m}$ ، برابر مجذور β می‌گردد که این کمیت نیز محاسبه شده و در جدول (۶) آورده شده است.

در جدول (۷) یازده فرکانس طبیعی این مدل که با استفاده از روش اجزای محدود متعارف به دست آمده است، با فرکانس‌های دقیق این مدل مقایسه شده است. با دقت در این جدول، مشاهده می‌شود که با افزایش تعداد جزءهای محدود، دقت شناسایی فرکانس‌ها مخصوصاً فرکانس‌های مدهای پایین افزایش می‌یابد. نکته دیگر این است که فرکانس‌های به‌دست آمده از روش اجزای محدود همواره بزرگ‌تر از فرکانس‌های دقیق مدل هستند. در حالتی که تعداد اجزای محدود برابر ۶ می‌باشد خطای فرکانس‌های حاصل از روش اجزای محدود متعارف نسبت به فرکانس‌های دقیق متناظرشان به ترتیب شماره مد مقادیر $۰/۱۳$ ، $۰/۱۳$ ، $۰/۵۴$ ، $۱/۴۶$ ، $۲/۷۷$ ، $۱۱/۱۳$ ، $۱۴/۱۴$ ، $۲۱/۳۸$ ، $۳۱/۱۰$ ، $۴۰/۷۷$ و $۴۰/۸۰$ درصد است. مشاهده می‌شود خطای فرکانس‌های حاصل از روش اجزای محدود برای مد ششم و بالاتر از آن، بیشتر از ده درصد است و بیشترین خطا مربوط به فرکانس مد یازدهم است که برابر $۴۰/۸۰$ درصد می‌باشد.

در حقیقت، با استفاده از این روش ابتکاری می‌توان تنها با یک جزء محدود، فرکانس‌های ارتعاش طبیعی این تیر را با دقت خیلی بالایی به دست آورد و برخلاف روش اجزای محدود متعارف، خطای شناسایی فرکانس مدهای بالاتر افزایش نمی‌یابد بلکه اگر به‌صورت نسبی و درصدی محاسبه شود، این خطا کاهش نیز پیدا می‌کند.

۴-۲- تیر یک‌سر گیردار-یک‌سر مفصل یکنواخت

تیر یک‌سر گیردار-یک‌سر مفصل یکنواخت نشان داده شده در شکل (۹) را در نظر بگیرید. این تیر دارای سختی خمشی EI ، جرم واحد طول m و نیز طول L می‌باشد. توسط نویسندگان این مقاله ثابت گردیده است که معادله مشخصه فرکانسی این سیستم برابر با $\sin \beta L \cosh \beta L - \sinh \beta L \cos \beta L = 0$ است که در آن $\beta = \sqrt[4]{\omega^2 m / EI}$ می‌باشد. با استفاده از نرم‌افزار MATLAB، دوازده ریشه معادله مشخصه فرکانسی این مدل به دست آورده شد که مقادیر آن در جدول (۶) آورده شده است.



شکل (۹): مدل تیر یک‌سر گیردار-یک‌سر مفصل با سختی و جرم یکنواخت.

جدول (۵): فرکانس‌های زاویه‌ای شناسایی شده تیر طره‌ای یکنواخت با استفاده از روش ابتکاری.

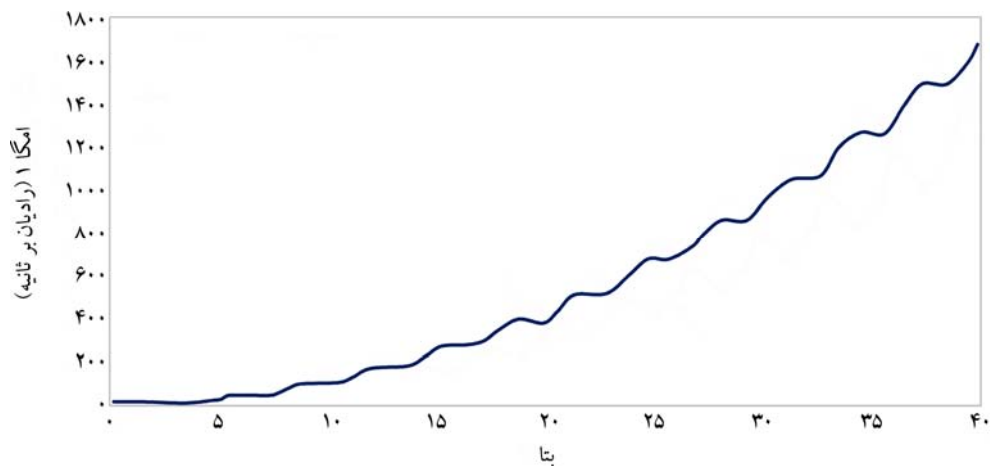
مود	۱	۲	۳	۴	۵	۶
فرکانس	۳/۵۱۶۰	۲۲/۰۳۴۵	۶۱/۶۸۵۳	۱۲۰/۹۰۱۰	۱۹۹/۸۵۴۸	۲۹۸/۵۶۳۸
مود	۷	۸	۹	۱۰	۱۱	۱۲
فرکانس	۴۱۶/۹۷۶۴	۵۵۵/۱۶۷۸	۷۱۳/۰۷۶۹	۸۹۰/۷۲۴۰	۱۰۸۸/۱۴۲۰	۱۳۰۵/۲۳۲۰

جدول (۶): ریشه‌های معادله مشخصه فرکانسی و فرکانس‌های زاویه‌ای تیر یک‌سر گیردار-یک‌سر مفصل با سختی و جرم یکنواخت.

شماره	۱	۲	۳	۴	۵	۶
ریشه	۳/۹۲۶۶	۷/۰۶۸۶	۱۰/۲۱۰۲	۱۳/۳۵۱۸	۱۶/۴۹۳۴	۱۹/۶۳۵۰
فرکانس زاویه‌ای	۱۵/۴۱۸۲	۴۹/۹۶۴۹	۱۰۴/۲۴۷۷	۱۷۸/۲۶۹۷	۲۷۲/۰۳۱۰	۳۸۵/۵۳۱۴
شماره	۷	۸	۹	۱۰	۱۱	۱۲
ریشه	۲۲/۷۷۶۵	۲۵/۹۱۸۱	۲۹/۰۵۹۷	۳۲/۲۰۱۰	۳۵/۳۴۳۰	۳۸/۴۸۵۰
فرکانس زاویه‌ای	۵۱۸/۷۷۱۱	۶۷۱/۷۴۹۹	۸۴۴/۴۶۸۰	۱۰۳۶/۹۲۵۰	۱۲۴۹/۱۲۲۰	۱۴۸۱/۰۵۸۰

جدول (۷): مقایسه فرکانس‌های به دست آمده از روش اجزای محدود متعارف با فرکانس‌های دقیق تیر یک‌سر گیردار- یک‌سر مفصل یکنواخت.

فرکانس‌های دقیق	تعداد اجزای محدود (N_e)						شماره مود
	۶	۵	۴	۳	۲	۱	
۱۵/۴۱۸۲	۱۵/۴۲۰۲	۱۵/۴۲۲۲	۱۵/۴۲۷۹	۱۵/۴۴۸۵	۱۵/۵۶۰۸	۲۰/۴۹۳۹	۱
۴۹/۹۶۴۹	۵۰/۰۲۹۵	۵۰/۰۹۶۸	۵۰/۲۷۶۶	۵۰/۸۳۸۱	۵۸/۴۰۶۰	-----	۲
۱۰۴/۲۴۷۷	۱۰۴/۸۰۹۹	۱۰۵/۳۶۴۳	۱۰۶/۵۹۶۹	۱۱۸/۴۶۵۸	۱۵۵/۶۳۹۱	-----	۳
۱۷۸/۲۶۹۷	۱۸۰/۸۷۹۹	۱۸۲/۸۴۸۴	۲۰۰/۱۷۵۸	۲۲۷/۸۴۷۲	-----	-----	۴
۲۷۲/۰۳۱۰	۲۷۹/۵۷۰۷	۳۰۳/۴۹۴۹	۳۲۶/۳۵۹۶	۴۰۳/۴۹۸۵	-----	-----	۵
۳۸۵/۵۳۱۴	۴۲۸/۴۲۸۷	۴۴۸/۱۹۳۲	۵۲۱/۰۷۷۲	-----	-----	-----	۶
۵۱۸/۷۷۱۱	۵۹۲/۱۱۱۵	۶۵۵/۵۹۴۶	۷۵۴/۳۹۶۲	-----	-----	-----	۷
۶۷۱/۷۴۹۹	۸۱۵/۳۷۳۰	۹۳۳/۶۸۴۶	-----	-----	-----	-----	۸
۸۴۴/۴۶۸۰	۱۱۰۷/۱۲۰۰	۱۲۰۶/۲۹۴۰	-----	-----	-----	-----	۹
۱۰۳۶/۹۲۵۰	۱۴۵۹/۷۲۹۰	-----	-----	-----	-----	-----	۱۰
۱۲۴۹/۱۲۲۰	۱۷۵۸/۷۲۸۰	-----	-----	-----	-----	-----	۱۱



شکل (۱۰): نمودار تغییرات فرکانس اول تیر یکنواخت یک‌سر گیردار- یک‌سر مفصل به ازای تغییرات β از ۰/۱ تا ۴۰.

تنها یک درجه آزادی دورانی برای آن باقی مانده است و لذا تنها فرکانس اول آن محاسبه شده است.

نمودار تغییرات فرکانس اول این سیستم (ω_1) بر حسب β در شکل (۱۰) نشان داده شده است. این نمودار دارای مینیمم مطلق برابر با ۱۵/۴۱۸۲ رادیان بر ثانیه است که با مقدار دقیق فرکانس اول سیستم که به صورت تحلیلی به دست می‌آید تا چهار رقم اعشار کاملاً یکسان و برابر است. مقادیر مینیمم‌های محلی دیگر این نمودار نیز استخراج گردید. این مقادیر و همچنین مقادیر فرکانس‌های تحلیلی متناظر این مینیمم‌ها در جدول (۸) قید شده است.

در روش ابتکاری ارائه شده در این مقاله، تیر یک‌سر گیردار- یک‌سر مفصل مورد بحث با یک جزء محدود مدل گردید. طول تیر برابر واحد فرض شد. همچنین، جرم واحد طول آن و EI آن نیز برابر یک در نظر گرفته شد. با استفاده از تابع درونیابی جدیدی که در بخش قبل معرفی گردید، فرکانس اول این تیر (ω_1) به ازای β های مختلف محاسبه شد. در شکل (۱۰) نمودار تغییرات فرکانس اول این تیر به ازای تغییر β از ۰/۱ تا ۴۰ با افزایش ۰/۰۱ رسم گردیده است. لازم به ذکر است چون این تیر با یک جزء محدود مدل شده است، پس از اعمال شرایط تکیه‌گاهی

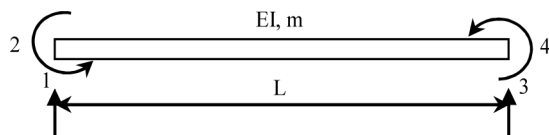
جدول (۸): مقادیر مینیمم‌های فرکانس اول تیر یکنواخت یک‌سرگیردار-یک‌سر مفصل و مقادیر تحلیلی متناظر آنها.

شماره اکسترمم	اول	دوم	سوم	چهارم	پنجم	ششم
مقدار مینیمم	۱۵/۴۱۸۲	۴۹/۹۶۴۹	۱۰۴/۲۴۷۷	۱۷۸/۲۶۹۷	۲۷۲/۰۳۱۰	۳۸۵/۵۳۱۴
مقدار تحلیلی	۱۵/۴۱۸۲	۴۹/۹۶۴۹	۱۰۴/۲۴۷۷	۱۷۸/۲۶۹۷	۲۷۲/۰۳۱۰	۳۸۵/۵۳۱۴
شماره اکسترمم	هفتم	هشتم	نهم	دهم	یازدهم	دوازدهم
مقدار مینیمم	۵۱۸/۷۷۱۱	۶۷۱/۷۵۰۰	۸۴۴/۴۶۸۰	۱۰۳۶/۹۲۵	۱۲۴۹/۱۲۲۰	۱۴۸۱/۰۵۸۰
مقدار تحلیلی	۵۱۸/۷۷۱۱	۶۷۱/۷۴۹۹	۸۴۴/۴۶۸۰	۱۰۳۶/۹۲۵	۱۲۴۹/۱۲۲۰	۱۴۸۱/۰۵۸۰

جدول (۹): ریشه‌های معادله مشخصه فرکانسی و فرکانس‌های زاویه‌ای غیر صفر تیر دو سر آزاد با سختی و جرم یکنواخت.

شماره	۱	۲	۳	۴	۵	۶
ریشه	۴/۷۳۰۰	۷/۸۵۳۲	۱۰/۹۹۵۶	۱۴/۱۳۷۲	۱۷/۲۷۸۸	۲۰/۴۲۰۴
فرکانس زاویه‌ای	۲۲/۳۷۳۳	۶۱/۶۷۲۸	۱۲۰/۹۰۳۴	۱۹۹/۸۵۹۴	۲۹۸/۵۵۵۵	۴۱۶/۹۹۰۸
شماره	۷	۸	۹	۱۰	۱۱	۱۲
ریشه	۲۳/۵۶۱۹	۲۶/۷۰۳۵	۲۹/۸۴۵۱	۳۲/۹۸۶۷	۳۶/۱۲۸۳	۳۹/۲۶۹۹
فرکانس زاویه‌ای	۵۵۵/۱۶۵۲	۷۱۳/۰۷۸۹	۸۹۰/۷۳۱۸	۱۰۸۸/۱۲۴۲	۱۳۰۵/۲۵۵۳	۱۵۴۲/۱۲۶۱

همچنین، با فرض اینکه طول تیر و نیز جرم واحد طول آن و همچنین، EI آن برابر واحد باشد، مقدار فرکانس زاویه‌ای تیر (ω) طبق رابطه $\omega = \sqrt{\beta^4 EI / m}$ ، برابر مجذور β می‌گردد که این کمیت نیز محاسبه شده است و در جدول (۹) آورده شده است.



شکل (۱۱): مدل تیر یکنواخت دو سر آزاد.

در جدول (۱۰) ده فرکانس طبیعی غیر صفر این مدل که با استفاده از روش اجزای محدود متعارف به دست آمده است، با فرکانس‌های دقیق این مدل مقایسه شده است. با دقت در این جدول، مشاهده می‌شود که با افزایش تعداد جزء‌های محدود دقت شناسایی فرکانس‌ها مخصوصاً فرکانس‌های مدهای پایین افزایش می‌یابد. نکته دیگر این است که فرکانس‌های به دست آمده از روش اجزای محدود همواره بزرگ‌تر از فرکانس‌های دقیق مدل هستند. در حالتی که تعداد اجزای محدود برابر 5 می‌باشد خطای فرکانس‌های حاصل از روش اجزای محدود متعارف نسبت به

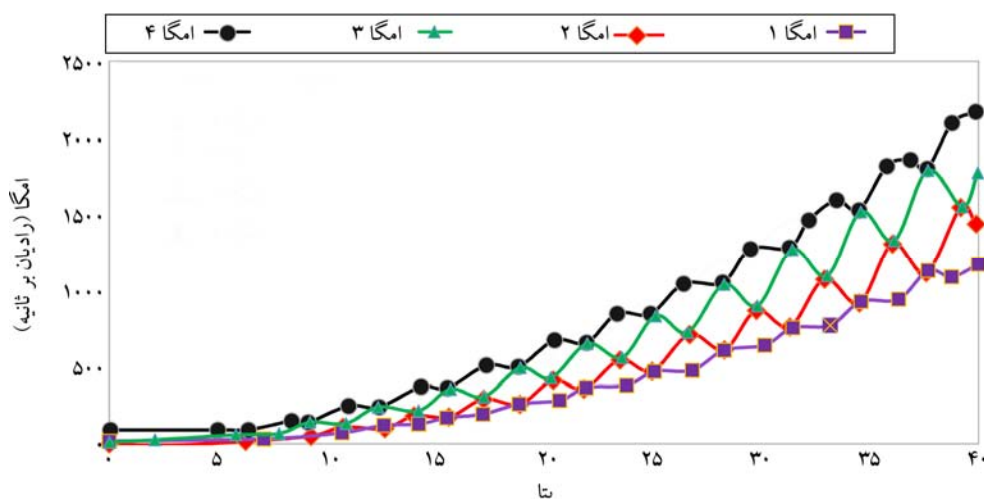
با دقت در جدول (۸) مشاهده می‌شود که مقادیر مینیمم فرکانس‌های اول سیستم با مقادیر دقیق و تحلیلی متناظرشان تا چهار رقم اعشار کاملاً یکسان هستند. فقط فرکانس هشتم شناسایی شده با مقدار تحلیلی آن به اندازه 0.0001 اختلاف دارد. در نتیجه، می‌توان گفت برای این سیستم، فرکانس‌های شناسایی شده با فرکانس‌های دقیق سیستم کاملاً یکسان است و در حقیقت، این روش همان روش تحلیلی است که به شکل و صورت اجزای محدودی در آمده است.

۳-۴- تیر دو سر آزاد یکنواخت

تیر دو سر آزاد یکنواخت نشان داده شده در شکل (۱۱) را در نظر بگیرید. این تیر دارای سختی خمشی EI ، جرم واحد طول m و نیز طول L می‌باشد. توسط نویسندگان این مقاله ثابت گردیده است که معادله مشخصه فرکانسی این سیستم برابر با $\cos \beta L \cosh \beta L - 1 = 0$ است که در آن $\beta = \sqrt[4]{\omega^2 m / EI}$ می‌باشد. با استفاده از نرم‌افزار MATLAB دوازده ریشه معادله مشخصه فرکانسی این مدل به دست آورده شد که مقادیر آن در جدول (۹) آورده شده است.

جدول (۱۰): مقایسه فرکانس‌های غیر صفر به دست آمده از روش اجزای محدود متعارف با فرکانس‌های دقیق تیر دو سر آزاد یکنواخت.

فرکانس‌های دقیق	تعداد اجزای محدود (N_e)					شماره مود
	۵	۴	۳	۲	۱	
۲۲/۳۷۳۳	۲۲/۳۸۴۱	۲۲/۳۹۷۶	۲۲/۴۳۴۸	۲۲/۴۲۳۲	۲۶/۸۳۲۸	۱
۶۱/۶۷۲۸	۶۱/۸۶۹۳	۶۲/۰۵۶۸	۶۱/۹۹۲۳	۷۰/۱۷۷۵	۹۱/۶۵۱۵	۲
۱۲۰/۹۰۳۴	۱۲۲/۰۶۹۳	۱۲۱/۸۶۰۳	۱۳۵/۹۷۳۵	۱۷۵/۴۷۹۹	-----	۳
۱۹۹/۸۵۹۴	۲۰۱/۸۵۱۱	۲۲۳/۲۹۱۳	۲۴۴/۰۷۵۸	۲۸۰/۳۴۸۲	-----	۴
۲۹۸/۵۵۵۵	۳۳۲/۱۷۱۵	۳۴۹/۶۲۲۹	۴۷۲/۶۱۷۹	-----	-----	۵
۴۱۶/۹۹۰۸	۴۷۸/۲۱۰۳	۵۴۲/۲۳۸۰	۵۸۱/۳۸۹۵	-----	-----	۶
۵۵۵/۱۶۵۲	۶۸۲/۱۰۸۱	۹۰۲/۹۶۲۹	-----	-----	-----	۷
۷۱۳/۰۷۸۹	۹۶۴/۴۹۸۳	۹۹۶/۹۲۲۳	-----	-----	-----	۸
۸۹۰/۷۳۱۸	۱۴۵۵/۴۹۸۱	-----	-----	-----	-----	۹
۱۰۸۸/۱۲۴۲	۱۵۲۹/۲۹۸۳	-----	-----	-----	-----	۱۰



شکل (۱۲): نمودار تغییرات فرکانس اول، دوم، سوم و چهارم تیر یکنواخت دو سر آزاد به ازای تغییرات β از ۰/۱ تا ۴۰.

جدیدی که در بخش قبل معرفی گردید، فرکانس‌های اول، دوم، سوم و چهارم این تیر به ازای β ‌های مختلف محاسبه شد. در شکل (۱۲) نمودار تغییرات فرکانس اول (ω_1)، فرکانس دوم (ω_2)، فرکانس سوم (ω_3) و فرکانس چهارم (ω_4) این تیر به ازای تغییر β از ۰/۱ تا ۴۰ با افزایش ۰/۰۰۱ رسم گردیده است.

با مشاهده نمودارهای رسم شده در شکل (۱۲) دیده می‌شود که مقادیر فرکانس‌های اول و دوم برای بتاهای کوچک تقریباً برابر با صفر است که این موضوع ناشی از این مسئله است که تیر مورد بررسی دارای دو مد حرکتی صلب است. مقادیر مینیمم فرکانس‌های اول تا چهارم به ترتیب مقادیر $۵/۶۵۰۲ \times 10^{-7}$ ، $۳/۷۱۴۱ \times 10^{-6}$ ،

فرکانس‌های دقیق متناظرشان به ترتیب شماره مد مقادیر $۰/۰۴۸$ ، $۰/۳۲$ ، $۰/۹۶$ ، $۱/۰۰$ ، $۱۱/۲۶$ ، $۱۴/۶۸$ ، $۲۲/۸۷$ ، $۳۵/۲۶$ ، $۶۳/۴۰$ و $۴۰/۵۴$ درصد است. مشاهده می‌شود خطای فرکانس‌های حاصل از روش اجزای محدود برای مد پنجم و بالاتر از آن، بیشتر از ده درصد است و بیشترین خطا مربوط به فرکانس مد نهم است که برابر با $۶۳/۴۰$ درصد می‌باشد.

در روش ابتکاری ارائه شده در این مقاله، تیر دو سر آزاد مورد بحث با یک جزء محدود مدل گردید؛ مانند مدل‌های قبلی، طول تیر برابر واحد فرض شد. همچنین، جرم واحد طول آن، m و EI آن نیز برابر یک در نظر گرفته شد. با استفاده از توابع درون‌یابی

جدول (۱۱): ماکزیم‌ها و مینیم‌های محلی فرکانس دوم و سوم تیر یکنواخت دو سر آزاد و مقادیر میانگین آنها.

شماره اکستریم	اول	دوم	سوم	چهارم	پنجم	ششم
ماکزیم	۲۲/۳۷۲۴	۶۱/۶۶۶۵	۱۲۰/۸۹۷۰	۱۹۹/۸۴۵۶	۲۹۸/۵۴۶۱	۴۱۶/۹۵۶۰
مینیم	۲۲/۳۷۳۴	۶۱/۶۷۴۴	۱۲۰/۹۱۳۳	۱۹۹/۸۶۳۹	۲۹۸/۵۸۱۶	۴۱۷/۰۰۹۷
میانگین	۲۲/۳۷۲۹	۶۱/۶۷۰۵	۱۲۰/۹۰۵۲	۱۹۹/۸۵۴۸	۲۹۸/۵۶۳۹	۴۱۶/۹۸۲۹
مقادیر دقیق	۲۲/۳۷۳۳	۶۱/۶۷۲۸	۱۲۰/۹۰۳۴	۱۹۹/۸۵۹۴	۲۹۸/۵۵۵۵	۴۱۶/۹۹۰۸
قدر مطلق خطا (درصد)	۰/۰۰۱۷	۰/۰۰۳۷	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۲۳	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۱۹
شماره اکستریم	هفتم	هشتم	نهم	دهم	یازدهم	دوازدهم
ماکزیم	۵۵۵/۱۶۱۵	۷۱۳/۰۳۸۶	۸۹۰/۰۷۲۵	۱۰۸۸/۰۸۹۰	۱۳۰۵/۱۶۳۰	۱۵۴۲/۱۱۰۰
مینیم	۵۵۵/۱۷۴۳	۷۱۳/۱۲۵۸	۸۹۰/۰۷۴۵۹	۱۰۸۸/۱۹۶۰	۱۳۰۵/۳۰۲۰	۱۵۴۲/۱۵۶۰
میانگین	۵۵۵/۱۶۷۹	۷۱۳/۰۸۲۲	۸۹۰/۰۷۲۴۲	۱۰۸۸/۱۴۳۰	۱۳۰۵/۲۳۳۰	۱۵۴۲/۱۳۳۰
مقادیر دقیق	۵۵۵/۱۶۵۲	۷۱۳/۰۷۸۹	۸۹۰/۰۷۳۱۸	۱۰۸۸/۱۲۴۰	۱۳۰۵/۲۵۵۰	۱۵۴۲/۱۲۶۰
قدر مطلق خطا (درصد)	۰/۰۰۰۵	۰/۰۰۰۴	۰/۰۰۰۸	۰/۰۰۱۷	۰/۰۰۱۷	۰/۰۰۰۴

فرکانس‌هایی که از این روش به دست آمد در اکثر موارد اختلاف ناچیزی با مقادیر دقیق فرکانس‌های متناظر آن تیر داشت، اما چون در این روش باید نمودار تغییرات فرکانس‌های مختلف تیر به ازای تغییر بتا در بازه‌ای مناسب و با گامی مشخص، رسم گردد و با توجه به چگونگی تغییرات آن، فرکانس‌های ارتعاش طبیعی تیر استخراج گردد، احتیاج به قضاوت مهندسی و همچنین داشتن جواب‌های دقیق فرکانس‌های ارتعاش آزاد تیر و یا لاقبل داشتن فرکانس‌های تقریبی تیر است که از روش اجزای محدود متعارف و با تعداد اجزای محدود نسبتاً زیاد به دست آمده است. در واقع این روش می‌تواند مکمل روش اجزای محدود متعارف باشد و منجر به شناسایی دقیق‌تر فرکانس‌های مدهای ارتعاشی بالای تیرهای خمشی با جرم و الاستیسیته پیوسته گردد. در حقیقت، در سه مثال حل شده در این مقاله، پارامتر بتا از ۰/۰۱ تا ۴۰ و با میزان افزایش ۰/۰۱ تغییر یافته است. در واقع، به ازای ۴۰۰۰ مقدار برای پارامتر بتا، فرکانس‌های این سه مدل محاسبه گردیده و نمودارهای آن بر حسب بتا رسم شده است و با توجه به این نمودارها و داشتن فرکانس‌های تقریبی که از روش اجزای محدود متعارف به دست آمده است، فرکانس‌های دقیق سیستم شناسایی شده است. در نتیجه، ملاحظه می‌گردد که

۲۲/۳۷۳۴ و ۷۵/۱۹۲۷ رادیان بر ثانیه است. مقادیر دقیق فرکانس اول و دوم غیر صفر این تیر به ترتیب مقادیر ۲۲/۳۷۳۳ و ۶۱/۶۷۲۸ رادیان بر ثانیه می‌باشد. ملاحظه می‌شود فرکانس اول غیر شناسایی شده همخوانی خیلی خوبی با مقدار دقیق آن دارد ولی فرکانس دوم غیر صفر را نمی‌توان به عنوان فرکانس دوم تیر در نظر گرفت. برای شناسایی فرکانس‌های بالاتر، مقادیر ماکزیم‌های نسبی فرکانس دوم (ω_2) و مقادیر مینیم‌های نسبی فرکانس سوم (ω_3) به عنوان فرکانس‌های طبیعی تیر تلقی گردید و این ماکزیم‌ها و مینیم‌ها شناسایی گردیدند و میانگین آنها به عنوان فرکانس طبیعی تیر در نظر گرفته شد و این مقادیر با مقادیر دقیق متناظرشان مقایسه گردید که نتایج کار در جدول (۱۱) آورده شده است. با دقت در این جدول، مشاهده می‌شود اختلاف بین مقادیر دقیق فرکانس و مقادیر شناسایی شده متناظرش بسیار ناچیز است و حداکثر قدر مطلق خطا ۰/۰۰۳۷ درصد می‌باشد.

۵- بحث و نتیجه‌گیری

در این پژوهش، با استفاده از توابع درونی‌یابی جدیدی که متشکل از مجموع توابع سینوسی، کسینوسی و نمایی بود و در حقیقت جملات آن بر گرفته از حل دقیق معادله دیفرانسیل حاکم بر ارتعاش آزاد تیرها بود، فرکانس‌های سه مدل تیر خمشی یکنواخت به دست آورده شد.

6. Sadrnejad, S.A. (2009) *Introduction to Finite Elements Method*. Second Edition, K.N. Toosi University of Technology Publications (in Persian).
7. Hanselman, D. and Littlefield, B. (1996) *Mastering MATLAB, A Comprehensive Tutorial and Reference*. First Edition, Prentice-Hall.

فهرست علائم

- EI: سختی خمشی تیر
 L: طول تیر
 m: جرم واحد طول تیر
 u: تغییر مکان جانبی تیر
 $\varphi_n(x)$: پارامتری که فقط تابع مکان است و شکل مد ارتعاشی n ام تیر را نشان می‌دهد.
 ω_i : فرکانس زاویه‌ای مد i ام سیستم
 $\beta_i = \frac{\omega_i^2 m}{EI}$: پارامتری برابر با
 $\psi_i(x)$: توابع درون‌یابی (توابع شکل) جزء محدود
 \bar{k}_e : ماتریس سختی جزء محدود
 \bar{m}_e : ماتریس جرم جزء محدود
 N_e : تعداد اجزای محدود به کار گرفته شده در مدل

استفاده از این تابع شکل حجم محاسبات را به شدت افزایش می‌دهد. لازم به ذکر است برای اینکه این روش به‌طور مستقل از روش اجزای محدود متعارف به کار گرفته شود، احتیاج به تلاش و برنامه‌ریزی جدیدی می‌باشد که نویسندگان این مقاله بر آنند در این راستا این کار را در پژوهش‌های بعدی خود انجام دهند.

همچنین، پیشنهاد می‌گردد در تحقیقات بعدی، فرکانس‌های ارتعاش طبیعی مدل‌های بیشتری که شامل قاب‌های دو بعدی نیز باشد، از این روش به‌دست آورده شود. سپس، کارآیی این روش مورد تجزیه و تحلیل بیشتری قرار گیرد. علاوه بر این، چون این روش ابتکاری در مراحل ابتدایی خود می‌باشد، لازم است کارایی آن برای شناسایی فرکانس‌های طبیعی تیرهای خمشی با مقطع متغیر نیز مورد بررسی قرار گیرد. محاسبه فرکانس دقیق این تیرها به‌صورت تحلیلی امکان‌پذیر نیست و یا برای موارد خاصی ممکن می‌باشد و در نتیجه باید از روش‌های عددی برای محاسبه فرکانس آنها استفاده کرد.

مراجع

1. Chopra, A.K. (2012) *Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Fourth Edition, Prentice-Hall.
2. Banerjee, J.R. (1997) Dynamic stiffness formulation for structural elements: a general approach. *Computers and Structures*, **63**, 101-103.
3. Zeng, P. (1998) Composite element method for vibration analysis of structures, part I: principle and C0 element (bar). *Journal of Sound and Vibration*, **218**, 619-658.
4. Zeng, P. (1998) Composite element method for vibration analysis of structures, part II: C1 element (beam). *Journal of Sound and Vibration*, **218**, 659-696.
5. Tahooni, Sh. (1996) *Finite Elements for Structural Analysis*. Second Edition, Science and Literature Publications (in Persian).

DOI: 10.48303/bese.2022.544869.1050

نوع مقاله: پژوهشی

چکیده

جمع‌آوری اطلاعات آماری از ساختمان‌های موجود به‌ویژه شهر تهران و طبقه‌بندی آنها کمک شایانی در مدیریت بحران جهت کاهش خسارات لرزه‌ای می‌نماید. حذف میان‌قاب در طبقه همکف به دلیل مزایای کاربردی، به‌طور گسترده دیده می‌شود. مطالعات صورت گرفته روی این ساختمان‌ها، عملکرد ضعیف آنها به علت تشکیل طبقه نرم را نشان می‌دهد. در این پژوهش ابتدا اطلاعات آماری از ساختمان‌های نوساز در مناطق ۹ و ۱۱ شهر تهران که بر اساس ضوابط لرزه‌ای طراحی شده جمع‌آوری و بر اساس علل تشکیل طبقه نرم طبقه‌بندی گردید. بر این اساس با فرض اجرای صحیح، تنها عامل ممکن در ایجاد طبقه نرم در این سازه‌ها حذف میان‌قاب در طبقه همکف می‌باشد. جهت بررسی این عامل یک ساختمان شش طبقه بتنی نمونه، در حالت سه‌بعدی در OpenSees مدل‌سازی شده که در حالت‌های مختلف چینش میان‌قاب در طبقه همکف و اعمال زلزله در زوایای مختلف، رفتار سازه ارزیابی گردید. نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی نشان داد به دلیل آنکه این سازه‌ها بر اساس ضوابط لرزه‌ای طراحی شده، حذف میان‌قاب در طبقه همکف باعث تشکیل طبقه نرم نشد و با توزیع یکنواخت خسارت در همه طبقات، عملکرد سازه بهبود یافت. همچنین حالت‌های مختلف چینش میان‌قاب در طبقه همکف، رفتار سازه را تغییر داده و اهمیت مدل‌سازی میان‌قاب و اعمال زلزله در زوایای مختلف را جهت تعیین رفتار واقعی سازه در هنگام زلزله نشان داد.

واژگان کلیدی: مطالعات آماری، طبقه نرم، میان‌قاب، OpenSees، تحلیل‌های غیرخطی سه‌بعدی.

نقش میان‌قاب‌ها در ساختمان‌های متداول دارای طراحی لرزه‌ای و مدل‌سازی سه‌بعدی

سروش نودهی

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران، تهران، ایران

سید مهدی زهرایی (نویسنده مسئول)

استاد، دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران، تهران، ایران، mzahrari@ut.ac.ir

۱- مقدمه

بهره‌مندی هر چه بیشتر از فضای معماری و منافع اقتصادی (تجاری - مسکونی) باعث پیدایش ساختمان‌ها با معماری‌هایی گردید که غالباً طبقه همکف این سازه‌ها دارای کاربری پارکینگ و یا تجاری هستند. به همین جهت میان‌قاب‌ها در طبقه همکف حذف شده یا ارتفاع طبقه همکف نسبت به سایر طبقات بیشتر است. این سبک از معماری به دلیل مزیت‌های کاربردی به‌طور گسترده مورد استفاده قرار می‌گیرد [۱]. مشاهدات و نتایج آماری زلزله‌های رخ داده نشان می‌دهد این سبک از معماری در ساختمان‌هایی که بر اساس بار ثقلی طراحی شده‌اند، منجر به رفتار لرزه‌ای مناسبی نمی‌شود که بخش عمده آن به دلیل تشکیل

طبقه نرم یا ضعیف می‌باشد [۲-۴]. تجربیات به‌دست آمده از زلزله‌های اخیر نشان می‌دهد خرابی طبقه نرم علاوه بر خسارت‌های جانی و مالی، ضربه‌های اقتصادی فراوانی نیز به نهادهای مربوطه وارد خواهد کرد. جمع‌آوری اطلاعات ساختمان‌های موجود در هر منطقه، طبقه‌بندی این اطلاعات بر اساس معماری و رفتار سازه‌ای آنها توسط مهندسی مربوطه و تهیه نقشه خطرپذیری برای هر منطقه شهری کمک شایانی در مدیریت و برنامه‌ریزی جهت نوسازی و یا بهسازی ساختمان‌ها خواهد کرد که در نتیجه باعث کاهش خسارت‌های وارده در هنگام زلزله و یا آتش‌سوزی می‌گردد. همچنین این

می‌دهند. دسته دوم شامل ساختمان‌هایی است که بر اساس ضوابط لرزه‌ای طراحی شده‌اند. در طراحی این ساختمان‌ها رفتار و حضور میان‌قاب‌ها در مراحل طراحی در نظر گرفته نمی‌شود. مطالعات نسبتاً زیادی بر روی دسته اول ساختمان‌ها و بهسازی آنها صورت گرفته است [۹-۱۱]. هدف از این پژوهش بررسی احتمال تشکیل طبقه نرم و رفتار لرزه‌ای سازه در ساختمان‌های دسته دوم می‌باشد.

مطالعات نشان می‌دهد یکی از دلایل عمده تشکیل طبقه نرم در ساختمان‌ها، حذف میان‌قاب‌ها در طبقه همکف می‌باشد. در این ساختمان‌ها جابه‌جایی و خسارت در طبقه همکف (طبقه نرم) متمرکز می‌شود که از انتقال خسارت به طبقات فوقانی جلوگیری خواهد کرد؛ اما به دلیل اتلاف انرژی تنها در این طبقه و حضور بارهای ثقلی، ظرفیت سازه کاهش یافته و فروریزش سازه رخ می‌دهد [۳، ۱۲-۱۳]. بر اساس نتایج تحقیقات صورت گرفته، در صورت عدم توجه به نحوه‌ی اجرا و اتصال میان‌قاب‌ها به قاب پیرامونی سختی جانبی، شکل‌پذیری و مقاومت کل سازه به علت حضور میان‌قاب تغییر خواهد کرد [۱۴]. همچنین حضور بازشو در میان‌قاب‌ها، توزیع متفاوت میان‌قاب‌ها در ارتفاع سازه و نوع مصالح میان‌قاب بر پاسخ کلی سازه تأثیرگذار خواهند بود [۱۵-۱۶]. میان‌قاب‌ها در صورتی به‌عنوان المان‌های کاملاً غیر سازه‌ای شناخته می‌شوند که تأثیری بر رفتار جانبی سازه تحت بار زلزله نداشته باشند [۱۷]؛ حال آنکه در ایران، غالباً اجرای میان‌قاب‌ها به نحوی است که از چهارگوشه به قاب پیرامونی توسط آجر، ملات و سایر المان‌ها متصل بوده و به همین دلیل در سختی و مقاومت جانبی سازه تأثیرگذار خواهند بود و خسارت‌های جانی و مالی فراوانی را در پی داشته است [۱۸]. زلزله کرمانشاه نمونه بارزی از وجود ضعف در طراحی، اجرا و نظارت میان‌قاب‌ها در ساختمان‌های نوساز بوده است. در مطالعات انجام شده توسط عباس‌نژادفرد و همکاران [۱۹] که با عنوان بررسی تأثیر دیوارهای غیر سازه‌ای با آجر مجوف سفالی بر رفتارها لرزه‌ای ساختمان‌ها مسکونی متداول بود، نتایج تحلیل‌های بار افزون استاتیکی و تاریخیچه زمانی بیانگر افزایش مقاومت و سختی جانبی بوده و

داده‌ها در تهیه نقشه توزیع خسارت پس از حادثه با توجه به بافت ساختمان‌ها، در تسریع عملیات امداد و نجات کمک می‌کند [۵]. مدیریت بحران شهر پالو آلتو به دلیل تهیه نقشه‌های خطرپذیری بر اساس ساختمان‌های موجود که پیش از حادثه تهیه شده بود، مثبت و کارا گزارش گردیده است [۶].

تهران، پایتخت ایران، به دلیل موقعیت اقتصادی، اجتماعی و سیاسی دارای اهمیت بسیار زیادی است. با توجه به گسل‌های موجود در تهران و فعالیت نسبی آنها، این شهر در گروه شهرهای با خطر نسبی بسیار زیاد در آیین‌نامه‌های طراحی قرار دارد [۷-۸]. تراکم جمعیتی شهر تهران، ساخت‌وساز در محدوده گسل‌ها و فعالیت بالای لرزه‌ای این شهر، بافت فرسوده ساختمان‌های جنوب شهر، معماری‌های آسیب‌پذیر برخی از ساختمان‌ها، ضعف در اجرا (مشابه خسارت‌ها در زلزله کرمانشاه) در کنار اهمیت سیاسی، اجتماعی و اقتصادی همگی بیانگر دلایل خسارت‌های جبران‌ناپذیر تهران در صورت وقوع زلزله شدید و عدم مدیریت بحران آن خواهد بود. اطلاعات آماری طبقه‌بندی شده از ساختمان‌های موجود جهت مدیریت بحران، اهدای تسهیلات جهت بهسازی و نوسازی ساختمان‌ها، جلوگیری از ساخت‌وساز در محدوده گسل‌ها و ایجاد شرایط شغلی مناسب در شهرهای ایران باعث کاهش تراکم جمعیتی در تهران و خسارت‌های وارده خواهد شد.

مشاهدات میدانی ساختمان‌های موجود در ایران به‌ویژه کلان‌شهرها بیانگر آن است که میان‌قاب طبقه همکف اغلب این ساختمان‌ها به دلیل مزایای کاربردی حذف شده است. با توجه به جمعیت آماری این سبک از معماری در شهرهای لرزه‌خیزی مانند تهران، بررسی عملکرد این ساختمان‌ها در هنگام زلزله، مطالعه رفتاری و سازمان‌دهی آنها و همچنین ارائه شیوه‌های مختلف بهسازی برای این سبک از معماری از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. طراحی این ساختمان‌ها از لحاظ سازه‌ای به دو دسته تقسیم می‌گردد. دسته اول ساختمان‌هایی هستند که بر اساس بارهای ثقلی طراحی شده‌اند که حتی در صورت عدم وجود طبقه نرم نیز عملکرد ضعیفی در هنگام زلزله از خود نشان

می‌گردد. در نهایت، ساختمانی که درصد بالایی از جامعه آماری مطابق با آن بوده، جهت مدل‌سازی انتخاب و مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. از جمله پارامترهای مؤثر در تشکیل طبقه نرم، ارتفاع زیاد طبقه همکف نسبت به سایر طبقات، حذف ناگهانی میان‌قاب‌ها و دیوارها در ارتفاع به ویژه در طبقه همکف، حذف ناگهانی مسیر باربری در ارتفاع، وجود دیوارهای خارجی با بازشوهای زیاد در طبقه همکف، تیر قوی-ستون ضعیف و ضعف در ناحیه اتصال تیر به ستون می‌باشد [۳، ۱۲]. همچنین به دلیل آن که اثرات ثانویه بر رفتار این ساختمان‌ها تأثیرگذار خواهند بود، ساختمان‌های مورد بررسی تنها شامل ساختمان‌هایی با بیش از چهار طبقه می‌باشد.

۲-۲- نتایج مطالعات آماری و انتخاب ساختمان جهت مدل‌سازی عددی

در جدول (۱) خلاصه وضعیت مطالعات آماری مربوط به ساختمان‌های هر منطقه ارائه شده که بر این اساس ساختمان‌هایی که دارای این مشخصات هستند، مورد بررسی بیشتر قرار گرفت. نتایج نشان می‌دهند ساختمان‌ها از لحاظ معماری و سازه‌ای در هر دو منطقه مشابه هم می‌باشند. همچنین احتمال می‌رود تعداد کمی از آنها دارای نامنظمی در پلان و یا دارای تیر قوی-ستون ضعیف باشند.

غالب کاربری ساختمان‌های این مناطق مسکونی بوده، اسکلت اکثر آنها بتنی و دارای قاب با باربری جانبی خمشی هستند. تعداد طبقات این ساختمان‌ها بین شش تا هشت طبقه می‌باشد. احتمال تشکیل طبقه نرم در آنها به دلیل حذف میان‌قاب‌ها و به ویژه تیغه‌ها در طبقه همکف است. بر اساس این نوع معماری، کاربری طبقه همکف غالباً پارکینگ بوده و ارتفاع آن نسبت به سایر طبقات کمتر است. همچنین ضوابط طراحی به نحوی خواهد بود که باعث می‌گردد ابعاد ستون و تیر در طبقات فوقانی به تدریج کاهش یابد؛ بنابراین احتمال تشکیل طبقه نرم در ساختمان، با فرض اجرای صحیح و عدم حضور میان‌قاب در کل سازه کاهش می‌یابد. به همین دلیل تنها عامل تشکیل طبقه نرم در این نوع ساختمان‌ها می‌تواند حذف ناگهانی میان‌قاب در طبقه همکف باشد.

مؤید رفتاری مشابه با تحقیقات گذشته بر روی میان‌قاب‌ها بوده است. اجرای صحیح میان‌قاب‌ها باید به نحوی باشد که ضمن مهارشدگی و کنترل رفتار خارج از صفحه تا حد ممکن در درون صفحه به قاب پیرامونی اتصال سخت نداشته باشد. نحوه اجرای صحیح این میان‌قاب‌ها در استاندارد Eurocode6 بیان شده است [۲۰]. مطابق با مطالب بیان شده جهت بررسی کامل و واقع‌بینانه‌تر از رفتار ساختمان‌های موجود در ایران، مدل‌سازی میان‌قاب‌ها ضروری به نظر می‌رسد.

بنابراین در این پژوهش ابتدا در یک مطالعه آماری، ساختمان‌هایی که در چند سال اخیر در مناطق ۹ و ۱۱ تهران ساخته شده بر اساس دلایل تشکیل طبقه نرم طبقه‌بندی می‌گردد. در نهایت یک ساختمان که معماری و علل تشکیل طبقه نرم در آن مطابق با اکثریت جامعه آماری می‌باشد جهت بررسی رفتار لرزه‌ای، طراحی و مدل‌سازی می‌گردد. با هدف بررسی رفتار واقعی سازه در هنگام زلزله با توجه به اهمیت مدل‌سازی سه‌بعدی به ویژه برای سازه‌های بتنی و به دلیل اندرکنش ستون‌ها در این پژوهش مدل‌سازی ساختمان‌ها به صورت سه‌بعدی صورت گرفته است.

۲- روش تحقیق

۲-۱- اطلاعات آماری

هدف نهایی از جمع‌آوری اطلاعات آماری در این پژوهش، بررسی ساختمان‌هایی است که نوساز بوده و طبق ضوابط لرزه‌ای طراحی می‌گردد اما با بررسی علل تشکیل طبقه نرم مانند نادیده گرفتن مدل‌سازی برخی المان‌ها (میان‌قاب‌ها و ...) در طراحی و ضعف در اجرا، احتمال وجود طبقه نرم در آنها زیاد خواهد بود.

بالغ بر ۷۰ نقشه سازه و معماری از مناطق ۹ و ۱۱ تهران جمع‌آوری شده و مورد ارزیابی قرار گرفت. به دلیل آنکه مدل‌سازی و انجام تحلیل‌های مورد نیاز بر روی هر یک از ساختمان‌ها جهت بررسی احتمال تشکیل طبقه نرم از لحاظ اقتصادی و مهندسی به صرفه نیست، مشابه گردآوری داده‌هایی که توسط واکازیچ و همکاران [۲۱] انجام شده، ابتدا پارامترهای مؤثر تشکیل طبقه نرم در هر یک از ساختمان‌ها بررسی و ثبت

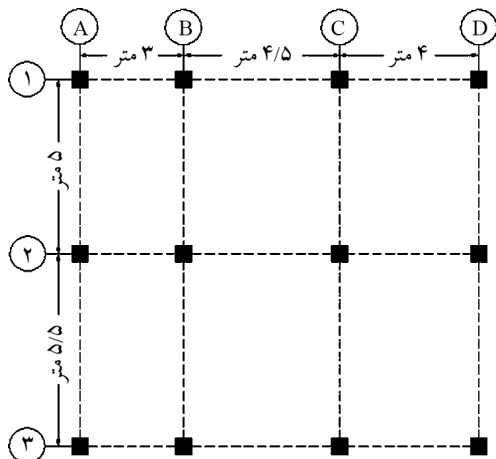
جدول (۱): خلاصه اطلاعات آماری مناطق نهم و یازدهم.

پارامتر مورد بررسی	منطقه ۹	منطقه ۱۱	مشخصات ساختمان نهایی جهت مدل سازی (جمع بندی)
نوع اسکلت	بتنی	بتنی	بتنی
کاربری	مسکونی	مسکونی	مسکونی
تعداد طبقات	۸-۶	۸-۶	۶
مکان طبقه نرم	همکف	همکف	همکف
کاربری طبقه نرم	پارکینگ	پارکینگ	پارکینگ
درصد حذف میان قاب	۲۰-۳۰ درصد	۴۱-۵۰ درصد	۳۵ درصد
درصد حذف تیغه جدا کننده	۸۰-۱۰۰ درصد	۸۰-۱۰۰ درصد	۸۰-۱۰۰ درصد
نسبت ارتفاع طبقه اول به فوقانی	۰/۹۵	۱-۰/۹۵	۰/۹۵
تعداد بر حیات یا گذر	دو یا سه طرف	دو یا سه طرف	دو یا سه طرف
سیستم باربر جانبی	قاب خمشی	قاب خمشی	قاب خمشی
حداقل فاصله بین ستون‌ها (متر)	۳-۱/۷	۳-۱	۳-۱
نامنظمی در پلان	منظم	منظم	منظم
مساحت زیر بنا (متر مربع)	۲۰۰-۱۰۰	۱۰۰-۵۰	۱۵۰-۵۰

مدل سازی آن، فرض حذف کامل میان قاب‌ها در طبقه همکف و مدل نشدن بازشوها در میان قاب‌ها به دلیل تأثیر غیرمستقیم حذف و یا حضور تیغه‌ها می‌باشد.

۳-۲- حالت‌های مختلف مدل سازی

بر اساس نتایج مطالعات آماری، یک ساختمان شش طبقه بتنی با سیستم باربری قاب خمشی مطابق با پلان شکل (۱) در نرم افزار ETABS طراحی گردید. مساحت زیربنا، تعداد دهانه‌ها



شکل (۱): پلان نهایی ساختمان انتخابی.

بیشتر این ساختمان‌ها از دو یا سه طرف خود دارای گذر و حیاط می‌باشند. دلیل بررسی برخی پارامترها نظیر کاربری زمین‌های متصل و فاصله ستون‌ها، مباحث اجرایی، جهت اتصال المان‌های بهسازی می‌باشد.

با توجه به آنکه ساختمان نهایی جهت مدل سازی مطابق با نتایج آماری صورت می‌گیرد در نهایت مطابق با نتایج این مطالعات، مشخصات ساختمان انتخابی تعیین می‌گردد. تفاوت عمده در میان این نقشه‌ها طریقه چینش و یا حذف میان قاب‌ها در طبقه همکف است؛ بنابراین در حالت‌های مختلف، چینش‌های متفاوت میان قاب‌ها مورد ارزیابی واقع شده تا تأثیر این المان در پیچش و سایر عوامل مورد بررسی قرار گیرد. همچنین احتمال تشکیل طبقه نرم به دلیل حذف میان قاب‌ها و تیغه‌ها در طبقه همکف در سازه‌هایی که بر اساس ضوابط لرزه‌ای طراحی شده ارزیابی می‌گردد. لازم به ذکر است در طبقه همکف، تیغه‌ها به طور کلی طبق نتایج آماری حذف شده است. طبق مطالعات انجام شده توسط عباس نژادفرد و همکاران [۱۹] حضور تیغه‌ها با توجه به اندود کاربردی، در سختی جانبی به طور نسبی تأثیر گذار خواهد بود و از طرفی با توجه به پیچیدگی و زمان‌بر بودن

تنها تأثیر میان‌قاب طبق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ در کنترل دوره تناوب محاسباتی می‌باشد. به همین جهت حذف ناگهانی و یا حضور میان‌قاب‌ها باعث ایجاد رفتار جدیدی در سازه می‌گردد که در طراحی لحاظ نشده است؛ بنابراین حالت‌های مختلف چپش میان‌قاب برای این ساختمان بر اساس نتیجه مطالعات آماری ساختمان‌های موجود به صورت جدول (۳) می‌باشد.

و فواصل آنها نیز مطابق با نتیجه آماری تعیین شد. در یک راستا اکثر ساختمان‌ها دارای دو دهانه بوده و در راستای دیگر دارای سه دهانه می‌باشند؛ بنابراین مدل انتخابی مشابه ساختمان‌های موجود در مطالعات آماری خواهد بود. مشخصات ابعاد تیر و ستون در جدول (۲) نشان داده شده است. لازم به ذکر است در طراحی ساختمان‌ها مدل‌سازی میان‌قاب‌ها صورت نمی‌گیرد و

جدول (۲): مقاطع طراحی شده برای ساختمان انتخابی.

مقاطع ستون (سانتی‌متر) میلگرد نمره ۱۸ (میلی‌متر)	مقاطع تیر (سانتی‌متر)		طبقه
	X-Dir	Y-Dir	
۲۰T1۸ - C۴۵×۴۵ و ۲۴T1۸ - C۵۰×۵۰	B۳۵×۴۵	B۴۰×۵۰	۱
۲۰T1۸ - C۴۵×۴۵	B۳۵×۴۵	B۴۰×۵۰	۲
۱۲T1۸ - C۴۵×۴۵	B۳۵×۴۵	B۴۰×۵۰	۳
۱۲T1۸ - C۴۰×۴۰	B۳۵×۴۰	B۴۰×۵۰	۴
۱۲T1۸ - C۳۵×۳۵ و ۱۲T1۸ - C۴۰×۴۰	B۳۵×۴۰	B۳۵×۴۰	۵
۱۲T۱۲ - C۳۵×۳۵	B۳۵×۴۰	B۳۵×۴۰	۶

جدول (۳): حالت‌های مختلف چپش میان‌قاب در طبقه همکف.

نمایه	مشخصات	نام اختصاری
	همه دهانه‌های پیرامونی دارای میان‌قاب (Complete Infill)	CF
	ساختمان دارای طبقه نرم همکف (Soft Story)	SS
	میان‌قاب طبقه همکف تنها در راستای X حضور دارد (X Dir Infill)	XF
	میان‌قاب طبقه همکف تنها در راستای Y حضور دارد (Y Dir Infill)	YF
	میان‌قاب طبقه همکف در هر راستا و تنها یک سمت حضور دارد. (X & Y Dir Infill)	XYF
	میان‌قاب طبقه همکف به صورت یک‌درمیان حضور دارد (X space Y Dir Infill)	XSYF
	میان‌قاب طبقه همکف اطراف راه‌پله حضور دارد (Stair Infill)	SF

۲-۴- مدل سازی

به صورت $1/0.5D+0/25L$ در نظر گرفته شد. جهت لحاظ نمودن اثرات نیروی ثقلی در ظرفیت باربری تیرها، بارها به صورت متمرکز در طول المان تیر و در نقاط مش بندی شده قرار گرفت. زمان تناوب مدل ETABS و OpenSees پس از یکسان سازی فرضیات مدل سازی در هر دو نرم افزار با تقریب خوبی مشابه یکدیگر بودند. با توجه به آنکه ساختمان انتخابی در این پژوهش بر اساس ضوابط لرزه ای طراحی شده، با فرض اجرای صحیح ناحیه اتصال و با وجود پیچیدگی ها و کمبود آزمایش ها و مدل سازی های ناحیه اتصال برای حالت سه بعدی، طبق نتایج ارائه شده شفافیتی و همکاران [۲۶] نیازی به مدل سازی دقیق ناحیه اتصال نبوده و مدل سازی اتصال صلب نیز جواب قابل قبولی را برای این ساختمان ارائه می دهد.

روش های مختلفی جهت مدل سازی میان قاب به روش بزرگ مقیاس ارائه شده است. مطالعات نشان می دهد، نتایج مدل های مختلف برای مدل سازی رفتار میان قاب به طور قابل ملاحظه ای با یکدیگر متفاوت هستند. از طرفی مطالعات بسیار زیادی بر روی مدل سازی از طریق دستک فشاری صورت گرفته است و برای این مدل روابط اصلاحی ارائه شده و معایب آن تا حد ممکن برطرف گردیده است. همچنین مدل سازی آن ساده می باشد؛ بنابراین جهت مدل سازی میان قاب ها در این پژوهش از مدل دستک فشاری استفاده شد که به صورت قطری مطابق شکل (۲) در قاب قرار می گیرد [۲۷-۲۹]. لازم به ذکر است، رفتار خارج از صفحه میان قاب لحاظ نشده است. روابط مورد نیاز جهت محاسبه مقاومت در بار گذاری تدریجی توسط بر تولدی و همکاران [۳۰] برای چهار مود گسیختگی به دست آمده است. روابط محاسبه سختی توسط اسمیت [۳۱] ارائه شده است.

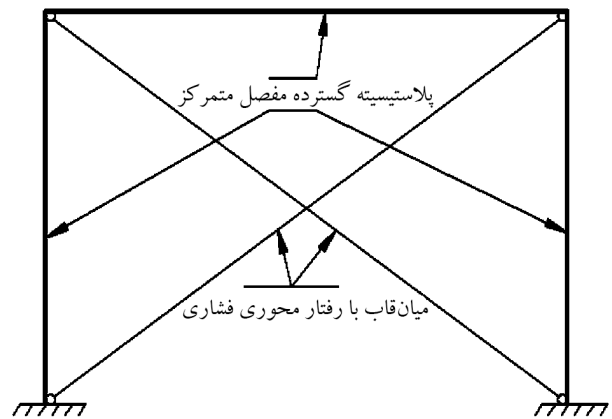
نوح و همکاران [۳۲] از طریق مدل سازی میان قاب در OpenSees با استفاده از المان corotTruss و مقایسه مصالح Hysteretic، Pinching4 و Concrete01 در مدل سازی میان قاب و بررسی رفتار مونوتونیک و چرخه ای با نتایج آزمایشگاهی به این نتیجه رسیدند که استفاده از مصالح Concrete01 جهت سهولت کاربرد و پارامترهای کمتر مورد نیاز، نتایج قابل قبولی را ارائه می دهد.

مطالعات نشان می دهد مدل سازی سه بعدی سازه به ویژه برای سازه های بتنی، به دلیل اندرکنش ستون و تأثیر اعمال شتاب نگاشت یک راستا بر رفتار سازه در راستای دیگر از اهمیت ویژه ای برخوردار است [۲۲-۲۳]. بر همین اساس و به منظور بررسی تأثیر چپش میان قاب ها در حالت های مختلف، مدل سازی ساختمان در این پژوهش در حالت سه بعدی صورت گرفته است. بار گذاری ثقلی به صورت متعارف و بر اساس مبحث ششم مقررات ملی لحاظ گردید. ترکیب بارها و طراحی با استفاده از ضوابط آیین نامه ای ACI-318-2014 و ASCE^۱ انجام گرفت و طبق بار گذاری مبحث ششم مقررات ملی و آیین نامه طراحی مبحث نهم کنترل شد. مقدار بار مرده و زنده طبقات به ترتیب ۴۱۹ و ۲۰۰ کیلوگرم (دکانیوتن) بر مترمربع و بار مرده بام ۴۲۸ کیلوگرم بر مترمربع می باشد. بار مرده حاصل از خود المان های تیر و ستون توسط نرم افزار OpenSees لحاظ گردید. بار مرده پله و دیوار پیرامونی به ترتیب ۱۷۸۵ و ۷۰۰ کیلوگرم بر متر می باشد. سایر بار گذاری ها نیز مطابق با مقادیر مرسوم تعیین شده است. خاک منطقه با توجه به خاک اکثر مناطق تهران، نوع دوم (II) مطابق با تعریف استاندارد ۲۸۰۰ لحاظ گردید. به دلیل کمبود مطالعات آزمایشگاهی در حالت سه بعدی، مدل سازی قاب سازه ای در این پژوهش از طریق روش پلاستیسیته گسترده صورت می گیرد. مدل سازی رفتار بتن از مصالح Concrete01 استفاده شده است. اثرات محصورشدگی مطابق روابط مندر لحاظ گردید [۲۴-۲۵]. مدل سازی رفتار میلگرد با استفاده از مصالح Steel02 و شیب ناحیه سخت شدگی برابر با ۰/۰۰۷ در نظر گرفته شد. مدل سازی المان های تیر و ستون از طریق المان dispBeamColumn انجام شد. هر المان تیر و ستون به چهار قسمت مش بندی گردید و تعداد نقاط انتگرال گیری در طول المان پنج عدد می باشد. در OpenSees دستور تبدیل هندسی^۲ ستون ها از نوع Corotational و تیرها Linear در نظر گرفته شد.

جرم لرزه ای حاصل از ترکیب بار مرده به همراه ۲۰ درصد بار زنده به صورت متمرکز و در انتهای المان های ستون لحاظ گردید. ترکیب بار ثقلی مورد استفاده نیز مطابق آیین نامه FEMAP695

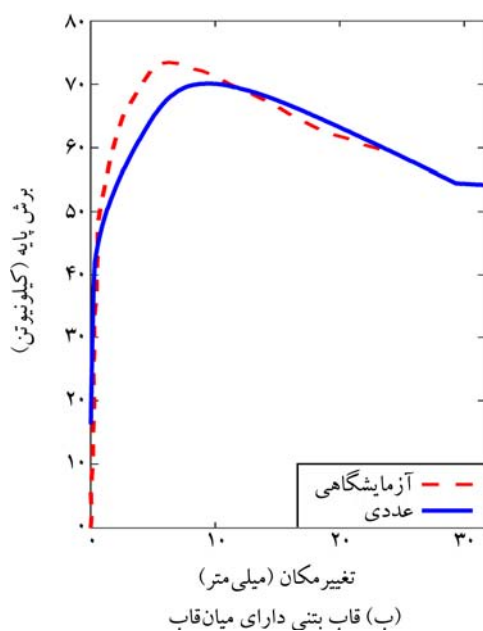
در ناحیه کششی و فشاری خود می‌باشد. مقاومت فشاری بتن $26/5$ مگاپاسکال و ضریب محصور شدگی $1/3$ می‌باشد. بار محوری 80 کیلونیوتن بر روی هر یک از ستون‌ها اعمال شده است [۳۳]. جهت مدل‌سازی قاب از مصالح Concrete01 و Steel02 استفاده شده است. اعضای تیر و ستون با استفاده از المان dispBeamColumn مدل‌سازی شده که هر عضو جهت دقت در محاسبات به سه المان تقسیم شده است [۳۲].

میان‌قاب در مدل آزمایشگاهی با آجر رسی به ابعاد $90 \times 63 \times 190$ و ضخامت $7/5$ میلی‌متر ملات ساخته شده است. در مدل‌سازی میان‌قاب با استفاده از مصالح Concrete01 مقاومت بیشینه $1/881$ مگاپاسکال، کرنش در مقاومت بیشینه $0/0018$ ، مقاومت نهایی $0/658$ مگاپاسکال و کرنش در مقاومت نهایی $0/124$ می‌باشد. نسبت عرض دستک فشاری معادل به طول آن نیز برابر $0/1868$ می‌باشد [۳۲-۳۳]. شکل (۳-الف) نتایج مدل عددی و آزمایشگاهی برای قاب بدون میان‌قاب و شکل (۳-ب) مقایسه نتایج نمونه آزمایشگاهی با مدل عددی میان‌قاب را نشان می‌دهد. حداکثر خطا در این مدل در مقایسه با کار آزمایشگاهی توسط استایلیانیدیس [۳۳] حدود 12 درصد بوده که در نتیجه این مدل‌سازی از دقت قابل قبولی برخوردار است.

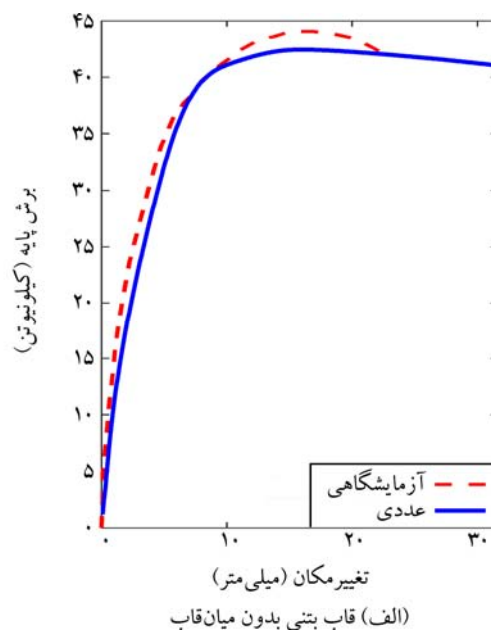


شکل (۲): مدل‌سازی میان‌قاب با استفاده از دستک فشاری.

به همین دلیل جهت مدل‌سازی میان‌قاب از این مصالح استفاده می‌گردد. لازم به ذکر است جهت کالیبره کردن این مصالح، کرنش در مقاومت بیشینه که از روابط ارائه شده به دست می‌آید، باید تقسیم بر 2 شود و در کرنش حداکثر مصالح Concrete01 قرار گیرد. به منظور صحت‌سنجی مدل عددی میان‌قاب در نرم‌افزار OpenSees، نتایج آزمایشگاهی قاب بتنی یک طبقه و یک دهانه که به مقیاس یک سوم شبیه‌سازی شده مورد استفاده قرار می‌گیرد. طول دهانه 159 و ارتفاع آن 106 سانتی‌متر می‌باشد. ابعاد ستون 15×15 و تیر 20×10 سانتی‌متر می‌باشد. مقطع ستون دارای هشت عدد میلگرد شماره 6 و مقطع تیر دارای سه عدد میلگرد شماره 6



(ب) قاب بتنی دارای میان‌قاب



(الف) قاب بتنی بدون میان‌قاب

شکل (۳): صحت‌سنجی مدل عددی میان‌قاب این تحقیق با استفاده از نتایج آزمایشگاهی مرجع [۳۳].

جدول (۴): مشخصات مدل سازی غیر خطی میان قاب با استفاده از مصالح.

طبقه	طول دهانه L (میلی متر)	f_c (مگاپاسکال)	e_c	f_u (مگاپاسکال)	e_{cu}	A (میلی متر مربع)
طبقه اول	۳۰۰۰	۰/۷۲۶۷	۰/۰۰۰۱۷	۰/۲۵۴۳۵	۰/۰۱۱۵	۲۳۳۴۲۸
	۴۰۰۰	۰/۷۱۳۸۶	۰/۰۰۰۱۷	۰/۲۴۹۸۵	۰/۰۱۱۴	۲۸۵۸۰۸
	۴۵۰۰	۰/۷۰۳۱۷	۰/۰۰۰۱۷	۰/۲۴۶۱۱	۰/۰۱۱۴	۳۱۶۸۲۷
	۵۰۰۰	۰/۶۹۱۴۱	۰/۰۰۰۱۷	۰/۲۴۱۹۹	۰/۰۱۱۳	۳۵۰۳۹۱
	۵۵۰۰	۰/۶۷۹۲۸	۰/۰۰۰۱۷	۰/۲۳۷۷۵	۰/۰۱۱۱	۳۸۶۱۵۶
سایر طبقات	۳۰۰۰	۰/۹۵۹۲۸	۰/۰۰۰۲۲	۰/۳۳۵۷۵	۰/۰۱۴۷	۱۷۷۶۳۶
	۴۰۰۰	۰/۹۴۷۵۷	۰/۰۰۰۲۲	۰/۳۳۱۶۵	۰/۰۱۴۹	۲۱۶۵۳۳
	۴۵۰۰	۰/۹۳۴۵۶	۰/۰۰۰۲۲	۰/۳۲۷۰۹	۰/۰۱۴۹	۲۳۹۷۶۸
	۵۰۰۰	۰/۹۱۹۴۸	۰/۰۰۰۲۲	۰/۳۲۱۸۲	۰/۰۱۴۸	۲۶۵۰۰۸
	۵۵۰۰	۰/۹۰۳۴۷	۰/۰۰۰۲۲	۰/۳۱۶۲۱	۰/۰۱۴۷	۲۹۱۹۹۱

جدول (۵): دوره تناوب مدهای اول و دوم برای حالت های مختلف چینش میان قاب در طبقه همکف.

مدل		YF	XYF	XSXF	XF	SF	SS	CF	BF*
دوره تناوب (ثانیه)	مد ۱	۰/۳۳۹	۰/۳۲۳	۰/۲۵	۰/۳۴	۰/۲۹۲	۰/۳۴۱	۰/۲۳۴	۰/۷۸۹
	مد ۲	۰/۲۳۶	۰/۲۴۲	۰/۲۴۸	۰/۲۲۳	۰/۲۵۵	۰/۲۳۹	۰/۲۲۲	۰/۷۷۶

Bare Frame = BF* = سازه بدون میانقاب

مختلف صورت گرفت. جدول (۵) دوره تناوب مدهای اول و دوم، برای حالت های مختلف چینش میان قاب در طبقه همکف را نشان می دهد. همان طور که مشاهده می گردد در صورتی که همه طبقات دارای میان قاب باشد، دوره تناوب سازه حدود ۷۰ درصد نسبت به سازه بدون میان قاب کاهش می یابد. همچنین در صورتی که میان قاب تنها در طبقه همکف حذف گردد (حالت SS)، دوره تناوب سازه حدود ۴۵ درصد (نسبت به حالت CF) افزایش می یابد که این افزایش دوره تناوب با توجه به ساختار زلزله های ایران، می تواند کاهش انرژی ورودی زلزله را به دنبال داشته باشد. در تمامی حالت هایی که میان قاب به طور متقارن در طبقه همکف توزیع شده است، دوره تناوب مدهای اول و دوم مشابه یکدیگر می باشد اما در صورت توزیع نامتقارن میان قاب، مقدار اختلاف بین دوره تناوب دو مد افزایش می یابد که می تواند بیانگر تأثیر سختی جانبی میان قاب ها در دو راستا باشد. جدول (۶) سختی جانبی طبقات در ناحیه خطی را برای حالت SS در راستای X نشان می دهد. با توجه به نسبت سختی جانبی طبقات بر اساس ضوابط آئین نامه در ناحیه خطی، طبقه همکف طبقه نرم نامیده می شود.

میان قاب ساخته شده با کیفیت مناسب از آجر مجوف سفالی با ملات ماسه سیمان و ضخامت ۱۵ سانتی متر، دارای مقاومت فشاری ۲/۱ مگاپاسکال و مقاومت برشی ۰/۴ مگاپاسکال می باشد. مقدار مدول الاستیسیته این نوع میان قاب نیز برابر با ۱۸۸۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است [۳۴]. نتایج مقادیر محاسبه شده جهت مدل سازی رفتار غیر خطی مطابق با این مصالح در جدول (۴) ارائه شده است.

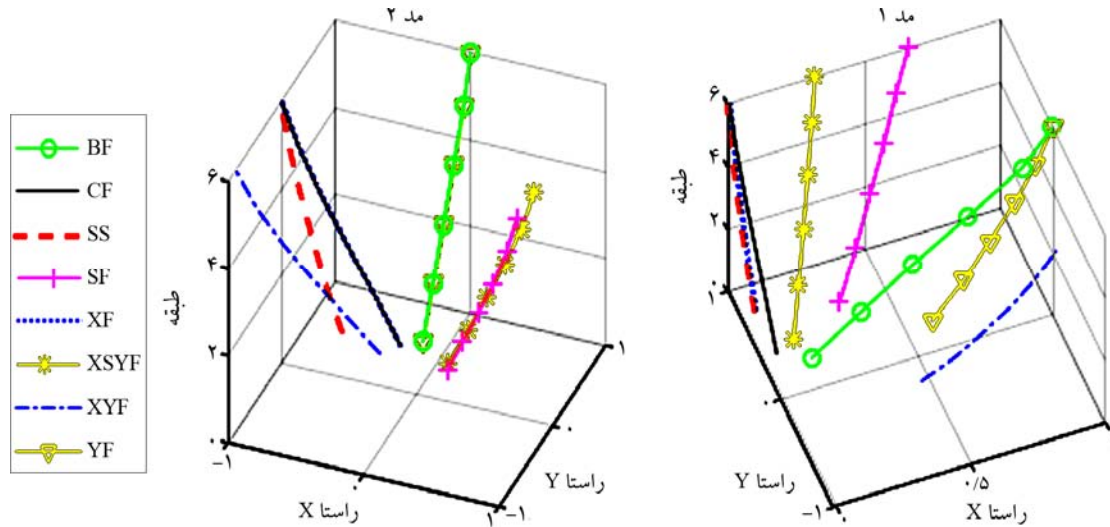
۳- نتایج و یافته ها

۳-۱- تحلیل مدال

در این پژوهش احتمال تشکیل طبقه نرم بر اساس سه معیار یعنی سختی نسبی جانبی طبقات، شکل مودی و توزیع جابه جایی نسبی طبقات (با توجه به مطالعات در زمینه توزیع و تمرکز خسارت ها در سازه دارای طبقه نرم) مورد بررسی قرار می گیرد. دوره تناوب و شکل مدی سازه عموماً به عنوان نماینده ای از رفتار کلی سازه در طراحی و انجام تحلیل های غیر خطی مورد استفاده قرار می گیرد. به همین جهت به منظور بررسی نقش میان قاب ها در دوره تناوب و شکل مدی سازه، تحلیل مدال بر روی سناریوهای

جدول (۶): سختی جانبی طبقات در ناحیه خطی برای حالت SS در راستای X.

طبقه	۱	۲	۳	۴	۵	۶
سختی جانبی (کیلو نیوتن بر میلی متر)	۴۹۰/۷۲	۱۵۰۲/۲۵	۱۱۷۴/۶۳	۱۲۳۶/۱۶	۹۳۵/۱	۹۰۹/۹۵



شکل (۴): نمودار شکل مدی برای حالت‌های مختلف چینش میان قاب در طبقه همکف، در مدهای اول و دوم.

شکل (۴)، شکل مدی حالت‌های مختلف را برای مدهای اول و دوم در حالت سه‌بعدی نشان می‌دهد. هر سناریو به بزرگ‌ترین مقدار خود در هر دو راستا مقیاس شده است. همان‌طور که مشاهده می‌گردد اضافه شدن میان قاب به کل ساختمان، باعث تغییر راستای مد ساختمان از جهت X به Y شده است. حذف میان قاب در طبقه همکف (حالت SS) باعث می‌گردد تا شکل مدی مشابه ساختمان‌های با طبقه نرم گردد. همچنین نمودارها نشان می‌دهند که توزیع نامتقارن میان قاب در طبقه همکف (حالت XYF) می‌تواند باعث گردد تا شکل مدی به ازای هر مد، در هر دو راستا فعال گردد. حضور دیوار در اطراف راه‌پله (حالت SF) نیز می‌تواند باعث تغییر شکل رفتار مدی و فعال شدن آن در هر دو راستا گردد.

شکل (۴)، شکل مدی حالت‌های مختلف را برای مدهای اول و دوم در حالت سه‌بعدی نشان می‌دهد. هر سناریو به بزرگ‌ترین مقدار خود در هر دو راستا مقیاس شده است. همان‌طور که مشاهده می‌گردد اضافه شدن میان قاب به کل ساختمان، باعث تغییر راستای مد ساختمان از جهت X به Y شده است. حذف میان قاب در طبقه همکف (حالت SS) باعث می‌گردد تا شکل مدی مشابه ساختمان‌های با طبقه نرم گردد. همچنین نمودارها نشان می‌دهند که توزیع نامتقارن میان قاب در طبقه همکف (حالت XYF) می‌تواند باعث گردد تا شکل مدی به ازای هر مد، در هر دو راستا فعال گردد. حضور دیوار در اطراف راه‌پله (حالت SF) نیز می‌تواند باعث تغییر شکل رفتار مدی و فعال شدن آن در هر دو راستا گردد.

پاسخ‌های متفاوتی ارائه شده است [۳۵-۳۶]. به‌منظور پوشش بهتر همه زوایا و کاهش هزینه‌های تحلیل از طریق روش نمونه برداری فوق مکعب لاتین (LHS)^۲، زاویه انتخابی جهت انجام تحلیل تعیین می‌گردد. بدین صورت که برای ناحیه اول و دوم مثلثاتی و همچنین به ازای هر زلزله، از طریق این روش نمونه برداری، یک زاویه انتخاب می‌گردد [۲۲، ۳۷].

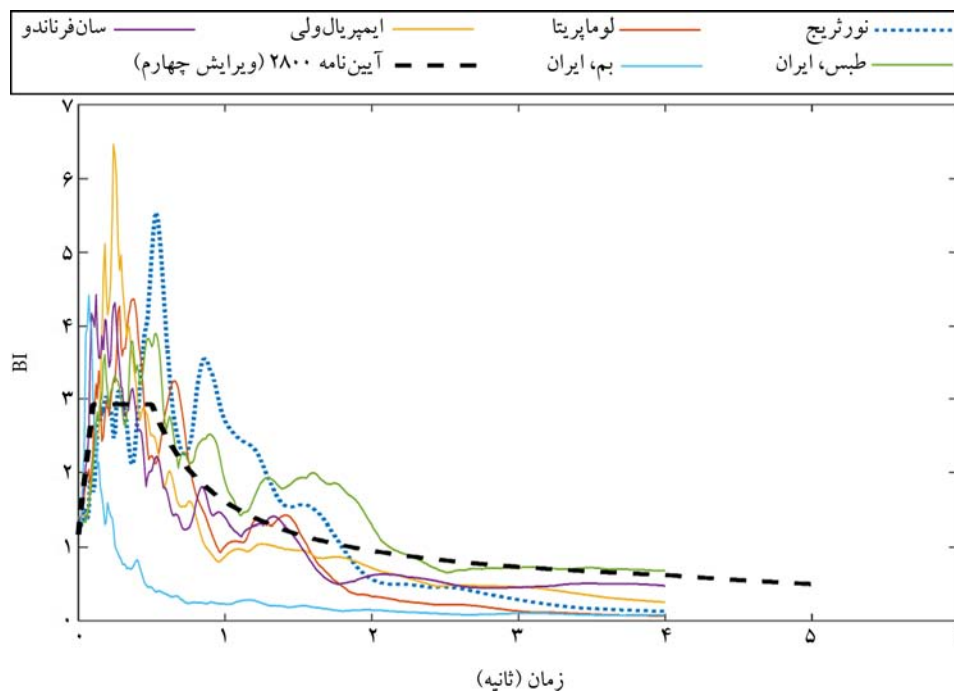
مطابق با جدول (۷) تعداد زلزله انتخاب شده جهت انجام این تحلیل شش عدد می‌باشد که هر شتاب‌نگاشت در دو زاویه به سازه اعمال شده و در مجموع هر سناریو دوازده بار تحت تحلیل تاریخچه زمانی قرار می‌گیرد. مطابق با ضوابط آیین‌نامه‌ای [۱۷] میانگین نتایج به‌عنوان پاسخ‌های تحلیل دینامیکی غیرخطی مورد استفاده قرار می‌گیرد. مقدار ضریب مقیاس نیز بر اساس تبدیل بیشینه شتاب زمین به مقدار واحد، در شتاب‌نگاشت‌های غیر وابسته^۴ به دست آمده است [۳۸]. از بین شش عدد زلزله انتخابی، چهار شتاب‌نگاشت مربوط به زلزله‌های حوزه دور معرفی شده توسط FEMAP695 می‌باشد. به‌منظور دخالت ماهیت و مکانیسم زلزله‌های ایران دو شتاب‌نگاشت حوزه دور زلزله‌های بم و طبس مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۲-۳- تحلیل دینامیکی غیرخطی

با توجه به مدل‌سازی سه‌بعدی سازه‌ها و به‌منظور تعیین پاسخ‌های واقع‌بینانه از نتایج تحلیل، از هر دو مؤلفه عمود بر هم هر زلزله به‌طور هم‌زمان جهت انجام این تحلیل استفاده می‌گردد. همچنین مطالعات نشان می‌دهد، با تغییر زاویه شتاب‌نگاشت‌های اعمالی به سازه حتی برای سازه‌های منظم و با معماری ساده، بیشینه

جدول (۷): مشخصات و زاویه زلزله انتخاب شده، جهت انجام تحلیل تاریخچه زمانی.

شماره زلزله	نام زلزله	سال	بزرگا	سایت ثبت زلزله	PGA (g)	ضریب مقیاس به 1g	زاویه (درجه)
۱	نورثریج	۱۹۹۴	۶/۷	Beverly Hills	۰/۵۱۶۴	۱/۹۲۴۹۳	۰
۲	لوماپریتا	۱۹۸۹	۶/۹	Capitola	۰/۵۲۸۵	۱/۷۳۶۴	۳۸
۳	ایمپریال ولی	۱۹۷۹	۶/۵	El Centro Array #11	۰/۳۸	۲/۰۹۷۲۷	۶۸
۴	سانفرناندو	۱۹۷۱	۶/۶	LAHollywood Stor Lot	۰/۲۱	۴/۴۵	۴۵
۵	طیس، ایران	۱۹۷۸	۷/۳۵	بشرویبه	۰/۱۰۵۵	۹/۷۱۱۶	۶۰
۶	بم، ایران	۲۰۰۳	۶/۶	ابارق	۰/۱۶۸	۵/۹۲۶۹	۵۳



شکل (۵): طیف پاسخ مقیاس شده برای شتاب‌نگاشت‌های انتخابی.

به منظور بررسی بهتر رفتار سازه، تحلیل تاریخچه زمانی در چهار سطح مختلف بیشینه شتاب زمین صورت می‌گیرد. هر مؤلفه زلزله مطابق با استاندارد ۲۸۰۰، ابتدا به بیشینه شتاب زمین در بین هر دو مؤلفه مقیاس شده و سپس طیف آن به دست می‌آید. در نهایت طیف هر دو مؤلفه از طریق جذر مجموع مربعات (SRSS)^۵ با یکدیگر ترکیب شده و به ازای هر زلزله، طیف واحدی مطابق شکل (۵) تشکیل می‌گردد. این شکل، طیف‌های تشکیل شده به ازای هر زلزله انتخابی و حالت ۱/۳ برابر زلزله طرح استاندارد ۲۸۰۰ را نشان می‌دهد. لازم به ذکر است جهت حذف دخالت بیشینه شتاب زمین، طیف‌های مزبور همگی به بیشینه شتاب زمین مربوط به خود مقیاس شده‌اند، بنابراین محور قائم بیانگر (BI) می‌باشد.

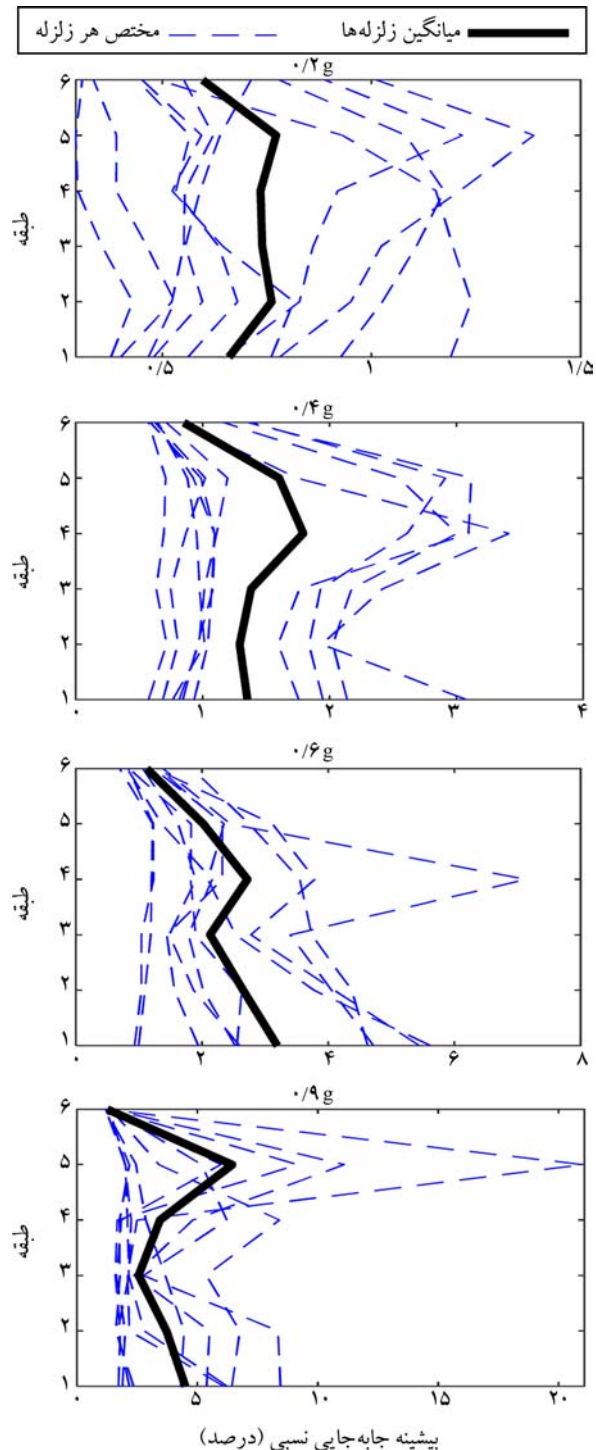
به منظور بررسی دقیق تر رفتار سازه با حذف میان‌قاب در طبقه همکف (سناریوی SS)، نمودار بیشینه جابه‌جایی طبقات به ازای هر زلزله و در سطوح متفاوت بیشینه شتاب زمین ترسیم می‌گردد تا احتمال تشکیل طبقه نرم بر اساس میزان جابه‌جایی نسبی طبقه همکف در این ساختمان‌ها که بر اساس ضوابط لرزه‌ای طراحی شده و دارای این مدل از توزیع میان‌قاب می‌باشد، مشخص گردد. در ادامه نتایج میانگین تحلیل دینامیکی غیرخطی به ازای هر سناریوی چینش میان‌قاب، به منظور مقایسه بهتر آنها ارائه می‌گردد. مطابق شکل (۶)، مشاهده می‌گردد در دو شدت پایین زلزله توزیع بیشینه جابه‌جایی نسبی در همه طبقات برای تعدادی از زلزله‌ها، یکسان می‌باشد. در ساختمان قاب خمشی متداول با

با قاب خمشی و یا ساختمان با رفتار طبقه نرم نیست بلکه به نظر می‌رسد رفتاری بین این دو نوع ساختمان را خواهد داشت. با رسیدن زلزله به سطح $0/6g$ ، برای تعدادی از شتاب‌نگاشت‌ها همچنان توزیع جابه‌جایی نسبی در همه طبقات یکسان خواهد بود، با این وجود مقدار میانگین این نتایج، بیانگر افزایش جابه‌جایی نسبی در طبقه همکف می‌باشد؛ اما مقدار این جابه‌جایی برای طبقات میانی نیز زیاد است. با رسیدن شدت زلزله به سطح $0/9g$ ، به نظر می‌رسد در طبقات چهارم و پنجم که در سازه با رفتار قاب خمشی بیشترین جابه‌جایی‌ها را دارند، میان قاب‌ها از بین رفته و تمرکز جابه‌جایی نسبی در این طبقات افزایش می‌یابد؛ به نحوی که طبقه پنجم و طبقه همکف به ترتیب بیشترین جابه‌جایی نسبی را تجربه خواهند کرد.

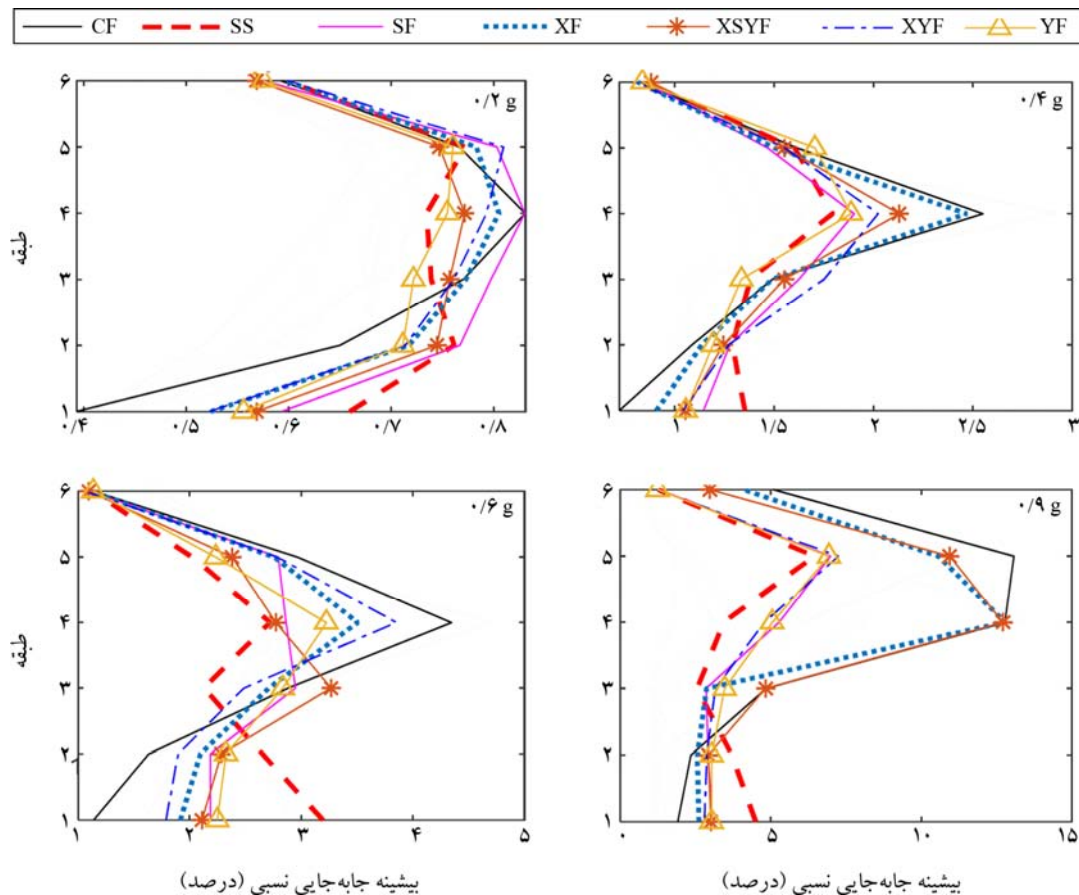
به نظر می‌رسد حالت (SS) که مطابق با ضوابط لرزه‌ای طراحی شده، با توجه به توزیع جابه‌جایی نسبی طبقات دارای رفتاری بین سازه قاب خمشی و سازه با طبقه نرم می‌باشد. در صورت توزیع یکنواخت میان قاب در همه طبقات، تمرکز جابه‌جایی در طبقات میانی بوده و این طبقات بیشتر در اتلاف انرژی سهم خواهند بود. با توجه به اینکه سازه بر اساس ضوابط لرزه‌ای طراحی شده و دارای شکل‌پذیری مناسب می‌باشد، با افزایش شدت زلزله و جابه‌جایی، سختی جانبی میان قاب‌ها به سرعت کاهش یافته و با توجه به توزیع جابه‌جایی نسبی در همه طبقات (عدم تمرکز جابه‌جایی در طبقه همکف) سازه دارای رفتاری مابین قاب خمشی و سازه دارای طبقه نرم می‌باشد. به همین دلیل در این حالت علاوه بر طبقات میانی، طبقه همکف نیز در اتلاف انرژی نقش خواهد داشت. شاید بتوان اظهار داشت که این نوع توزیع میان قاب در ساختمان با طراحی لرزه‌ای، باعث توزیع جابه‌جایی نسبی در همه طبقات شده و بر همین اساس همه طبقات در اتلاف انرژی شرکت خواهند داشت.

شکل‌های (۷) تا (۱۱)، نتایج میانگین تحلیل دینامیکی غیرخطی را برای حالت‌های مختلف چینش میان قاب در طبقه همکف نشان می‌دهد. بر اساس این شکل‌ها، هر یک از این حالت‌ها باعث پاسخ‌های متفاوتی خواهند شد.

فرض عدم حضور میان قاب، تمرکز جابه‌جایی‌های نسبی در طبقات میانی سازه خواهد بود و در ساختمان با طبقه نرم متداول، این تمرکز جابه‌جایی در طبقه همکف متمرکز می‌باشد. بنابراین، توزیع یکنواخت جابه‌جایی نسبی در همه طبقات، مطابق ساختمان



شکل (۶): نمودار بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقات برای حالت (SS) تحت تحلیل دینامیکی به ازای هر زلزله، در سطوح متفاوت بیشینه شتاب زمین.

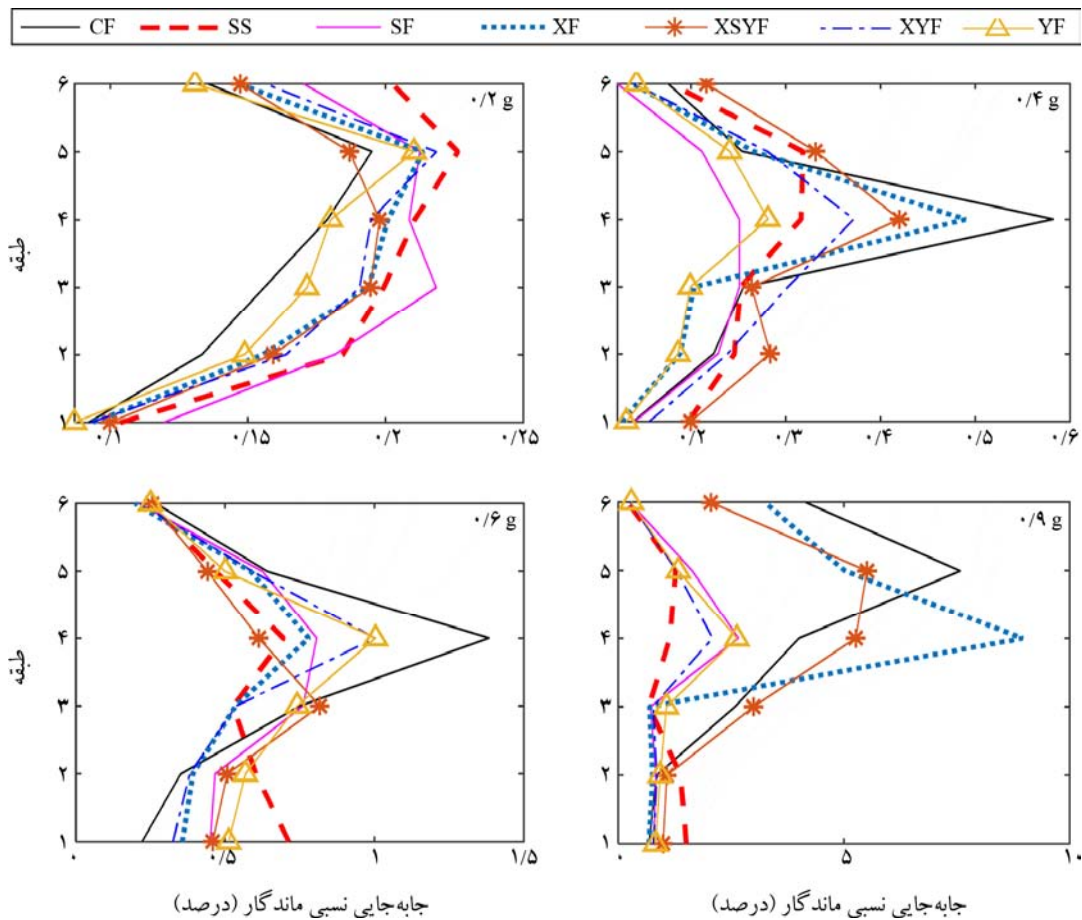


شکل (۷): نمودار میانگین بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقات برای حالت‌های مختلف چینش میان‌قاب در طبقه همکف، تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی در سطوح متفاوت بیشینه شتاب زمین.

خود نشان می‌دهند اما به نظرمی رسد حالت YF نتایج مناسب‌تری را برای بیشینه جابه‌جایی نسبی در کلیه شدت‌های زلزله ارائه می‌دهد.

شکل (۸) نمودار جابه‌جایی نسبی ماندگار طبقات برای حالت‌های مختلف را نشان می‌دهد. به جز سطح شدت ۰/۲g در سایر شدت‌های زلزله، بیشینه جابه‌جایی ماندگار در کل سازه مربوط حالت CF می‌باشد. به استثنای حالت SS که در آن توزیع جابه‌جایی نسبی ماندگار در همه طبقات تقریباً یکسان می‌باشد، سایر سناریوها مطابق با رفتار قاب خمشی عمل کرده و میزان جابه‌جایی ماندگار طبقات میانی در آنها بیشینه می‌باشد. حالت‌های XF و XSYF نیز دارای جابه‌جایی ماندگار زیادی می‌باشند. لازم به ذکر است در انتها رکورد‌های زلزله، جهت تعیین جابه‌جایی ماندگار طبقات حدود چهار برابر دوره تناوب اول سازه به ساختمان اجازه ارتعاش آزاد داده شده است.

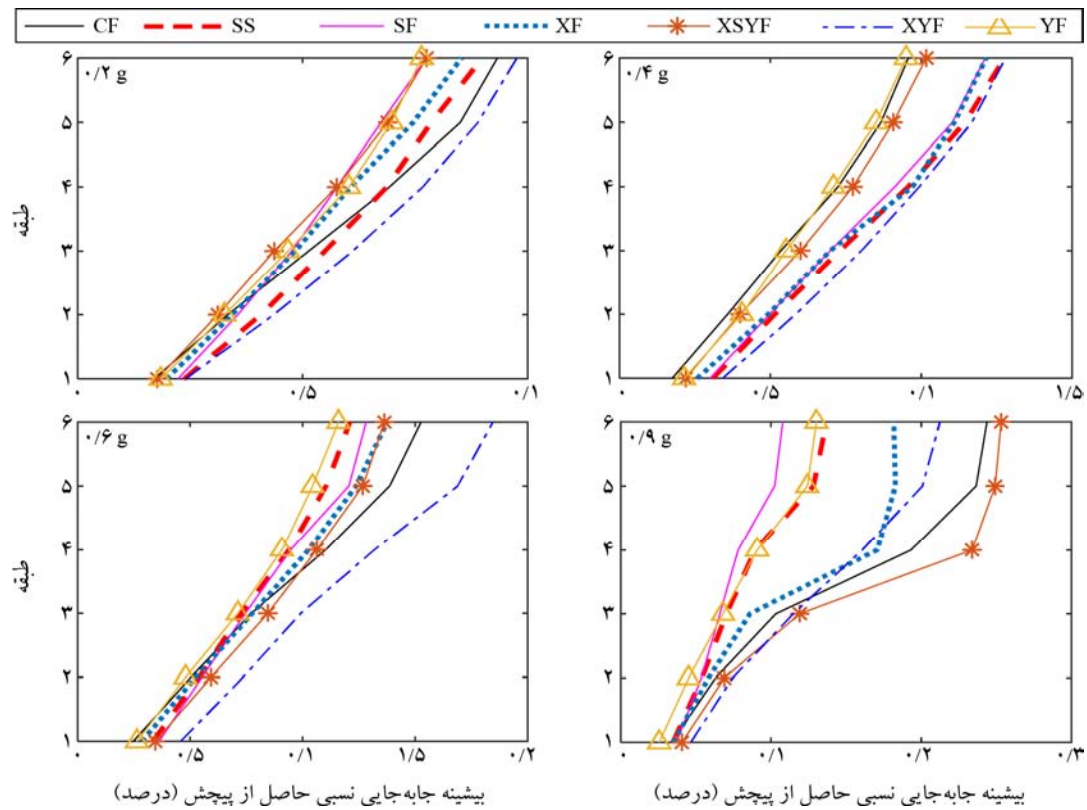
مطابق با شکل (۷) که بیانگر بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقات در طول تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی می‌باشد، بیشترین جابه‌جایی نسبی در کل سازه و برای هر چهار سطح شدت زلزله مربوط به سناریوی CF بوده که رفتار آن به دلیل توزیع یکنواخت میان‌قاب در همه طبقات، مشابه قاب خمشی می‌باشد و جابه‌جایی نسبی این سناریو در طبقه ابتدایی کمتر بوده و در طبقات میانی بیشترین مقدار خود را تجربه می‌کند. در حالت SF که در آن میان‌قاب تنها در اطراف راه‌پله حضور دارد، مشاهده می‌شود همین تعداد کم میان‌قاب در طبقه همکف، باعث شده تا رفتار این سازه در تمام شدت‌های زلزله مشابه با یک قاب خمشی عمل نماید و تمرکز بیشینه جابه‌جایی‌ها در طبقات میانی باشد. با اینکه این سناریو شبیه‌ترین حالت به سناریوی SS می‌باشد اما تفاوت رفتاری زیادی بین نتایج هر دو مشهود است. در شدت‌های متفاوت زلزله سناریوهای مختلف دیگر، رفتارهای متفاوتی از



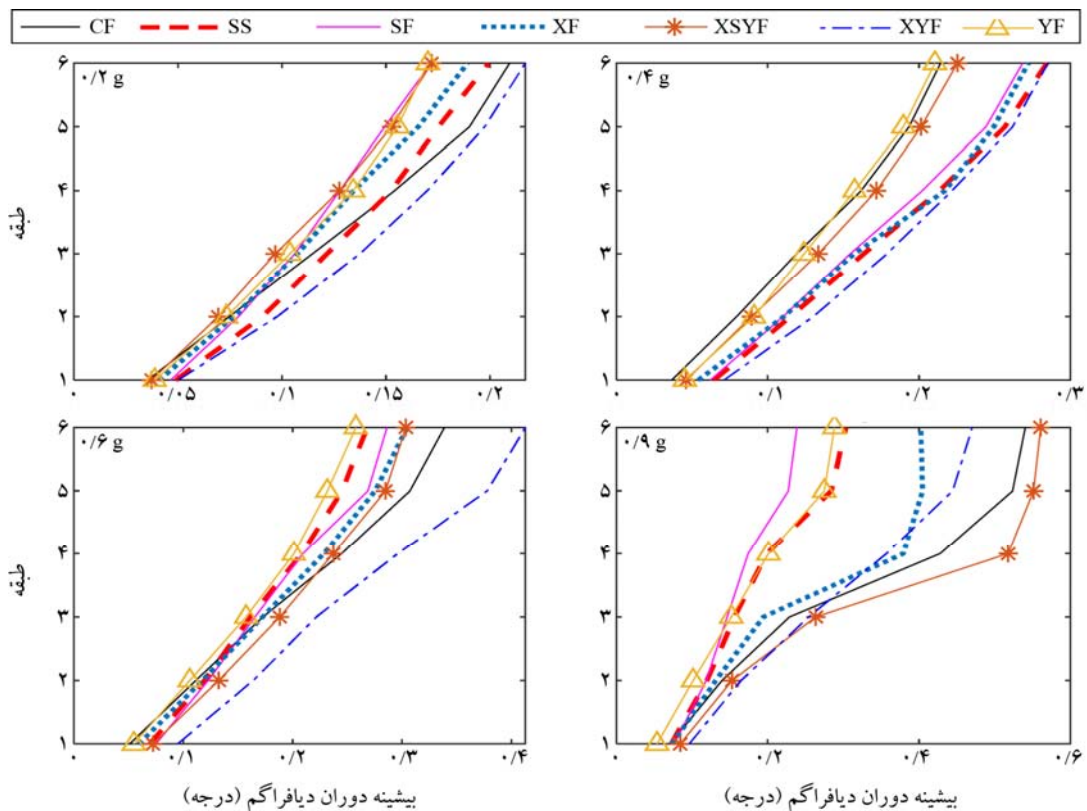
شکل (۸): نمودار میانگین جابه‌جایی نسبی ماندگار طبقات برای حالت‌های مختلف چینش میان قاب در طبقه همکف، تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی در سطوح متفاوت پیشینه شتاب زمین.

شدت‌های بالاتر زلزله رفتار با طبقه نرم نیز مشارکت می‌کند، همین عامل باعث کاهش اثرات پیچشی در این سناریو در شدت‌های بالای زلزله می‌باشد. نکته قابل توجه اینجاست که در حالت CF با وجود توزیع یکنواخت میان قاب در همه دهانه‌های طبقه همکف، دو سطح شدت بالای زلزله اثرات پیچشی زیادی را نسبت به سایر سناریوها تجربه می‌کند. همان‌طور که از نتایج نمودارهای مربوط به جابه‌جایی مشاهده شد، در این نمودارها نیز حضور میان قاب در راستای X باعث افزایش اثرات پیچشی به ویژه در شدت‌های بالای زلزله می‌گردد. در این میان به نظر می‌رسد، حالت YF که در آن میان قاب‌ها در راستای Y توزیع شده است، اثرات محدود موجود در نامتقارنی نقشه را خنثی کرده است و به همین دلیل اثرات پیچشی برای این سناریو کمتر است.

شکل‌های (۹) و (۱۰)، به ترتیب پیشینه جابه‌جایی نسبی حاصل از پیچش در طبقات و پیشینه دوران دیافراگم را نشان می‌دهد. در شکل (۹) میزان جابه‌جایی نسبی پیشینه چهار ستون گوشه پلان که از لحاظ پیچشی در موقعیت بحرانی قرار دارند، به‌عنوان خروجی در نظر گرفته شده است. در نهایت با کاهش جابه‌جایی مرکز سختی هر طبقه، پیشینه جابه‌جایی نسبی حاصل از پیچش برای هر طبقه در طول تحلیل تاریخچه زمانی تعیین می‌گردد. مطابق با این دو شکل در همه شدت‌ها همان‌طور که انتظار می‌رفت، طبقه بام دارای بیشترین اثرات پیچشی می‌باشد. در دو سطح شدت پایین زلزله، حالت SS نسبت به سایر حالت‌ها تقریباً بیشترین اثرات پیچشی را داراست، در صورتی که با افزایش شدت زلزله در محدوده کمترین اثرات پیچشی جای می‌گیرد. به نظر می‌رسد به دلیل آن که در حالت SS در



شکل (۹): نمودار میانگین بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقات در اثر پیچش برای حالت‌های مختلف چینش میان‌قاب در طبقه همکف، تحت تحلیل دینامیکی در سطوح متفاوت بیشینه شتاب زمین.



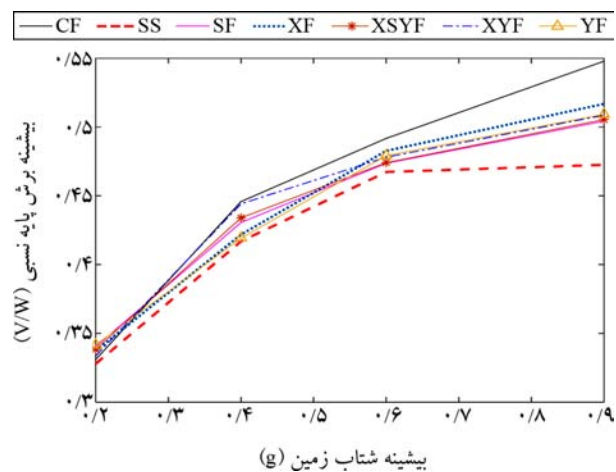
شکل (۱۰): نمودار میانگین بیشینه دوران دیافراگم در اثر پیچش برای حالت‌های مختلف چینش میان‌قاب در طبقه همکف، تحت تحلیل دینامیکی در سطوح متفاوت بیشینه شتاب زمین.

در بین سناریوهای مطالعه شده، رفتار سه حالت CF، YF، SS قابل توجه می‌باشد. نتایج نشان می‌دهد توزیع یکنواخت میان‌قاب در همه طبقات (CF)، بحرانی‌ترین نتایج را در بین همه سناریوها خواهد داشت و ظرفیت سازه در آن نسبت به حالت‌های دیگر کمتر است. برخلاف آنچه تصور می‌شد، در سازه‌ای که مطابق با ضوابط لرزه‌ای طراحی و میان‌قاب در طبقه همکف آن حذف شده باشد (SS)، عملکرد بهتری نسبت به حالت CF تجربه می‌گردد؛ همچنین حالت YF نیز نتایج قابل قبولی در بین همه سناریوها ارائه می‌دهد.

جهت بررسی اهمیت اعمال شتاب‌نگاشت در نواحی مختلف مثلثاتی، میانگین نتایج پنج شتاب‌نگاشت انتخابی در نواحی اول و دوم مثلثاتی در شکل (۱۲) نمایش داده شده است. در شدت پایین زلزله، تفاوت چندانی بین بیشینه پاسخ‌های دو ناحیه مشاهده نمی‌شود با این وجود، بیشترین اختلاف‌ها مربوط به جابه‌جایی نسبی ماندگار و جابه‌جایی حاصل از پیچش می‌باشد. با افزایش شدت زلزله اهمیت اعمال شتاب‌نگاشت در نواحی مختلف مثلثاتی نمود پیدا می‌کند؛ با توجه به مشخصات ابعاد پلان ساختمان، تیر و ستون طراحی شده مشاهده می‌گردد که توزیع‌های مختلف میان‌قاب، می‌تواند پاسخ متفاوتی در مقابل اعمال زلزله در نواحی مختلف داشته باشد به طوری که با اعمال زلزله در ناحیه اول، به ترتیب در حالت‌های XF، XSYF، CF سازه دچار فروریزش می‌گردد اما به ازای اعمال همان شتاب‌نگاشت‌ها در ناحیه دوم، ساختمان در محدوده مورد قبولی پایدار باقی می‌ماند. دو سناریوی SS و SF، دارای کمترین وابستگی به اعمال زلزله در دو ناحیه مثلثاتی، در بین تمامی پاسخ‌ها می‌باشند. حالت XSYF بیشترین اختلاف را در بیشینه جابه‌جایی حاصل از پیچش داراست؛ بنابراین اگر ظرفیت سازه در مطالعه‌ای تنها بر اساس اعمال زلزله در یک ناحیه به دست آید، پاسخ قابل قبولی بر اساس رفتار واقعی سازه نخواهد داشت.

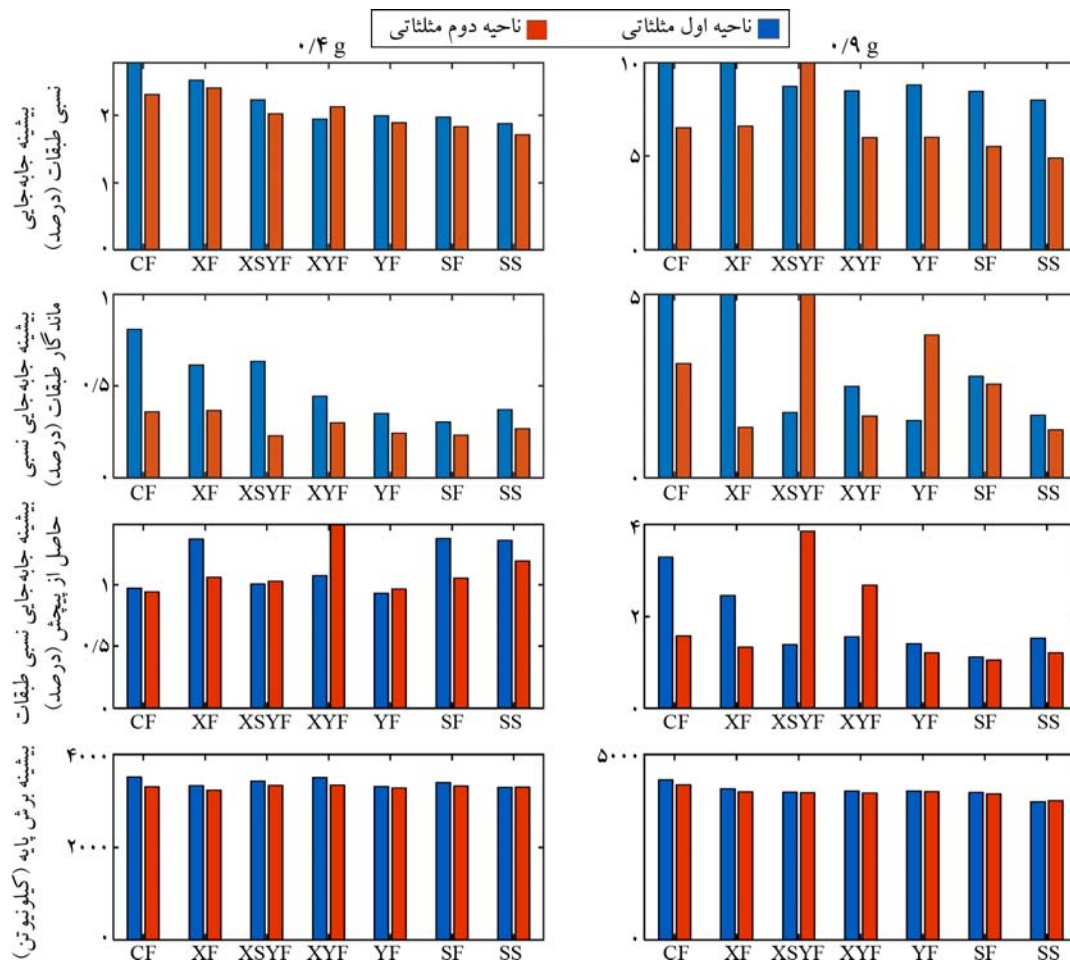
مطابق با شکل‌های (۹) و (۱۲) می‌توان دریافت که چپش‌های مختلف میان‌قاب در طبقه همکف علاوه بر دخالت در اثرات پیچشی و بیشینه پاسخ‌ها، وابستگی زیادی نیز به اعمال زلزله در

شکل (۱۱)، نسبت نرمالیزه شده بیشینه برش پایه سازه به جرم کل سازه در حالت‌های مختلف به ازای بیشینه شتاب زمین را نشان می‌دهد. مطابق با این نمودار در شدت پایین زلزله برش پایه برای همه حالت‌ها تقریباً یکسان است. با افزایش شدت زلزله اختلاف بین سناریوها افزایش می‌یابد، به نحوی که حالت CF دارای بیشترین برش پایه در تمامی شدت‌های زلزله و حالت SS دارای کمترین برش پایه می‌باشد. سایر حالت‌ها دارای برش پایه تقریباً یکسانی هستند. نکته قابل توجه در رابطه با این نمودار، شیب منحنی آن با تغییر شدت زلزله است. در حالت SS با افزایش شدت زلزله شیب نمودار کاهش می‌یابد، حال آن‌که برای حالت CF و XF با افزایش شدت زلزله شیب نمودار به صورت افزایشی می‌باشد. برای این نمودار نیز حالت YF مقادیر کمتری از برش پایه را به خود اختصاص داده است.



شکل (۱۱): نمودار میانگین نسبت نرمالیزه شده بیشینه برش پایه به جرم کل سازه برای حالت‌های مختلف چپش میان‌قاب در طبقه همکف، تحت تحلیل دینامیکی در سطوح متفاوت بیشینه شتاب زمین.

در نهایت مشاهده می‌گردد که چپش‌های مختلف میان‌قاب در طبقه همکف نتایج متفاوتی ارائه می‌دهد، به نحوی که با توجه به مشخصات این سازه، برای سناریوهایی که در آن میان‌قاب‌ها در راستای X توزیع شده است، نتایج بحرانی‌تر خواهد بود که می‌تواند به دلیل افزایش اثرات بیش از حد سختی پیچشی برای آن راستا علاوه بر سختی اعضای سازه‌ای مانند تیر و ستون باشد.



شکل (۱۲): میانگین نتایج بیشینه پاسخ‌های حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی، در نواحی اول و دوم مثلثاتی، در دو سطح مختلف بیشینه شتاب زمین.

بر این اساس حذف و یا کاهش میان‌قاب در طبقه همکف از جمله عوامل محتمل تشکیل طبقه نرم در این ساختمان‌ها می‌باشند. نتایج مطالعات آماری نشان می‌دهد که اسکلت اکثر ساختمان‌های مسکونی نوساز موجود در این مناطق بتنی بوده و دارای شش طبقه می‌باشد. ابعاد این ساختمان‌ها مستطیلی بوده و در یک راستا دارای دو دهانه و در راستای دیگر سه دهانه خواهند داشت. سیستم مقاوم باربر جانبی آنها سیستم قاب خمشی می‌باشد. طبقه همکف دارای کاربری پارکینگ و ارتفاع آن نسبت به سایر طبقات کمتر است. بر اساس معماری ساختمان‌های موجود و به منظور بررسی نقش میان‌قاب‌ها در طبقه همکف، چپش‌های مختلف میان‌قاب به هفت سناریو تقسیم شده و در حالت سه‌بعدی ارزیابی گردید.

در این پژوهش احتمال تشکیل طبقه نرم بر اساس سه معیار:

زوایا و نواحی مختلف مثلثاتی خواهد داشت. نتایج برش پایه در هر دو شدت زلزله بیانگر عدم وابستگی این پارامتر، به ناحیه اعمال شتاب‌نگاشت در این سازه می‌باشد. لازم به ذکر است که این نمودار تنها اثر اعمال زلزله در دو ناحیه مثلثاتی را مورد مقایسه قرار داده است؛ بنابراین اعمال زلزله در زوایای مختلف هر ناحیه خود عامل و پارامتری جداست که نیاز به بررسی بیشتر دارد. هرچند در نتایج شکل‌های (۶) تا (۱۰)، میانگین تمامی این عوامل به عنوان پاسخ نهایی لحاظ گردیده است.

۴- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، ساختمان‌هایی که اخیراً در مناطق ۹ و ۱۱ تهران، مطابق با ضوابط لرزه‌ای طراحی و ساخته شده‌اند بر اساس علل تشکیل طبقه نرم، در یک مطالعه آماری طبقه‌بندی شده‌اند.

است که بر اساس استانداردها، پایین‌تر از حد فروریزش خواهد بود. با توجه به ابعاد پلان سازه مورد مطالعه و اعضای آن (تیر-ستون)، حضور میان‌قاب در راستای عرضی باعث افزایش ظرفیت سازه نسبت به حضور میان‌قاب در راستای طولی خواهد شد به نحوی که توزیع میان‌قاب در راستای طولی باعث فروریزش سازه شده و اثرات پیچش زیادی را به همراه خواهد داشت که اهمیت مدل‌سازی میان‌قاب‌ها و اثرات سختی در رفتار سازه را نشان می‌دهد.

نتایج اعمال زلزله در زوایای مختلف نشان می‌دهد که با توجه به ابعاد مقاطع (تیر-ستون) و پلان ساختمان، اعمال زلزله در نواحی مختلف مثلثاتی به‌ویژه در توزیع‌های مختلف میان‌قاب پاسخ‌های متفاوتی را ارائه می‌دهد به طوری که به ازای اعمال زلزله در یک ناحیه مثلثاتی سازه دچار فروریزش شده اما با اعمال همان زلزله در ناحیه دیگر، سازه پاسخ قابل قبولی را ارائه می‌دهد؛ بنابراین جهت تعیین ظرفیت واقعی سازه نیاز است تا اعمال زلزله در زوایای مختلف مورد ارزیابی قرار گیرد.

در بین حالت‌های مدل‌سازی شده، دو سناریو که در آن میان‌قاب تنها در اطراف راه‌پله حضور داشته و یا میان‌قاب به‌طور کل در طبقه همکف حذف شده است عملکرد مناسبی را نسبت به سایر حالت‌ها خواهند داشت؛ بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که مدل‌سازی میان‌قاب به‌ویژه در حالت سه‌بعدی و اعمال زلزله در زوایای مختلف بر رفتار سازه جهت تعیین ظرفیت تأثیرگذار خواهد بود. همچنین در سازه‌هایی که بر اساس ضوابط لرزه‌ای طراحی شده‌اند با حذف میان‌قاب در طبقه همکف، طبقه نرم تشکیل نشده و عملکرد سازه بهبود خواهد یافت؛ بنابراین بر اساس یک مدل عددی انتخاب شده در این پژوهش و بررسی آن در حالت‌های مختلف چینش میان‌قاب در طبقه همکف می‌توان اظهار داشت ساختمان‌هایی که اخیراً در این مناطق بر اساس ضوابط لرزه‌ای طراحی و اجرا می‌گردند، رفتار مناسبی را در مقابل زلزله خواهند داشت. در این پژوهش، کلیه نتایج به‌دست آمده بر اساس یک ساختمان شش طبقه مدل‌سازی عددی شده به دست آمده است؛ بنابراین پیشنهاد می‌گردد، مطابق با

نسبت سختی جانبی طبقات، شکل مودی، توزیع جابه‌جایی نسبی در کل سازه در ناحیه غیرخطی مورد بررسی قرار گرفت. نتایج تحلیل مدال نشان می‌دهد که اضافه کردن میان‌قاب به کل سازه باعث تغییر راستای مد اول از راستای طولی به عرضی شده و دوره تناوب جانبی سازه را نسبت به حالت بدون میان‌قاب حدود ۷۰ درصد کاهش می‌دهد. حذف میان‌قاب در طبقه همکف باعث شده تا شکل مدی مشابه با رفتار سازه با طبقه نرم گردد و دوره تناوب سازه نسبت به حالتی که همه طبقات میان‌قاب دارند، حدود ۴۵ درصد افزایش یابد که می‌تواند باعث کاهش انرژی ورودی زلزله گردد. در صورت توزیع نامتقارن میان‌قاب‌ها در دو راستا، دوره تناوب‌های مد اول و دوم در برخی حالت‌ها حدود ۳۴ درصد با یکدیگر تفاوت خواهند داشت. همچنین توزیع نامتقارن میان‌قاب‌ها باعث شده تا شکل مدی برای هر مد، در هر دو راستا فعال گردد.

نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی نشان می‌دهد که هریک از سناریوهای چینش میان‌قاب در طبقه همکف، رفتارهای متفاوتی را از خود نشان می‌دهد. در سازه‌ای که تمام طبقات آن دارای میان‌قاب است به دلیل تمرکز تغییر مکان‌ها در طبقات میانی، در شدت‌های بالای زلزله سازه باربری خود را از دست خواهد داد و دچار فروریزش می‌گردد اما در حالتی که میان‌قاب تنها در طبقه همکف حذف شده باشد، می‌توان اظهار داشت با وجود آنکه بر اساس سختی جانبی طبقات در ناحیه خطی و شکل مدی مربوط با آن، طبقه نرم در سازه تشکیل می‌شود اما نحوه توزیع بیشینه جابه‌جایی طبقات در شدت بالای زلزله و ناحیه غیرخطی چنین نتیجه‌ای را نشان نمی‌دهد؛ زیرا سختی میان‌قاب‌ها در جابه‌جایی کوچک از بین می‌رود و نیز سازه بر اساس ضوابط لرزه‌ای طراحی شده و ارتفاع طبقه همکف آن نسبت به سایر طبقات کمتر است، بر اساس توزیع جابه‌جایی نسبی و خسارت در طبقات، سازه رفتاری مابین سیستم قاب خمشی و ساختمان دارای طبقه نرم دارد. خسارت در این حالت به‌طور نسبتاً یکسان در همه طبقات توزیع می‌گردد و میانگین بیشینه تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در شدت بالای زلزله در محدوده ۵/۵ درصد

9. Agha Beigi, H., Christopoulos, C., Sullivan, T., and Calvi, M. (2015). Seismic response of a case study soft story frame retrofitted using a GIB system. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **44**(7), 997-1014.
10. Oinam, R.M. and Sahoo, D.R. (2019) Using metallic dampers to improve seismic performance of soft-story RC frames: Experimental and numerical study. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, **33**(1), 04018108.
11. Benavent-Climent, A. and Mota-Páez, S. (2017) Earthquake retrofitting of R/C frames with soft first story using hysteretic dampers: Energy-based design method and evaluation. *Engineering Structures*, **137**, 19-32.
12. Arnold, C. (1984) Soft First Stories: Truths and Myths. Proc. *Eighth World Conf. Earthq. Eng.*, **5**, 943-50.
13. Ruiz, S.E., Santos-Santiago, M.A., Bojórquez, E., Orellana, M.A., Valenzuela-Beltrán, F., Bojórquez, J., and Barraza, M. (2021). BRB retrofit of mid-rise soft-first-story RC moment-frame buildings with masonry infill in upper stories. *Journal of Building Engineering*, **38**, 101783.
14. Mucedero, G., Perrone, D., and Monteiro, R. (2021) Nonlinear static characterisation of masonry-infilled RC building portfolios accounting for variability of infill properties. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **19**(6), 2597-2641.
15. Furtado, A., Rodrigues, H., and Arêde, A. (2021) Experimental and numerical assessment of confined infill walls with openings and textile-reinforced mortar. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **151**, 106960.
16. Wang, F., Zhao, K., Zhang, J., and Yan, K. (2021) Influence of Different Types of Infill Walls on the Hysteretic Performance of reinforced concrete frames. *Buildings*, **11**(7), 310.
17. Permanent Committee for Revising the Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (2015) *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Standard No. 2800. 4th ed.* Road, Housing and Urban Development Research Center, Tehran, Iran (in Persian).

نتایج آماری به دست آمده در این پژوهش جهت صحت مطالب بیان شده، نقش میان قاب‌ها از دیدگاه تشکیل طبقه نرم در ساختمان‌هایی که بر اساس ضوابط لرزه‌ای طراحی شده‌اند، در مطالعات عددی، آزمایشگاهی و یا مشاهدات میدانی مانند زلزله کرمانشاه مورد ارزیابی قرار گیرد.

تشکر و قدردانی

نویسندگان مراتب تشکر و قدردانی خود را از شهرداری مناطق ۹ و ۱۱، بابت همکاری در ارائه مشخصات آماری ساختمان‌های مسکونی نوساز ابراز می‌دارند.

مراجع

1. Comerio, M.C. (1995) *Northridge Housing Losses: a Study for the California Governor's Office of Emergency Services*. Center for Environmental Design Research, University of California at Berkeley.
2. Dolšek, M. and Fajfar, P. (2001) Soft story effects in uniformly infilled reinforced concrete frames. *J. Earthq. Eng.*, **5**(01), 1-12.
3. Oinam, R.M., Sahoo, D.R., and Sindhu, R. (2014) Cyclic response of Non-ductile rc frame with steel fibers at Beam-Column joints and plastic hinge regions. *J. Earthq. Eng.*, **18**(6), 908-928.
4. Hengesh, J.V., Lettis, W.R., Saikia, C.K., Thio, H.K., Ichinose, G.A., Bodin, P., et al. (2002) *Bhuj, India Earthquake of January 26, 2001- Reconnaissance Report 2002*.
5. Winslow, F. (2005) *Personal Communication, City of San Jose, April 14*.
6. Cimino, B. (2005) *Personal Communication, City of Palo Alto, April 22*.
7. Vasheghani Farahani, J., Zare, M., and Lucas, C. (2012). Adaptive neuro-fuzzy inference systems for semi-automatic discrimination between seismic events: a study in Tehran region. *Journal of Seismology*, **16**(2), 291-303.
8. Ashtari, M., Hatzfeld, D., and Kamalian, N. (2005) Microseismicity in the region of Tehran. *Tectonophysics*, **395**(3-4), 193-208.

29. Nicola, T., Leandro, C., Guido, C., and Enrico, S. (2015) Masonry infilled frame structures: state-of-the-art review of numerical modelling. *Earthquakes and Structures*, **8**(3), 733-759.
30. Bertoldi, S.H., Decanini, L.D., and Gavarini, C. (1993) Telai tamponati soggetti ad azioni sismiche un modelo semplificato confronto sperimentale e numerico. *6th Convegno Naz L'Ingegneria Sismica Ital*, **6**, 815-824 (in Italian).
31. Smith, B.S. (1967) Methods for predicting the lateral stiffness and strength of multi-storey infilled frames. *Building Science*, **2**(3), 247-257.
32. Liberatore, L. and Decanini, L.D. (2011) Effect of infills on the seismic response of high-rise RC buildings designed as bare according to Eurocode 8. *Ingegneria Sismica*, **3**, 7-23.
33. Noh, N.M., Liberatore, L., Mollaioli, F., and Tesfamariam, S. (2017) Modelling of masonry infilled RC frames subjected to cyclic loads: State of the art review and modelling with OpenSees. *Engineering Structures*, **150**, 599-621.
34. Stylianidis, K.C. (2012) Experimental investigation of masonry infilled R/C frames. *The Open Construction and Building Technology Journal*, **6**(1), 194-212.
35. Kostinakis, K.G., Athanatopoulou, A.M., and Avramidis, I.E. (2012) Orientation effects of horizontal seismic components on longitudinal reinforcement in R/C frame elements. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, **12**(1), 1-10.
36. Athanatopoulou, A.M. (2005) Critical orientation of three correlated seismic Components. *Engineering Structures*, **27**(2), 301-312.
37. McKay, M.D., Beckman, R.J., and Conover, W.J. (2000) A comparison of three methods for selecting values of input variables in the analysis of output from a computer code. *Technometrics*, **42**(1), 55-61.
38. Kostinakis, K. and Athanatopoulou, A. (2016) Incremental dynamic analysis applied to assessment of structure-specific earthquake IMs in 3D R/C buildings. *Engineering Structures*, **125**, 300-312.
18. FEMA-74 (2010) *Reducing the Risks of Nonstructural Earthquake Damage- A Practical Guide (Fourth Edition)*.
19. Abbasnejadfar, M., Khanmohammadi, M., and Marefat, M.S. (2014) Investigating The Effect of Non-Structural Hollow Clay Tile Walls on Seismic Performance of Residential Buildings. Thesis, University of Tehran, Tehran, Iran (in persian).
20. EN, C. (2005) 1-1 Eurocode 6–Design of masonry structures–Part 1-1: general rules for reinforced and unreinforced masonry structures. *European Committee for Standardization, Brussels*.
21. Vukazich, S.M., Selvaduray, G., and Tran, J. (2006) Conducting a soft first-story multifamily dwelling survey: An example using Santa Clara County, California. *Earthquake Spectra*, **22**(4), 1063-1079.
22. Lagaros, N.D. (2010) Multicomponent incremental dynamic analysis considering variable incident angle. *Structure and Infrastructure Engineering*, **6**(1-2), 77-94.
23. MacRae, G.A. and Tagawa, H. (2001) Seismic behavior of 3D steel moment frame with biaxial columns. *Journal of Structural Engineering*, **127**(5), 490-497.
24. Mander, J.B., Priestley, M.J., and Park, R. (1988) Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, **114**(8), 1804-1826.
25. Yassin, M.H.M. (1994) *Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Structures under Monotonic and Cyclic Loads*. University of California, Berkeley.
26. Shafaei, J., Zareian, M.S., Hosseini, A., and Marefat, M.S. (2014) Effects of joint flexibility on lateral response of reinforced concrete frames. *Engineering Structures*, **81**, 412-431.
27. Thiruvengadam, V. (1985) On the natural frequencies of infilled frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **13**(3), 401-419.
28. Crisafulli, F.J. (1997) Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills.

واژه‌نامه

American Society of Civil Engineers (ASCE)	۱- انجمن مهندسی عمران آمریکا
geomTransf	۲- تبدیل هندسی
Latin Hypercube Sampling (LHS)	۳- نمونه برداری فوق مکعب لاتین
Uncorrelated	۴- غیر وابسته
Square Root of the Sum of the Squares	۵- جذر مجموع مربعات

چکیده

آسیب‌های ناشی از زلزله در سازه‌های بتنی باعث شده است که روش‌های نوینی برای طراحی و ساخت سازه‌های بتنی مقاوم در برابر زلزله توسعه پیدا کنند اما زلزله‌های اخیر نشان داده‌اند که ساختمان‌های بتنی تحت اثر زلزله دچار آسیب‌هایی می‌شوند که تعمیر آنها را بسیار دشوار و حتی غیر ممکن می‌گرداند؛ لذا در این پژوهش به معرفی سیستم نوینی پرداخته شده است که با استفاده از سازوکار حرکت گهواره‌ای در دیوارهای برشی سازه، آسیب را به فیوزهای سازه منتقل می‌کند و باعث می‌شود سازه بتنی در حین زلزله و پس از آن ایمن باقی بماند و تعمیرپذیری بسیار ساده‌ای داشته باشد. جزئیات دقیق اتصالات و طراحی این سیستم در نرم‌افزار ABAQUS و تحلیل غیرخطی سازه‌های ۴ طبقه بتنی منظم مجهز به دیوار برشی دارای حرکت گهواره‌ای در نرم‌افزار SAP و تحت هفت رکورد لرزه‌ای حوزه نزدیک گسل انجام شده است. نتایج نشان می‌دهد که استفاده از سیستم دیوارهای برشی دارای حرکت گهواره‌ای در مقایسه با سازه‌های بتنی فاقد آن به طرز مؤثری آسیب وارده به سازه را در اثر اعمال رکوردهای لرزه‌ای کاهش داده و سازه بتنی مجهز به آن سالم باقی مانده است. همچنین سطوح عملکردی سازه مجهز به دیوارهای برشی دارای گهواره‌ای نیز در ناحیه خدمت‌رسانی بی‌وقفه باقی مانده است اما در سازه بتنی فاقد آن مفاصل پلاستیک حتی وارد ناحیه فروریزش شده است. بهبود رفتار لرزه‌ای سازه مجهز به دیوار برشی دارای حرکت گهواره‌ای به میزان ۳۰ درصد بیشتر از سازه مشابه فاقد آن بوده است.

واژگان کلیدی: خسارت محدود، ساختمان تعمیرپذیر بتنی، دیوار برشی دارای حرکت گهواره‌ای.

ارزیابی رفتار لرزه‌ای ساختمان خسارت محدود بتنی مجهز به دیوارهای برشی بتنی دارای حرکت گهواره‌ای

محسن رستمی (نویسنده مسئول)

دانشجوی دکتری سازه، گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران،
st_m_rostami@azad.ac.ir

زینب ولی‌پوری

دانشجوی دکتری سازه، گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه علم و صنعت، تهران، ایران

فاطمه گرجی سینکی

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد زلزله، گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، واحد تهران جنوب، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

عبدالرضا سروقد مقدم

دانشیار، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

۱- مقدمه

بیشتری از ساختمان‌ها بهره‌برداری کرد. یکی از روش‌های نوین برای بهبود عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی استفاده از سیستم‌هایی است که موجب محدود شدن خسارت در سازه می‌شود. از جمله این روش‌ها می‌توان به سیستم‌های دارای حرکت گهواره‌ای اشاره کرد. در این سیستم‌ها ساختمان اصلی به صورت الاستیک رفتار می‌کند به طوری که جذب انرژی و عملکرد غیرخطی تنها در قسمت‌های مشخصی از ساختمان که از قبل طراحی شده‌اند، رخ می‌دهد که در این پژوهش به معرفی و مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی سازه‌های بتنی مجهز به دیوارهای برشی دارای حرکت گهواره‌ای پرداخته شده است.

سیستم‌های رایج مقاوم در برابر نیروی زلزله، اغلب رفتاری غیرخطی را در طی یک زلزله بزرگ، در سراسر سازه تجربه می‌کنند که نهایتاً تغییر شکل باقیمانده و خرابی توزیع شده در سازه را نتیجه می‌دهد، به طریقی که تعمیر این خرابی‌ها مقرون‌به‌صرفه نیست و برخی اوقات به تخریب سازه منجر می‌گردد، به همین دلیل پس از زلزله‌ای نسبتاً شدید، این ساختمان‌ها دچار خسارت و تخریب شده و به منظور استفاده مجدد از سازه احتیاج به صرف وقت و هزینه زیاد می‌باشد و این موضوع باعث ایجاد ایده جدیدی به منظور محدود کردن خسارت در نقاط مشخصی از سازه شده است. بدین وسیله می‌توان با تعویض المان‌های آسیب‌دیده با سرعت

۲- مروری بر پژوهش‌های انجام شده در زمینه حرکت گهواره‌ای

امروزه بسیاری از ساختمان‌ها نیاز دارند که پس از زلزله به سرعت به عملکرد و وظیفه اولیه خود بازگردند. یکی از روش‌هایی که پیشنهاد می‌شود استفاده از حرکت گهواره‌ای ساختمان در پایه خودش به وسیله سازوکار حرکت گهواره‌ای می‌باشد، در حقیقت در این سیستم از اثر وزن ساختمان در تمرکز و هدایت آسیب استفاده می‌شود، این سیستم از تسلیم شدن سازه‌های فلزی در اثر تغییر شکل‌های پسماند جلوگیری کرده و سازه بعد از چندین زلزله قابل استفاده می‌باشد [۱].

به طور کلی حرکت گهواره‌ای به چهار دسته زیر تقسیم می‌شود:

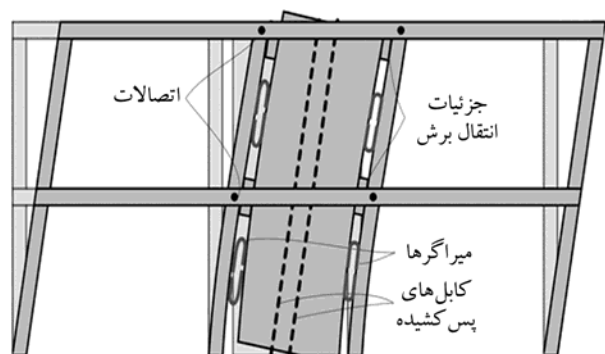
۱. ستون‌های دارای حرکت گهواره‌ای [۲]

۲. دیوارهای برشی دارای حرکت گهواره‌ای [۳]

۳. قاب‌هایی دارای حرکت گهواره‌ای [۴]

۴. ساختمان‌هایی با حرکت گهواره‌ای کل سازه

هجار و همکارانش [۵] در سال ۲۰۰۸ به مطالعه سیستم‌هایی با عملکرد بالا که به سازه اجازه می‌دهند به راحتی پس از زلزله تعمیر شوند پرداختند. آنها این کار را با استفاده از قاب‌های فولادی که به صورت گهواره‌ای کنترل شده‌اند انجام دادند. با استفاده از فیوزهای اتلاف انرژی قابل تعویض در این سیستم‌ها، تغییر مکان‌های ماندگار حذف شده و آسیب‌های سازه‌ای در المان‌های فیوز متمرکز می‌شوند. در شکل (۱) سیستم دیوار برشی دارای حرکت گهواره‌ای دیده می‌شود.



شکل (۱): سیستم دیوار برشی دارای حرکت گهواره‌ای [۵].

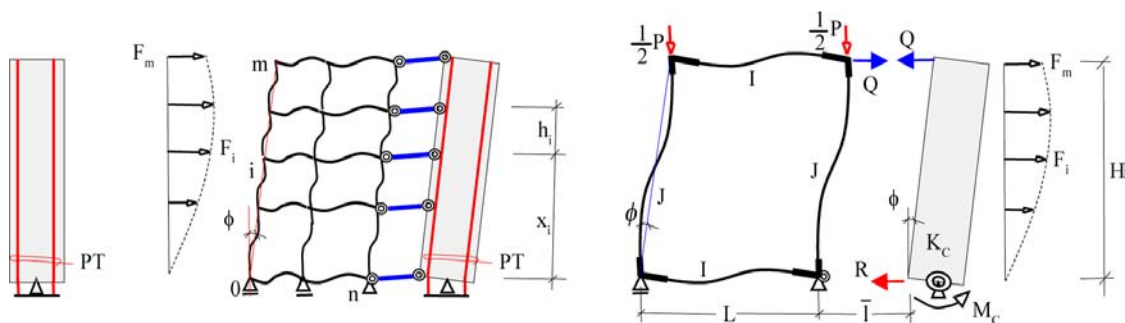
آزوهاتا و همکارانش [۶] در سال ۲۰۰۸ به منظور کاهش آسیب لرزه‌ای یک سیستم برگشت پذیر که از اعضای سازه‌ای گهواره‌ای تشکیل یافته را پیشنهاد کردند که در این سیستم قسمت‌هایی از سازه قابلیت بلندشدگی در هنگام زمین لرزه را داراست. پولینو و برونو [۷] در سال ۲۰۰۸ به تحلیل و بررسی پاسخ لرزه‌ای دینامیکی ستون‌های پل مهاربندی شده فولادی که قابلیت بلندشدگی و حرکت گهواره‌ای در فونداسیون خود را دارند، پرداختند. حرکت گهواره‌ای در ستون‌ها این امکان را ایجاد می‌کند که آسیب به قسمت محدودی هدایت شود که این المان‌های آسیب دیده قابل تعویض می‌باشند. در طول حرکت گهواره‌ای، همان گونه که ستون‌ها در حال چرخش از یک پایه به پایه دیگر هستند، ضربه و بلندشدگی فونداسیون، مدهای ارتعاشی عمودی را تحریک کرده و باعث افزایش برش پایه و افزایش نیروی محوری در پایه‌ها می‌شود. در این مقاله روشی ارائه کردند که مقدار افزایش نیروی دینامیکی به منظور تعیین ظرفیت المان‌های موجود مشخص می‌شود. سائوز و همکارانش [۸] در سال ۲۰۱۰ به مطالعه یک نوع جدیدی از قاب‌های فولادی مهاربندی شده هم محور پرداختند که ظرفیت تغییر مکان نسبی بیشتری قبل از آسیب دارد که منجر به تغییر شکل‌های ماندگار کمتری تحت بارگذاری زلزله می‌شوند. این قاب‌های برگشت پذیر با انگیزه کمتر کردن آسیب سازه‌ای تحت بارگذاری زلزله و فراهم آوردن ظرفیت جابه‌جایی نسبی غیرخطی و تغییر شکل ماندگار به کار گرفته شده است. ایترون و همکارانش [۹] در سال ۲۰۱۰ یک سیستم جدید سازه‌ای را توسعه دادند که در آن از قاب‌هایی با حرکت گهواره‌ای کنترل شده و فیوزهای سازه‌ای قابل تعویض استفاده شده است. نتایج آزمایش‌ها عملکرد مناسب سیستم گهواره‌ای کنترل شده را نشان می‌دهد. پولینو و برونو [۱۰] در سال ۲۰۱۵ در مقاله‌ای به ارائه روشی به عنوان سیستم‌های سازه‌ای برگشت پذیر و گهواره‌ای جدید به صورت قاب‌های فولادی مهاربندی شده گهواره‌ای پرداختند. در این روش انتقال نیروها با استفاده از ابزارهای جاذب انرژی منفعل تشریح شده و یک روش ساده شده به منظور



شکل (۲): دیوارهای برشی دارای حرکت گهواره‌ای در دانشگاه تی‌آی‌تی در پژوهش وادا و همکاران [۱۲].

۳- معرفی سیستم نوین دیوار برشی دارای حرکت گهواره‌ای و طراحی آن در نرم‌افزار ABAQUS

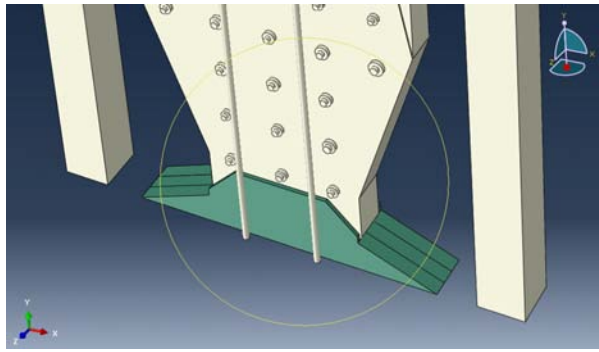
در این سیستم نوین که بر اساس تئوری‌های قبلی توسعه یافته است به جای قرارگیری مستقیم دیوار برشی بر روی فونداسیون و تماس بتن با بتن از یک غلاف مخصوص فولادی مطابق شکل (۴) استفاده شده است؛ همچنین این دیوار برشی در قسمت پایینی و قرارگیری بر روی فونداسیون دارای باریک‌شدگی قابل توجهی می‌باشد تا بلندشدگی دیوار برشی بسیار ساده‌تر انجام شود. اتصال دیوار برشی بتنی و غلاف فولادی توسط پیچ‌هایی با مقاومت بالا مطابق شکل انجام شده است. دیوار برشی بتنی در این روش در محدوده الاستیک باقی می‌ماند اما میراگرهای جاری شونده متصل به دیوار برشی در اثر بلندشدگی دیوار برشی قسمت عمده از نیروی لرزه‌ای وارده را مستهلک می‌نمایند.



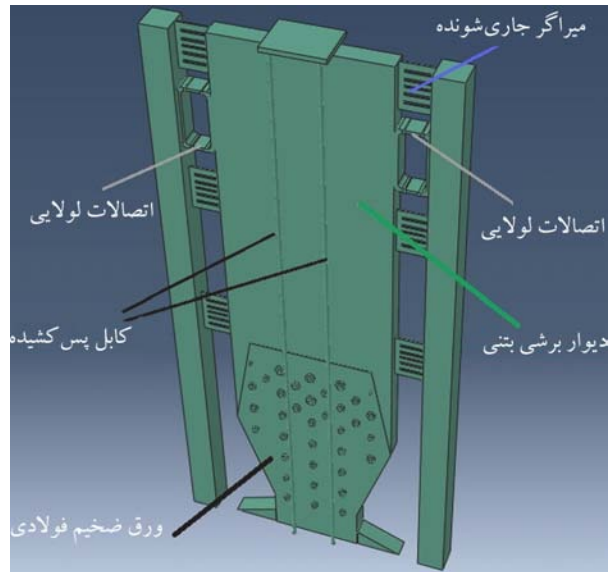
شکل (۳): استفاده از تاندون در المان دیوار گهواره‌ای با تکیه‌گاه مفصلی [۱۶].

اندازه‌گیری تغییر شکل بیشینه دینامیکی و نیروهای به وجود آمده پیشنهاد شده است. دیانتی و هوانگ [۱۱] در سال ۲۰۱۵ به ارزیابی عملکرد سیستم‌های برگشت‌پذیر به منظور افزایش ظرفیت جابه‌جایی نسبی سیستم‌های قاب مهاربندی شده قبل از بروز آسیب پرداختند. سیستم دارای اجزایی در پایه ستون است که اجازه بلندشدگی به ستون را در سطح مشخصی از لنگر واژگونی، در نتیجه‌ی نیروهای جانبی می‌دهد. همچنین مقاوم‌سازی دانشگاه تی‌آی‌تی ژاپن توسط دیوارهای برشی دارای حرکت گهواره‌ای در پژوهش وادا و همکاران [۱۲] یک نمونه اجرایی واقعی از دیوارهای برشی دارای حرکت گهواره‌ای است و این یک پژوهش بسیار مهم کاربردی است زیرا این سیستم نوین را به صورت اجرایی در یک ساختمان میان‌مرتبه به کار برده است. در شکل (۲) دیوار برشی دارای حرکت گهواره‌ای دیده می‌شود. همچنین می‌پامپاتسیکوس و همکاران [۱۳] در سال ۲۰۲۰ به پژوهش در زمینه طراحی و مطالعه کابل‌های پس‌کشیده در دیوارهای برشی دارای حرکت گهواره‌ای پرداختند. گو و همکاران [۱۴] به مطالعه رفتار لرزه‌ای سازه‌های دارای دیوارهای برشی حرکت گهواره‌ای در رکوردهای لرزه‌ای حوزه نزدیک پالس‌دار پرداختند. نتیجه مطالعه آنان کارایی مناسب دیوارهای گهواره‌ای در بهبود رفتار لرزه‌ای است [۱۴]. نظری و سرتاران [۱۵] به بررسی اثرات میرایی‌های مختلف بر روی رفتار لرزه‌ای دیوارهای گهواره‌ای پرداخته‌اند.

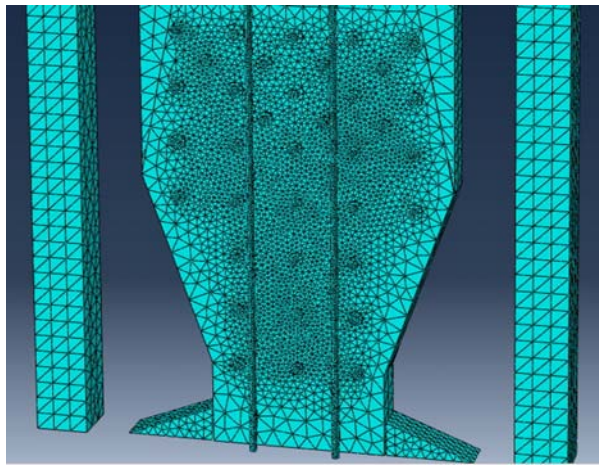
در شکل (۳) مدل مفهومی دیوار برشی دارای حرکت گهواره‌ای در پژوهش گریگوریان و گریگوریان [۱۶] دیده می‌شود.



شکل (۵): نحوه اتصالات پای دیوار برشی دارای حرکت گهواره‌ای.

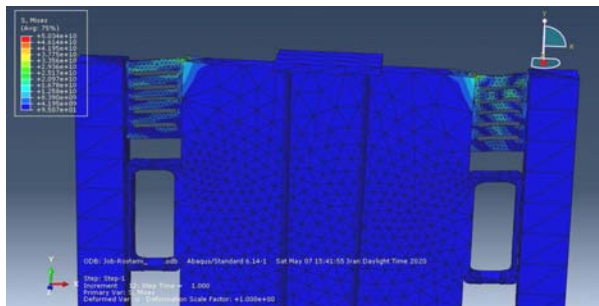


شکل (۴): جزئیات دیوار برشی طراحی شده در نرم افزار ABAQUS.



شکل (۶): مش بندی بهینه دیوار برشی دارای حرکت گهواره‌ای و کابل های پس کشیده.

همچنین به وسیله کابل های پس کشیده برگشت پذیری سیستم تأمین می شود. توضیحات کامل این سیستم نوین در شکل (۴) نشان داده شده است. اتصالات لولایی به منظور مقابله با کمانش خارج از صفحه دیوار برشی طراحی شده اند و همگی پیچ ها از نوع M24 هستند و همچنین کابل های پس کشیده از نوع کابل هفت رشته ای استاندارد با نیروی پس کشیدگی ۱۰ تن می باشند.



شکل (۷): خروجی تنش های فون میزس ایجاد شده در میراگرهای اطراف دیوار برشی دارای حرکت گهواره‌ای.

یکی از موضوعات بسیار مهم در عملکرد این سیستم دیوار برشی نوین این است که کمانش خارج از صفحه نداشته باشد به همین دلیل از اتصالات لولایی خاصی استفاده شده است تا بتواند مانع کمانش خارج از صفحه دیوار برشی گردد. در ضمن عملکرد مناسب این سیستم به طراحی بسیار وابسته است. همچنین در محل اتصال نیز باید جزئیات خاص شکل (۵) برای بهبود و ایمنی حرکت گهواره ای انجام شود. قسمت سبز رنگ از فولاد ST-52 ساخته شده است و دیوار برشی نیز در درون یک غلاف فولادی که دارای بولت M24 است قرار گرفته است. در شکل (۵) جزئیات دقیق نشان داده شده است.

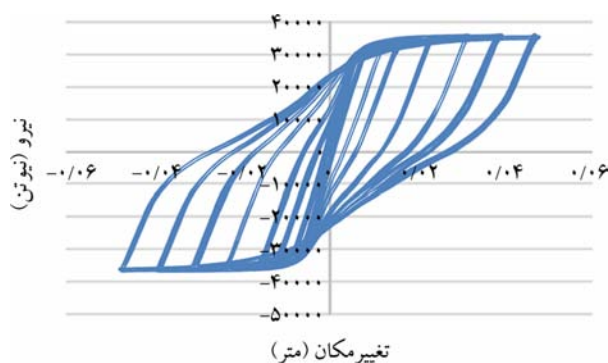
خروجی های تحلیل در شکل (۷) نشان می دهند که عمده تنش ها در قسمت میراگرها رخ داده است و دیوار برشی بتنی در محدوده رفتار خطی باقی مانده است.

مش بندی به گونه ای بهینه انجام شده است تا در محل اتصالات و بلت ها مش های ریزتری اعمال شود تا دقت در تحلیل بالا رود. همان طور که در شکل (۶) دیده می شود مش بندی کابل ها نیز به صورت مناسبی انجام شده است.

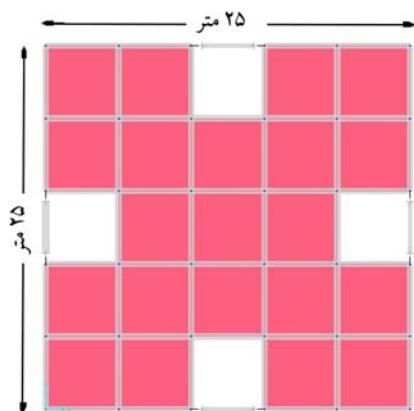
در میانه نمودار شکل (۸) یک باریک شدگی در منحنی هیستریزس دیده می شود که برگشت پذیری به دلیل وجود کابل های پس کشیده رخ داده است.

جدول (۱): مشخصات سیستم‌های سازه‌ای مدل‌سازی شده.

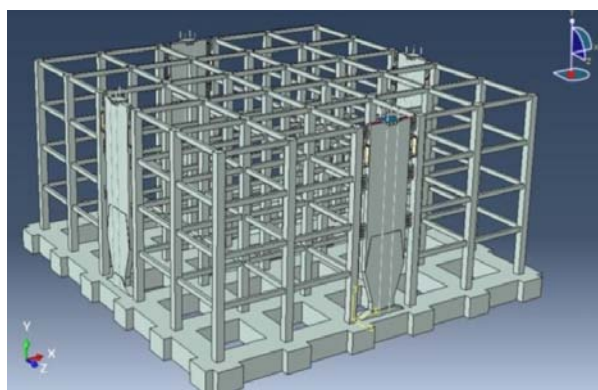
سیستم سازه‌ای	طبقه	ارتفاع هر طبقه (متر)	ارتفاع کل سازه (متر)	بعد طولی پلان (متر)	بعد عرضی پلان (متر)
حرکت گهواره‌ای	۶	۳/۳	۱۹/۸	۲۵	۲۵
قاب خمشی ویژه	۶	۳/۳	۱۹/۸	۲۵	۲۵
حرکت گهواره‌ای	۴	۳/۳	۱۳/۲	۲۵	۲۵
قاب خمشی ویژه	۴	۳/۳	۱۳/۲	۲۵	۲۵



شکل (۸): خروجی منحنی هیستریزس دیوار برشی دارای حرکت گهواره‌ای و کابل‌های پس کشیده.



شکل (۱۰): پلان سازه‌های مدل‌سازی شده.



شکل (۹): سازه دارای دیوارهای برشی و حرکت گهواره‌ای مدل‌سازی شده در نرم‌افزار ABAQUS.

۴- بارگذاری سازه‌های مورد مطالعه

برای مقایسه بهتر سیستم‌های سازه‌ای، بارگذاری آنها بر طبق جدول (۲) و به صورت کاملاً مشابه انجام شده است. در اینجا به دلیل اختصار از آوردن جزئیات محاسبات بارگذاری خودداری شده است.

جدول (۲): جزئیات بارگذاری.

۳۰۰	بار مرده بام (کیلوگرم بر متر مربع)
۱۵۰	بار زنده بام (کیلوگرم بر متر مربع)
۳۰۰	بار دیوار پیرامونی بام (کیلوگرم بر متر)

۵- هم‌پایه‌سازی رکوردهای لرزه‌ای حوزه نزدیک

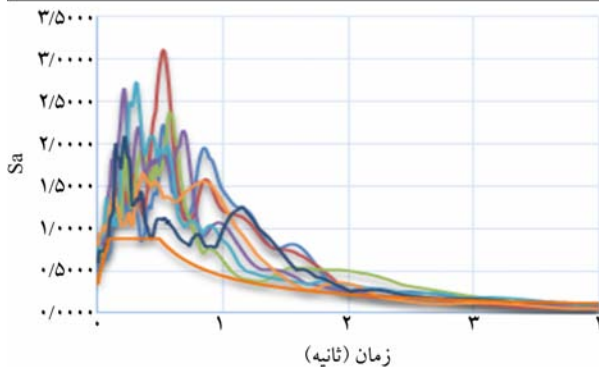
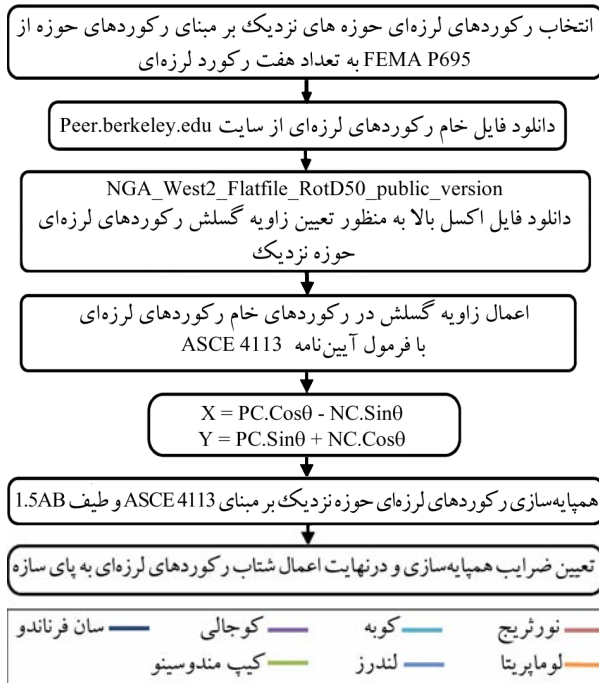
در این روش از دستورالعمل ASCE 4113 استفاده شده است. ابتدا مؤلفه‌های نرمال و موازی تعیین می‌گردند و اثر زاویه گسلسش در شتاب‌نگاشت‌ها اعمال می‌شود. در شکل (۱۱) اثر این گسلسش نشان داده شده است.

در شکل (۹) سازه ۴ طبقه مجهز به دیوارهای برشی دارای حرکت گهواره‌ای دیده می‌شود.

در این قسمت پس از طراحی اولیه در نرم‌افزار آباکوس، به بررسی و مقایسه سیستم نوین دیوار برشی دارای حرکت گهواره‌ای با ابعاد هندسی و بارگذاری کاملاً مشابه در نرم‌افزار SAP2000 می‌پردازیم. لازم به ذکر است که در تمامی مدل‌سازی‌ها فرض بر این است که فاصله بین دیوارها با تیرها و ستون‌های سازه به گونه‌ای است تا اثر میانقاب‌ها حذف شود. همچنین اسکلت تمامی سازه‌ها بتنی هستند که در جدول (۱) ابعاد و مشخصات سازه‌های مدل‌سازی شده آورده شده است.

همان‌گونه که به وضوح مشخص است ابعاد پلان در تمامی سازه‌ها ۲۵ متر در ۲۵ متر بوده و ارتفاع طبقات نیز برابر ۳/۲ متر است. شکل (۱۰) تصویر پلان سازه‌های مدل‌سازی شده است که در تمامی سازه‌ها یکسان است.

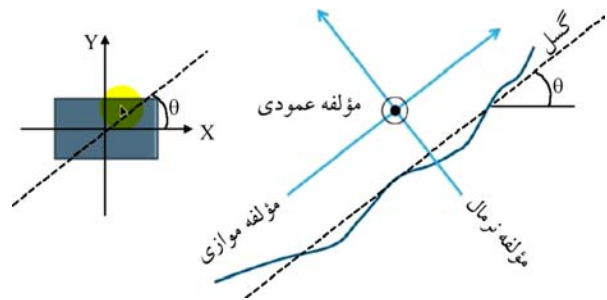
دیوار گهواره‌ای می‌باشد. در شکل‌های (۱۴) و (۱۵) نیز مقایسه بین سیستم‌های دارای حرکت گهواره‌ای و فاقد آن دیده می‌شود.



شکل (۱۲): روند نمای طراحی و هم‌پایه‌سازی رکوردهای لرزه‌ای حوزه نزدیک گسل.

جدول (۳): رکوردهای لرزه‌ای حوزه نزدیک مورد استفاده در تحلیل‌های غیر خطی.

رکورد لرزه‌ای	بزرگا	شماره ایستگاه ثبت رکورد	سال	ضرایب هم‌پایه‌سازی
نورثریج	۶/۷	بورلی هیلز	۱۹۹۴	۱/۹۸
کوبه	۶/۹	نیشی آکاشی	۱۹۹۵	۲/۰۸
کوچالی	۷/۵	دوزجه	۱۹۹۹	۲/۳۷
لندرز	۷/۳	یرمو	۱۹۹۲	۲/۹۷
لوماپریتا	۶/۹	کاپیتولا	۱۹۸۹	۲/۵۷
کیپ مندوسینو	۷	ریودل اورپاس	۱۹۹۲	۱/۹۹
سان فرناندو	۶/۶	ال آ - استور	۱۹۷۱	۲/۵۱

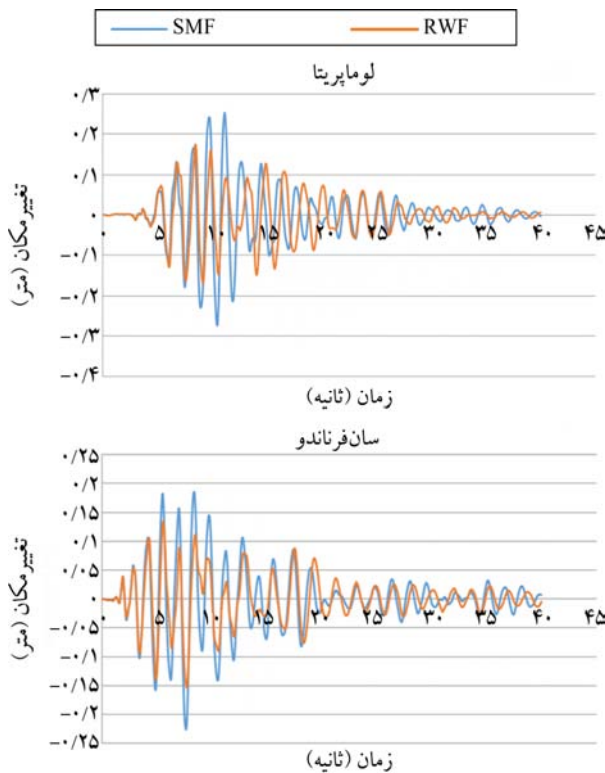


شکل (۱۱): هم‌پایه‌سازی رکورد لرزه‌ای حوزه نزدیک.

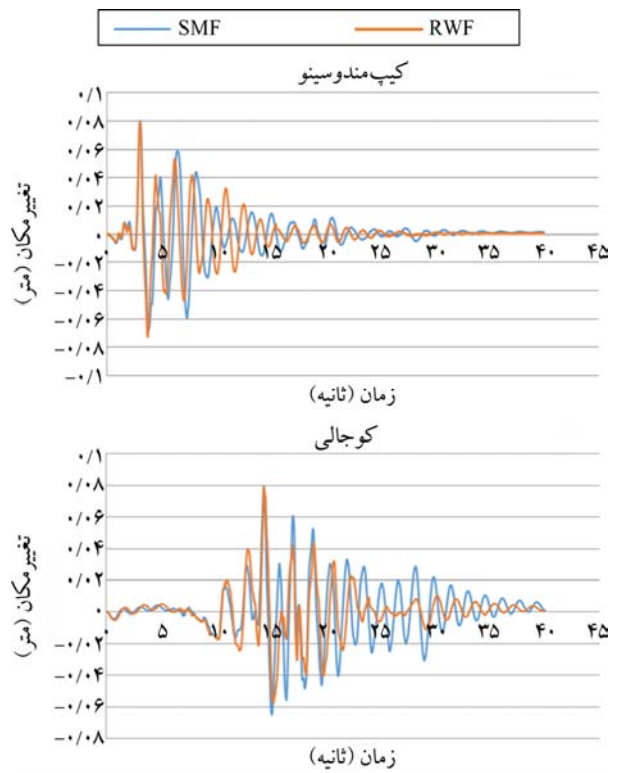
سپس طیف پاسخ به دست آمده با طیف 1/5 AB هم‌پایه‌سازی و ضریب مقیاس هر زلزله تعیین می‌گردد. بر اساس مطالب ذکر شده و به منظور انجام تحلیل دینامیکی برای مقایسه با نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل قاب‌های مورد نظر، از هفت رکورد لرزه‌ای حوزه نزدیک و دور از گسل استفاده شد. این زمین لرزه‌ها از پایگاه اطلاعاتی PEER استخراج گردیده‌اند. مبنای انتخاب این زمین لرزه‌ها، جدید بودن زمان وقوع آنها (زلزله‌های اخیر)، پر قدرت بودن آنها، نزدیک بودن محل ثبت نسبت به گسل و مشابه بودن نوع ساختگاه آنها بوده است. خلاصه اطلاعات مربوط به این زمین لرزه‌ها در جدول (۳) مشخص شده است. در شکل (۱۲) روند نمای هم‌پایه‌سازی رکوردهای لرزه‌ای حوزه نزدیک گسل دیده می‌شود.

۶- مقایسه تغییر مکان‌های ایجاد شده

در سیستم حرکت گهواره‌ای نوین اشاره شده در مقاله کابل‌های پس کشیده نقش بسیار مهمی در کنترل تغییر مکان‌های سازه‌ای دارند و می‌توانند قابلیت خودمحوری و برگشت پذیری سیستم به جای اولیه خود را ایفا کنند. همان گونه که در شکل (۱۳) دیده می‌شود در ابتدا تغییر مکان سیستم با حرکت گهواره‌ای اندکی بیشتر از سازه معمولی است اما استفاده از این سیستم میزان نیروی محوری در اعضای سازه‌ای را به میزان زیادی کاهش داده است و به دلیل وجود کابل‌های پس کشیده برگشت پذیری در سازه بتنی مجهز به دیوار برشی گهواره‌ای مشاهده می‌گردد؛ به همین دلیل در انتهای زلزله تغییر مکان سازه کمتر شده است. نمودار با رنگ آبی مربوط به سازه بتنی قاب خمشی مجهز به دیوار برشی بتنی است و نمودار نارنجی رنگ مربوط به سازه بتنی با



شکل (۱۵): تغییر مکان مرکز جرم بام سازه‌های بتنی با دیوار برشی دارای حرکت گهواره‌ای و فاقد آن تحت زلزله‌های لوماپریتا و سانفرناندو.

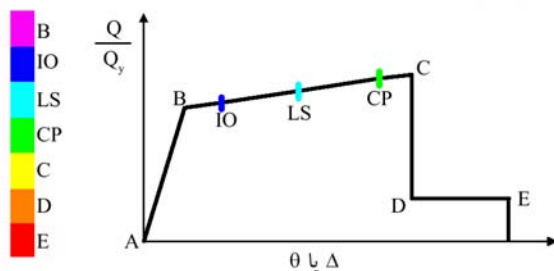


شکل (۱۳): تغییر مکان مرکز جرم بام سازه‌های بتنی با دیوار برشی دارای حرکت گهواره‌ای و فاقد آن تحت زلزله‌های کیپ‌مندوسینو و کوجالی.

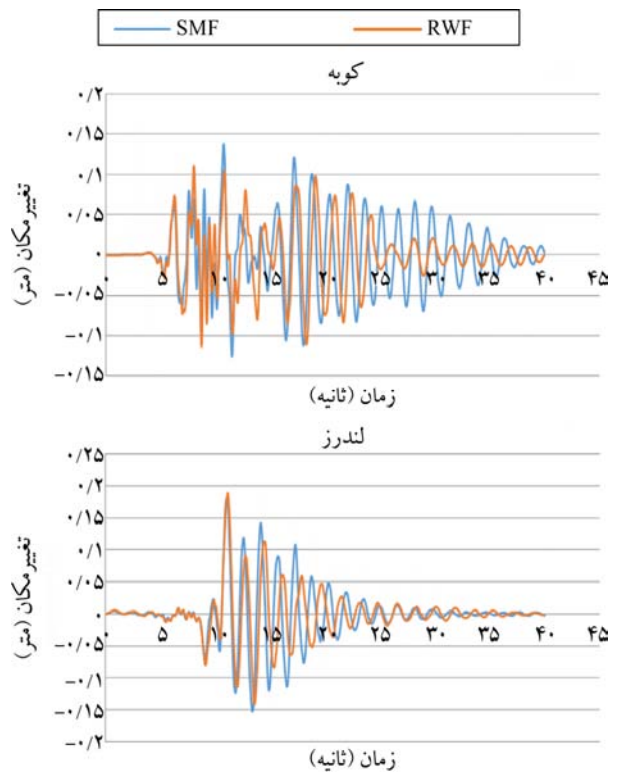
۷- مقایسه سطوح عملکرد بین سیستم دارای حرکت گهواره‌ای و سیستم دیوار برشی معمولی

در شکل (۱۶) منحنی نیرو-تغییر شکل تعمیم یافته برای اعضا و اجزای بتنی دیده می‌شود که بر اساس این منحنی و جداول مربوطه در نشریه ۳۶۰ محاسبات دستی مربوط به مفاصل پلاستیک انجام شده و سپس در نرم‌افزار SAP 2000، این مفاصل در تیرها در ۵ درصد ابتدا و انتهای طول تیر و در ستون‌ها در ابتدا و انتهای طول عضو تعریف شده است.

IO: سطح استفاده بی وقفه LS: سطح ایمنی جانی CP: آستانه فروریزش



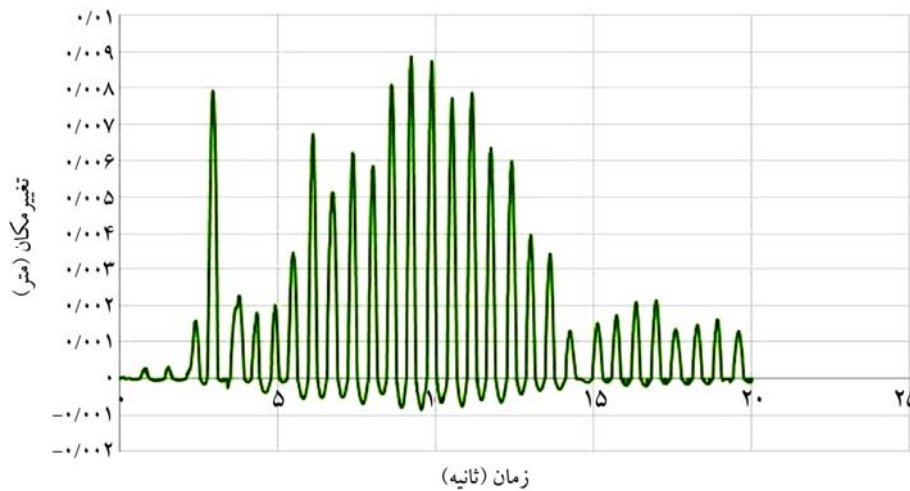
شکل (۱۶): منحنی نیرو و تغییر شکل تعمیم یافته برای اعضا و اجزای بتنی.



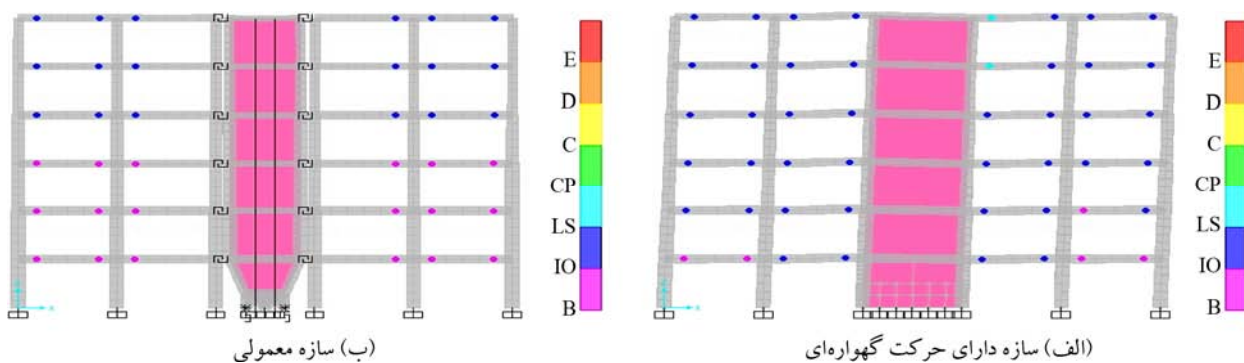
شکل (۱۴): تغییر مکان مرکز جرم بام سازه‌های بتنی با دیوار برشی دارای حرکت گهواره‌ای و فاقد آن تحت زلزله‌های کوبه و لندرز.

Grade 270 می باشد یک میراگر جاری شونده از نوع المان لینک فنر غیرخطی قرار داده شده است تا در هنگامی که نیروی محوری زیادی در کابل ها ناشی از حرکت گهواره ای ایجاد می شود در ابتدا میراگر جاری شده و سپس کابل دچار جاری شدگی گردد. البته باید به این موضوع توجه بسیار زیادی شود که تحت هیچ شرایطی نباید کابل دچار گسیختگی گردد زیرا این موضوع می تواند مشکلاتی نظیر تغییر مکان های بیش از حد را برای سازه و عدم خود محوری را در سیستم ایجاد کند. در شکل (۱۸) محل تشکیل مفاصل پلاستیک در هر دو سازه دیده می شود. به وضوح قابل مشاهده است که در سیستم حرکت گهواره ای مفاصل پلاستیک در ناحیه خدمت رسانی بی وقفه هستند اما در سازه بتنی فاقد حرکت گهواره ای مفاصل پلاستیک در ناحیه ایمنی جانی می باشند. پس استفاده از سیستم حرکت گهواره ای منجر به افزایش سطح ایمنی در سازه گردیده است.

مطابق با شکل (۱۷) هر چقدر که رفتار سازه به سمت سطح استفاده بی وقفه حرکت کند مناسب تر است زیرا سطوح عملکردی در سازه به سمت ایمنی بیشتر متمایل می گردد. همچنین یکی از موارد بسیار مهمی که در بحث حرکت گهواره ای کنترل شده باید مد نظر قرار گیرد میزان تغییر مکان های قائم در ستونی است که دارای حرکت گهواره ای می باشد زیرا اگر میزان این تغییر مکان های قائم بسیار زیاد باشد (بیشتر از ۵ سانتی متر) می تواند اثرات نامطلوبی را بر روی سیستم سازه ای بگذارد. لذا در این پژوهش با در نظر گرفتن تمامی موارد اشاره شده طراحی حرکت گهواره ای کنترل شده در سازه به گونه ای انجام شده است که تغییر مکان قائم ستون دارای حرکت گهواره ای به میزان ۱ سانتی متر محدود گردد. شکل (۱۷) میزان تغییر مکان قائم دیوار برشی دارای حرکت گهواره ای را نشان می دهد که به میزان ۱ سانتی متر تغییر مکان قائم محدود شده است. در زیر هر یک از رشته کابل های سازه که دارای



شکل (۱۷): نمودار تغییر مکان قائم دیوار برشی بتنی دارای حرکت گهواره ای.



شکل (۱۸): نحوه توزیع مفاصل پلاستیک در سازه.

۸- بحث و نتیجه‌گیری

پس کشیده تأمین شده است.
 - بهبود رفتار لرزه‌ای با استفاده از سیستم حرکت گهواره‌ای به میزان ۳۰ درصد در مقایسه با سازه مشابه فاقد حرکت گهواره‌ای بوده است.

مراجع

- Kim, J. (2008) Seismic Performance of Twisted Diagrid Building. *International Journal of High-rise Building*, 3(3), 222-230.
- PEER (2010) *Report 2010/05, TBI, Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings*.
- Kim, J., Y. Jun, and Y. Ho Lee, (2010) "Seismic Performance Evaluation of Diagrid System Buildings", Department of Architectural Engineering, Sungkyunkwan University, Suwon, Korea, *International Journal of High-rise Building*, 15(5), 112-130.
- Moon, K. (2009) Design and Construction of Steel Diagrid Structures. *International Journal of High-rise Building*, 4(3), 122-130.
- Hajjar, J., Eatherton, M., and Deierlein, G. (2009) Controlled rocking of steel frames as a sustainable new technology for seismic resistance in buildings. *Engineering Structures*, 28, 232-221.
- Azuhata, T., Midorikawa, M., and Ishihara, T. (2008) Earthquake damage reduction of buildings by self-centering systems using rocking mechanism. *The 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
- Pollino, M. and Bruneau, M. (2015) Dynamic seismic response of controlled rocking bridge steel-truss piers. *Engineering Structures*, 34(3), 247-262.
- Sause, R., Ricles, M., Roke, D.A., and Chancellor, N.B. (2010) Seismic performance of a self-centering rocking concentrically-braced frame. *Structural Engineering*, ASCE.
- Eatherton, M., Hajjar, J., Xiang, Ma. (2008) Seismic design and behavior of steel frames with controlled rocking – part I: concepts and quasi-static subassembly testing. *The 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.

- استفاده از سیستم دیوار برشی بتنی دارای حرکت گهواره‌ای کنترل شده به میزان قابل توجهی نیروی محوری در اعضای سازه‌ای را کاهش می‌دهد.
 - میزان تغییر مکان قائم در قسمت‌های کناری دیوار گهواره‌ای که حرکت گهواره‌ای دارند باید در یک محدوده منطقی باشد که در این پژوهش میزان کمتر از ۵ سانتی متر تغییر مکان قائم پیشنهاد می‌گردد که با افزایش ارتفاع سازه‌ها این میزان تغییر مکان قائم نیز باید کمتر گردد.
 - با استفاده از سیستم حرکت گهواره‌ای می‌توان به طرز مؤثری سطح ایمنی در سازه را افزایش داد و سطح ایمنی را در سازه‌های بتنی از LS به IO رساند. این موضوع تنها با ایجاد جزئیات خاص در پای دیوار برشی و استفاده از میراگرهای جاری شونده و کابل پس کشیده ایجاد تأمین شده است.
 - کابل‌های پس کشیده در سیستم حرکت گهواره‌ای تأثیری بیش از ۷۰ درصدی در کاهش تغییر شکل‌های سازه دارند و بعد از آن میراگر جاری شونده قرار می‌گیرد.
 - خروجی‌های حاصله از تحلیل دینامیکی غیرخطی در نرم‌افزار ABAQUS نشان می‌دهند که اتصالات لولایی و جزئیات اتصالات پایینی مانع از کمانش دیوار برشی در خارج از صفحه دیوار شده‌اند و نیز تمرکز تنش‌ها نیز در میراگرهای جاری شونده رخ داده است و در کابل‌های پس کشیده نیز تنش‌ها در محدوده مجاز بوده‌اند. به همین علت دیوار برشی طراحی شده مناسب عمل نموده است.
 - نتایج تحلیل‌های تاریخچه زمانی رکوردهای لرزه‌ای مورد بررسی نشان می‌دهد که در ابتدا تغییر مکان دیوار گهواره‌ای اندکی بیشتر از سازه قاب خمشی بتنی است اما در نهایت به دلیل وجود کابل‌های پس کشیده و تمرکز خسارت در میراگرهای جاری شونده در دیوار گهواره‌ای سازه بتنی خسارت بسیار کمتری دیده و در نتیجه سازه مجهز به دیوار گهواره‌ای تغییر مکان‌های کمتری نسبت به سازه قاب خمشی بتنی دارد و برگشت‌پذیری نیز با استفاده از کابل‌های

10. Pollino, M. and Bruneau, M. (2015) Bidirectional seismic behavior of controlled rocking four-legged bridge steel truss piers. *Structural Engineering*, ASCE.
11. Dyanati, M. and Huang, Q. (2015) Seismic demand models and performance evaluation of self-centering and conventional concentrically braced frames. *Engineering Structures*, **22**, 232-221.
12. Zhao, W.B. and Lu, X. (2018) Dynamic behavior of upgraded rocking wall-moment frames using an extended coupled-two-beam model. *ELSEVIER*, 211-227.
13. Mpampatsikos, V., Egidio Bressanelli, M., Belleri, A., and Nascimbene, R. (2020) A non-dimensional parametric approach for the design of PT tendons and mild steel dissipaters in precast rocking walls. *ELSEVIER*, 103-117.
14. Guo, G., Qin, L., Yang, D., and Liu, Y. (2020) Dimensional response analysis of rocking wall-frame building structures with control devices subjected to near-fault pulse-like ground motions. *ELSEVIER*, 58-62.
15. Nazari, M. and Sritharan, S. (2020) Influence of different damping components on dynamic response of concrete rocking walls. *ELSEVIER*, 19-11.
16. Grigorian, M. and Grigorian, C. (2012c) Performance control: A new elastic-plastic design procedure for earthquake resisting moment frames. *J. Struct. Div.*, 10.1061/(ASCE).

نوع مقاله: پژوهشی

چکیده

پل‌های تیر و دال چند دهانه با تکیه‌گاه‌های ساده از متداول‌ترین پل‌های بزرگراه‌های کشور می‌باشند. در این پل‌ها معمولاً درزهای انبساط در پایه‌های میانی و کوله‌ها به منظور تأمین حرکت طولی ناشی از تغییرات دما تعبیه می‌گردد. در هنگام بهره‌برداری از پل، وجود درزهای انبساط باعث مشکلات فراوانی از قبیل پر شدن فاصله درز، اختلاف تراز دو طرف درز و خسارت جدی به پایه‌های میانی به واسطه نشست آب‌های سطحی از میان درز و در نتیجه از بین رفتن پوشش بتن و خوردگی آرماتورهای تیر سرستون می‌شوند. این خسارات در بسیاری از پل‌های چند دهانه کشور به دلیل تعمیر و نگهداری نامناسب شدید می‌باشد. حذف درز انبساط در پایه‌های میانی از رویکردهای پژوهشی اخیر در جهان بوده است. این پژوهش‌ها منجر به ارائه سیستم جدیدی شده است که در آن تیرهای تابلیه دو سر ساده محاسبه و اجرا می‌گردند ولی دال عرشه در محل پایه‌های میانی به صورت یکسره اجرا می‌شود. دال یکسره در محل درز میانی «دال پیوند» نامیده می‌شود و وجود آن مشخصات دینامیکی و رفتار لرزه‌ای پل را تغییر می‌دهد. در این مقاله نتایج تحلیل‌های لرزه‌ای پل‌های تیر و دال بتنی چهار دهانه و هفت دهانه با دال پیوند و بدون دال پیوند ارائه شده است. مطالعه تحلیلی به صورت تحلیل طیفی در هر دو جهت طولی و عرضی پل‌ها انجام شد و رفتار لرزه‌ای پل‌ها با مقایسه تقاضای لرزه‌ای در زیرسازه پل برای حالات مختلف چیدمان دال پیوند و درز انبساط بررسی گردید. نتایج این مطالعه نشان می‌دهد که یکسره کردن دال عرشه پل و استفاده از دال پیوند تأثیر قابل توجهی بر رفتار لرزه‌ای پل‌ها می‌گذارد. طول پل و نحوه چیدمان درزهای انبساط و دال پیوند، عوامل مؤثر در تغییر رفتار لرزه‌ای پل و توزیع برش پایه به عناصر زیر سازه است.

واژگان کلیدی: پل، سازه، بتن، زلزله، دال پیوند.

مطالعات تحلیلی رفتار لرزه‌ای پل‌های تیر و دال بتنی چند دهانه با سیستم دال پیوند

اکبر واتقی (نویسنده مسئول)

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

مهدی پورنداف حقی

کارشناس ارشد مهندسی سازه، شرکت ساخت و توسعه زیر بناهای حمل‌ونقل کشور، تهران، ایران

۱- مقدمه

پل‌ها می‌باشند. در سال‌های اخیر به منظور کاهش مشکلات ناشی از وجود درز انبساط، از سیستم جدیدی به نام دال پیوند استفاده می‌شود که در آن تیرهای تابلیه دو سر ساده محاسبه و اجرا می‌گردند؛ ولی دال عرشه در محل پایه‌های میانی به صورت یکسره اجرا می‌شود. مطالعات فراوانی در رابطه با رفتار این سیستم تحت بارهای بهره‌برداری انجام شده است [۱-۹]؛ ولی تحقیقات در رابطه با رفتار لرزه‌ای این سیستم نسبتاً محدود است [۱۰-۱۴]. در این تحقیق، رفتار لرزه‌ای پل‌های طولی و چند دهانه مطالعه و

در پل‌های بزرگراهی وجود درزهای انبساط در عرشه پل علاوه بر افزایش هزینه‌های ساخت و نگهداری، باعث مشکلات زیادی در هنگام بهره‌برداری می‌شود. رفتار نامناسب دستگاه درز انبساط و بلند شدن آن از روی سطح عرشه منجر به آسیب‌های جدی به وسایل نقلیه عبوری می‌شود. همچنین در صورتی که عملکرد درز به دلیل ضعف سیستم نگهداری مختل گردد، نیروهای نامطلوبی در سیستم سازه پل پدید می‌آید. لذا همواره طراحان درصدد کاهش تعداد و یا حذف درز انبساط از عرشه

تغییرات رفتار لرزه‌ای بر اثر کاهش، حذف و یا تغییر چیدمان درزهای انبساط بررسی شده است.

۲- مرور ادبیات فنی

ادبیات فنی در رابطه با رفتار لرزه‌ای پل‌ها با سیستم دال پیوند عموماً به بعد از سال ۲۰۰۰ میلادی محدود می‌شود. کارنر و همکاران [۱۰] در سال ۲۰۰۲ میلادی استفاده از دال پیوند برای مقاوم‌سازی لرزه‌ای پل‌های تیر و دال با تیرهای پیش‌ساخته بتنی را مورد مطالعه قرار دادند. در این مطالعه پل‌های روگذر متداول برای بررسی تأثیر دال پیوند بر رفتار لرزه‌ای پل‌ها تحلیل شدند و بر اساس نتایج مطالعه تحلیلی یک روش ساده طراحی توسعه داده شد.

پورنداف حقی و همکاران [۱۱] در سال ۲۰۰۸ میلادی با انجام تحلیل‌های دینامیکی، رفتار لرزه‌ای یک پل دو دهانه متداول در ایران را بررسی کردند. در این مطالعه پایه میانی پل به صورت عمود بر طول پل (بدون زاویه تورب) و همچنین با زاویه تورب بین ۱۵ تا ۶۰ درجه در نظر گرفته شد. نتایج این مطالعه نشان داد که در صورت استفاده از دال پیوند بجای درز انبساط، تقاضای لرزه‌ای پایه میانی (نیرو و جابه‌جایی) به‌طور قابل توجهی کاهش می‌یابد.

در سال ۲۰۰۹ میلادی سوگیلی و کانر [۱۲] بر اساس رساله دکتری سوگیلی [۱۳] استفاده از دال پیوند برای بهسازی لرزه‌ای پل‌های مورب و همچنین اثر دال پیوند بر رفتار لرزه‌ای این نوع پل را بررسی کردند. این مطالعه با تحلیل‌های طیفی و تاریخچه زمانی غیرخطی بر روی تعدادی از پل‌های مورب با طول دهانه و زاویه تورب متفاوت انجام شد و برای مناطق لرزه‌خیز با خطر نسبی بسیار زیاد جزئیات آرماتورگذاری متفاوتی برای دو طرف دال پیوند پیشنهاد گردید.

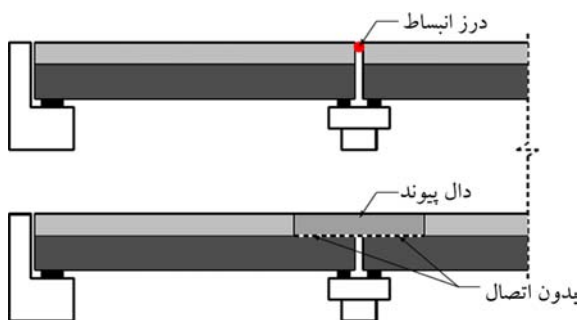
پناهی و واثقی [۱۴] در سال ۱۳۸۷ شمسی رفتار و پاسخ لرزه‌ای پل‌های بتنی چند دهانه که توسط دال پیوند به یکدیگر متصل شده‌اند را بررسی کردند. در این مطالعه پل‌های دو دهانه، سه دهانه و چهار دهانه، به دو صورت دهانه ساده با درز انبساط و

با سیستم دال پیوند مدل‌سازی و تحلیل شدند. نتایج تحلیل‌ها نشان داد که با جایگزینی درز انبساط توسط دال پیوند، پیوند طبیعی پل‌ها کاهش و برش پایه آنها افزایش می‌یابد. این نتایج همچنین نشان داد که دال پیوند باعث کاهش تقاضای لرزه‌ای در پایه‌های میانی می‌شود.

۳- طراحی پل با سیستم دال پیوند

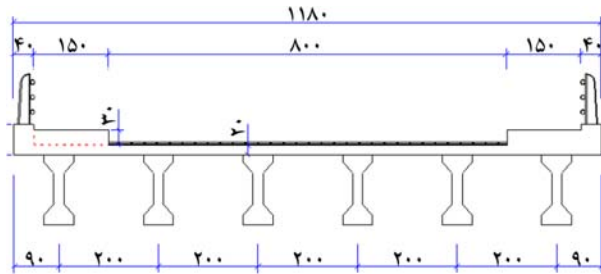
در سیستم دال پیوند تیرهای دهانه پل به صورت دو سر ساده و مجزا از سایر دهانه‌ها محاسبه و اجرا می‌گردند اما دال عرشه منقطع نشده و در محل پایه‌ها به صورت یکسره اجرا می‌گردد (شکل ۱). در این سیستم تیرهای پیش‌ساخته اعم از فلزی یا بتنی در هر دهانه بر روی پایه‌ها به صورت مستقل نصب می‌گردند و سپس در مرحله اجرای دال بتنی با تمهیداتی در طراحی دال به صورت سرتاسری آرماتورگذاری و بتن‌ریزی می‌گردد بدون آنکه در انتهای تیرها و بر روی پایه‌ها هیچ‌گونه درزی اجرا گردد. ضوابط طراحی دال پیوند در آیین‌نامه آشتو [۱۵] ارائه شده که خلاصه آن به شرح زیر است:

۱. تیرهای هر دهانه به صورت مجزا و به شکل تیر دو سر ساده محاسبه و طراحی می‌گردند.
۲. به منظور کاهش سختی دال پیوند، اتصالات برشی بین تیر و دال در ۵ درصد طول انتهایی تیر (در مجاورت درز) حذف می‌گردد.
۳. حداکثر چرخش انتهایی تیر ناشی از بارهای مرده گروه ۲ (وزن بتن دال آسفالت و پیاده‌رو) و بارهای زنده محاسبه می‌شود و لنگر ناشی از این چرخش برای طراحی و محاسبه آرماتورهای دال پیوند در نظر گرفته می‌شود.

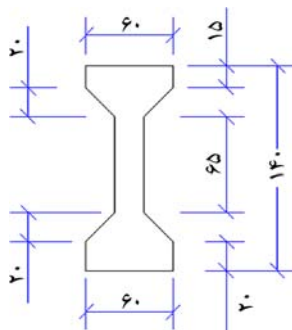


شکل (۱): سیستم دال پیوند [۹].

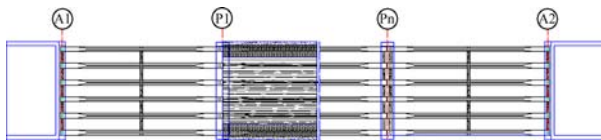
دهانه قرار می‌گیرند که موقعیت آنها در نقشه پلان شماتیک پل‌ها در شکل (۵) نشان داده شده است.



شکل (۳): مقطع عرضی پل‌ها.



شکل (۴): مقطع و ابعاد تیر پیش‌ساخته بتنی.



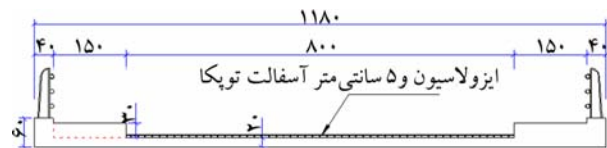
شکل (۵): پلان پل.

۲-۴- مشخصات زیر سازه

هر پایه میانی با سه ستون مدور به قطر ۱/۲ متر و ارتفاع ۷ متر انتخاب شده که ستون‌ها به فاصله ۴/۲ متر از یکدیگر به سرستون به ابعاد ۱/۵×۱/۶ متر با دو گوشواره به ارتفاع ۱ متر در طرفین آن منتهی می‌گردند. طول، عرض و ارتفاع سرستون مطابق شکل (۶) با توجه به فاصله ستون‌ها و طول نشیمن مورد نیاز بر اساس ضوابط آئین‌نامه طراحی پل‌ها [۱۶] به دست آمده است و فاصله ستون‌ها نیز به منظور بهینه شدن نیروهای سرستون (حداقل لنگر ناشی از بار مرده تابلیه در ستون‌ها) محاسبه شده است. سیستم دستگاه تکیه‌گاهی نیز شامل نوپرن‌های مسلح به ابعاد ۳۰×۳۰ سانتی‌متر و به ضخامت کل ۴۹ میلی‌متر (شامل سه لایه ۱۱ میلی‌متری و دو

۴- مشخصات فنی و هندسی پل‌های منتخب

در این تحقیق پل‌های بتنی با تابلیه مشتمل بر تیر پیش‌ساخته بتن مسلح و دال درجای بتنی که در کشور ایران بسیار رایج و متداول می‌باشند انتخاب گردیده است. مقطع عرضی پل متشکل از ۸ متر سواره‌رو (با لحاظ نمودن حاشیه ایمنی) و دو پیاده‌رو در طرفین هر کدام به عرض ۱/۵ متر و دو قرنیز طرفین هر یک به عرض ۴۰ سانتی‌متر است و روسازی پل نیز شامل ایزولاسیون و ۵ سانتی‌متر آسفالت توپکا مطابق شکل (۲) می‌باشد.



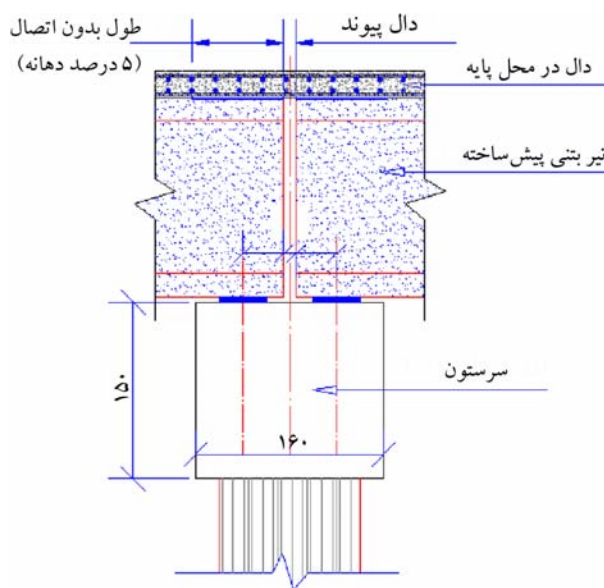
شکل (۲): تیپ مقطع عرضی پل بر مبنای راه اصلی دوطرفه.

محدوده مناسب کاربرد تیرهای پیش‌ساخته بتنی برای دهانه‌های بین ۲۰ تا ۳۰ متر است و طول دهانه ۲۰ متر متداول‌ترین طول دهانه در پل‌های ایران است. در این تحقیق برای لحاظ نمودن اثر طول پل و مطالعه رفتار لرزه‌ای پل‌ها در اثر یکسره شدن دال در محل پایه‌ها، دو پل به طول ۸۰ متر و ۱۴۰ متر و هر کدام شامل چهار دهانه و هفت دهانه ۲۰ متری انتخاب شده است. ارتفاع پایه‌های میانی متناسب با پل‌های معمول رودخانه‌ای و تقاطع در نظر گرفته شده است. در ادامه مشخصات تابلیه و زیرسازه پل‌های مورد مطالعه تشریح می‌گردد.

۴-۱- مشخصات تابلیه

شکل (۳) نمایشگر مقطع عرضی پل می‌باشد که در آن تابلیه متشکل است از شش عدد تیر بتن مسلح پیش‌ساخته، هر کدام به ارتفاع ۱/۴ متر که به فاصله ۲ متر از یکدیگر قرار می‌گیرند و دال بتن مسلح درجا به ضخامت ۲۰ سانتی‌متر می‌باشد. ابعاد تیر مطابق شکل (۴) بر اساس طول دهانه و قالب‌های رایج برای اجرای این تیرها می‌باشد. تابلیه در هر دهانه دارای سه دیافراگم عرضی می‌باشد که یک دیافراگم در وسط دهانه تابلیه به ضخامت ۳۰ سانتی‌متر و دو دیافراگم در دو انتهای تیرهای هر

- حالت (b): تابلیه دارای یک درز انبساط بر روی پایه میانی P3 باشد و دال پیوند بر روی سایر پایه‌ها اجرا شود.
 - حالت (c): تابلیه دارای دو درز انبساط در محل پایه‌های P2 و P5 باشد و دال پیوند بر روی سایر پایه‌ها اجرا شود.
 - حالت (d): تابلیه فاقد دال پیوند و دارای شش درز انبساط در محل تمام پایه‌ها باشد.
- شکل (۷) جزئیات دال پیوند و یکسره نمودن دال در محل پایه‌ها را نشان می‌دهد.

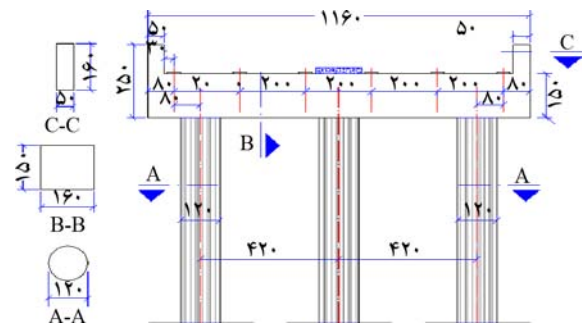


شکل (۷): جزئیات دال پیوند در محل پایه‌ها.

۶- مدل سازی پل‌ها به روش اجزای محدود

مدل سازی و تحلیل پل‌ها با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 انجام شده است و تمام اجزای پل اعم از روسازه شامل تیر و دال و دیافراگم‌های میانی و زیرسازه شامل پایه میانی و اجزای آن مشتمل بر ستون، سرستون و دستگاه‌های تکیه گاهی در نظر گرفته شده‌اند. شکل‌های (۸) و (۹) به ترتیب نحوه مدل‌سازی تابلیه و پایه میانی پل را نشان می‌دهند. طبق مدل ارائه شده در مرجع [۱۷] جان تیرها با المان Shell و بال‌های فوقانی و تحتانی آن با المان Frame مدل‌سازی شده‌اند. دال بتنی عرشه نیز با المان‌های چهار گرهی Shell مدل‌سازی شده است و اتصال آن به بال فوقانی با استفاده از المان‌های صلب انجام شده است. دیافراگم‌های عرضی در انتها و

لایه ۲/۵ میلی‌متری الاستومر و چهار صفحه فلزی به ضخامت ۲ میلی‌متر) می‌باشد که ابعاد آنها مطابق با ضوابط آیین‌نامه آشتو [۱۵] محاسبه شده است. کوله‌های پل نیز با توجه به ارتفاع پل (کمتر از ۱۰ متر) به صورت بسته و شامل دیواره‌ای از بتن مسلح در نظر گرفته شده است. با توجه به شرایط تکیه گاهی و سختی‌های نسبی دستگاه‌های تکیه گاه به سختی دیواره کوله، در مراحل تحلیل کوله‌ها به صورت صلب مدل‌سازی می‌شوند.



شکل (۶): جزئیات پایه میانی پل‌های تحلیلی.

۵- چیدمان دال پیوند و درزهای انبساط میانی

- حالات مختلفی برای چیدمان دال پیوند و درزهای انبساط میانی به شرح زیر در نظر گرفته شده است.
- الف) برای پل چهار دهانه که دارای سه پایه میانی P1، P2 و P3 می‌باشد، چهار حالت در نظر گرفته شده است:
 - حالت (a): تابلیه فاقد درز انبساط در محل پایه‌های میانی باشد و دال پیوند بر روی تمام پایه‌ها اجرا شود.
 - حالت (b): تابلیه دارای یک درز انبساط در وسط و بر روی پایه میانی P2 باشد و دال پیوند بر روی پایه‌های P1 و P3 اجرا شود.
 - حالت (c): تابلیه دارای دو درز انبساط در محل پایه‌های P1 و P3 باشد و دال پیوند بر روی پایه P2 اجرا شود.
 - حالت (d): تابلیه فاقد دال پیوند و دارای سه درز میانی در محل تمام پایه‌ها باشد.
 - ب) برای پل هفت دهانه که دارای شش پایه میانی P1 الی P6 می‌باشد چهار وضعیت بررسی شده است:
 - حالت (a): تابلیه فاقد درز انبساط در محل پایه‌های میانی باشد و دال پیوند بر روی تمام پایه‌ها اجرا شود.

روابط تغییر شکل نشوین به ابعاد و ضریب ارتجاعی برشی آن بستگی دارد. ضریب ارتجاعی برشی نشوین (G) به نرخ یا سرعت بارگذاری وابسته است و برای بارگذاری سریع، این ضریب مساوی ۱۶ کیلوگرم بر سانتی مترمربع در نظر گرفته می‌شود [۱۸]. در جدول (۱) مقادیر سختی محاسباتی برای دهانه ۲۰ متری ارائه گردیده است و از آنجایی که ابعاد طول و عرض الاستومرها یکسان می‌باشد لذا سختی در دو جهت مشابه هم خواهند بود.

$$v = C \frac{nt^3}{GA_b a^2} V \Rightarrow K_v = \frac{GA_b a^2}{C nt^3} \quad \text{تغییر شکل قائم}$$

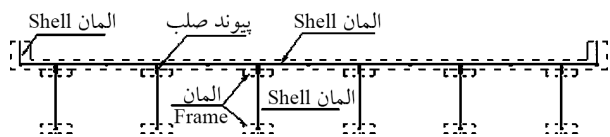
$$\theta = C' \frac{nt^3}{GA_b a^4} M \Rightarrow K_\theta = \frac{GA_b a^4}{C' nt^3} \quad \text{تغییر شکل زاویه‌ای}$$

$$u = \frac{nt}{GA_b} Q \Rightarrow K_u = \frac{GA_b}{nt} \quad \text{تغییر شکل برشی (افقی)}$$

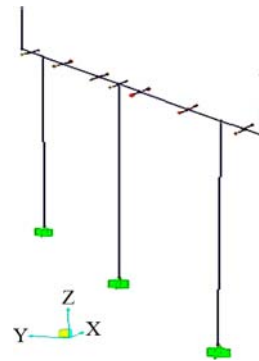
$$\phi = \frac{t}{C_2 a^4 G} T \Rightarrow K_\phi = \frac{GC_2 a^4}{t} \quad \text{تغییر شکل پیچشی}$$

شرایط تکیه گاهی مدل سازه به این صورت است که اتصال پای ستون‌ها به صورت گیردار کامل تعریف شده است. برای تکیه گاه سمت کوله‌ها نیز از آنجایی که در هر دو راستای طولی و عرضی پل سختی الاستومرها بسیار کمتر از سختی کوله‌ها است، کوله‌ها به صورت صلب در نظر گرفته شده‌اند و انتهای تیرها توسط فنرهای الاستومر به نقاط تکیه گاهی صلب متصل شده‌اند. یک نقطه از دیافراگم انتهایی تابلیه نیز در راستای عرضی به جای بلوک‌های برشی مقید شده است.

وسط تابلیه نیز با المان Shell و پایه‌های میانی و اجزای آن با المان Frame مدل‌سازی شده‌اند. اتصال انتهای تیرها به محور میانی سرستون پایه میانی مطابق شکل (۹) با المان‌های صلب انجام شده است. مدل‌سازی دال پیوند در محل درزهای میانی با مقید کردن حرکت عرشه در دو طرف درز انبساط به یکدیگر انجام شده است. مدل سه بعدی پل‌ها در شکل (۱۰) نشان داده شده‌اند.

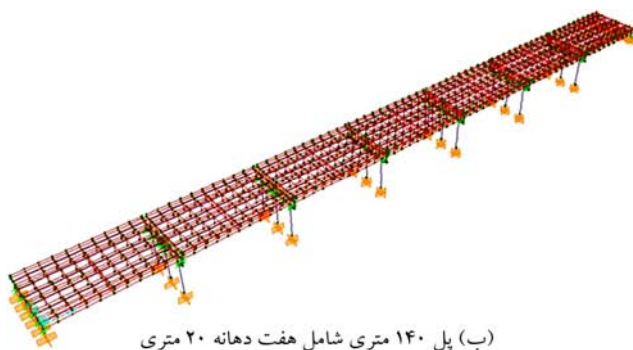


شکل (۸): مدل اجزای محدود تابلیه پل.

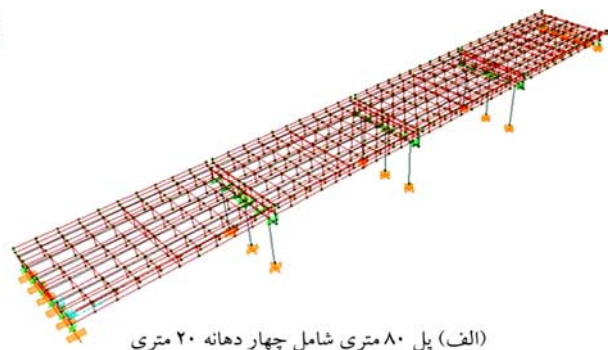


شکل (۹): مدل اجزای محدود پایه میانی.

الاستومرهای تکیه گاه‌ها نیز با المان‌های پیوند در حد فاصل بین بال تحتانی تیرها و سرستون مدل شده‌اند. سختی این المان در جهات مختلف با استفاده از روابط زیر محاسبه شده است. در این



(ب) پل ۱۴۰ متری شامل هفت دهانه ۲۰ متری



(الف) پل ۸۰ متری شامل چهار دهانه ۲۰ متری

شکل (۱۰): مدل سه بعدی پل‌ها.

جدول (۱): مشخصات سختی فنرهای الاستومرها.

ابعاد نشوین (میلی‌متر)	K_v (تن بر متر)	K_θ (تن در متر بر رادیان)	K_u (تن بر متر)	K_ϕ (تن متر بر رادیان)
$300 \times 300 \times (3 \times 11 + 2 \times 2/5)$	۱۳۵/۹	۲۴/۳	۳۷۹	۴/۸۰

لرزه‌ای پل‌ها با استفاده از تحلیل طیفی در هر دو جهت طولی و عرضی پل‌ها انجام شد. طیف مورد استفاده طیف استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۱۹] برای مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد (شتاب مبنای طرح ۰/۳۵) و زمین نوع II در نظر گرفته شده است. رفتار لرزه‌ای پل‌ها برای حالات مختلف چیدمان دال پیوند و درز انبساط در ادامه تشریح شده است.

۷-۱- تغییر مکان‌های تابلیه

ارزیابی تغییر مکان‌های تابلیه نیز در دو جهت طولی و عرضی انجام شده است. شکل‌های (۱۱) و (۱۲) توزیع تغییر مکان‌های طولی نقاط تابلیه تحت اثر زلزله در راستای طول پل را نشان می‌دهد. در این شکل‌های تغییر مکان نقاط گوشه تابلیه واقع در طرفین درز انبساط تحت اثر نیروهای ناشی از تحلیل طیفی نشان داده شده است.

جرم و وزن اجزای سازه‌ای پل در قالب وزن و جرم المان‌های متناظر با آنها در مدل تعریف شده‌اند. جرم اجزای غیر سازه‌ای پل مانند پیاده‌رو، ایزولاسیون، آسفالت و نرده در قالب ضرایب افزایش جرم گسترده دال اعمال شده است. وزن ایزولاسیون و آسفالت با منظور نمودن آسفالت آینده و پیاده‌رو به شرح زیر محاسبه و در مدل لحاظ شده است:

- وزن ۱۰ سانتی‌متر آسفالت: ۲۲۰ کیلوگرم بر مترمربع (۰/۱ × ۲۲۰۰)

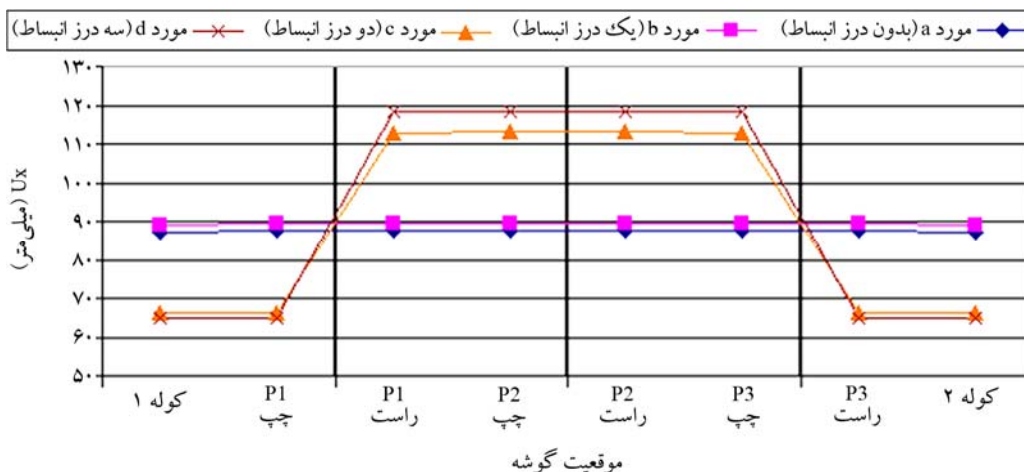
- وزن ایزولاسیون: ۵۰ کیلوگرم بر مترمربع

- وزن پیاده‌رو: ۷۲۰ کیلوگرم بر مترمربع (۰/۳ × ۲۴۰۰)

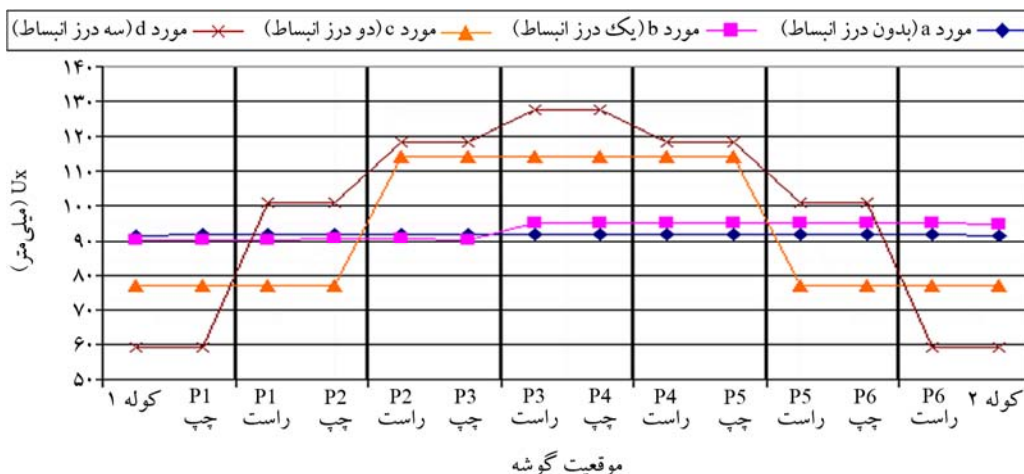
- وزن نرده‌ها: ۱۰۰ کیلوگرم بر متر

۷-۲ رفتار لرزه‌ای پل‌ها

مطالعه تحلیلی به منظور بررسی تأثیر دال پیوند بر رفتار



شکل (۱۱): توزیع تغییر مکان در طول پل در کوله‌ها و نقاط طرفین درزهای انبساط تحت اثر طیف طولی در پل چهار دهانه.



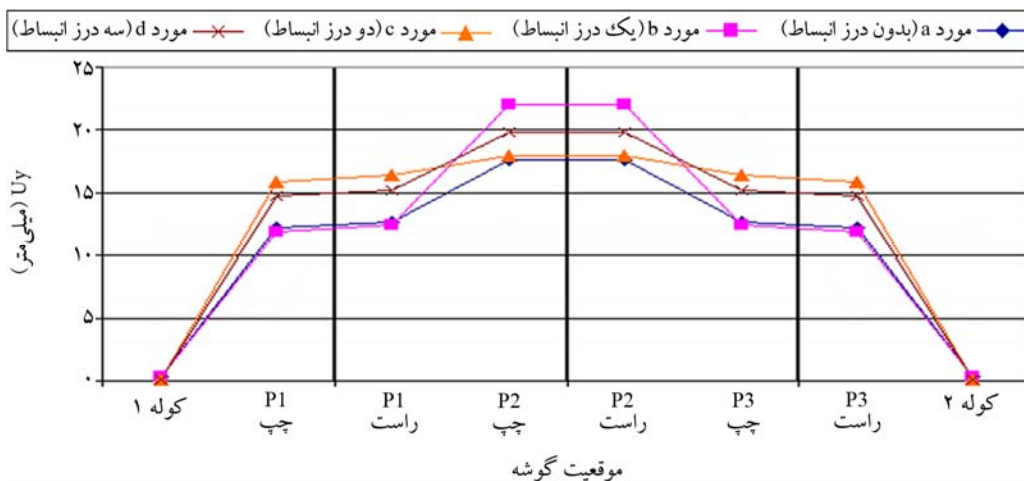
شکل (۱۲): توزیع تغییر مکان در طول پل در کوله‌ها و نقاط طرفین درزهای انبساط تحت اثر طیف طولی در پل هفت دهانه.

تابلیه تغییر مکان‌ها برای حالات a و b و c تقریباً یکسان است.

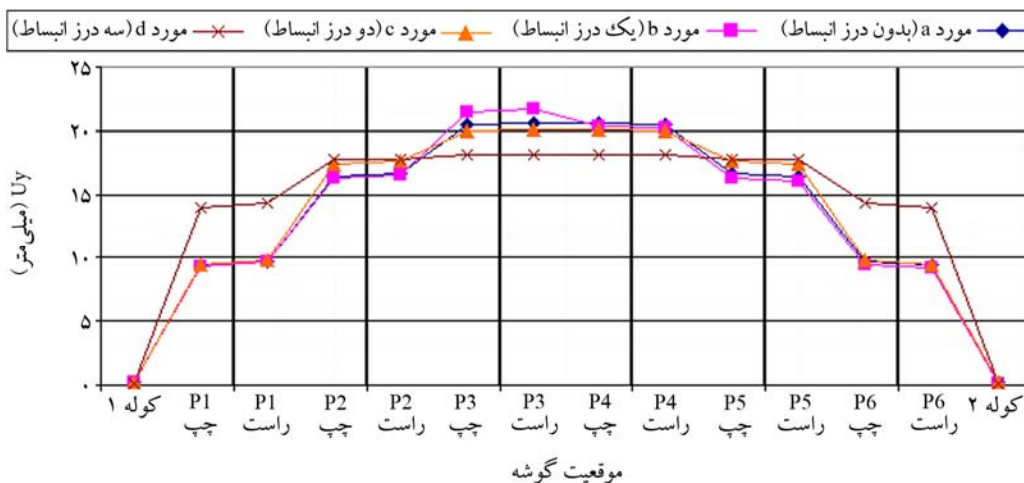
۷-۲- تغییر شکل الاستومرها

توزیع تغییر شکل‌های طولی الاستومرها در پایه‌های پل تحت اثر زلزله طولی در شکل‌های (۱۵) و (۱۶) نمایش داده شده است. یکنواختی تغییر شکل‌های نئوپرن‌ها و توزیع نیرو بین تمام آنها به طور تقریباً یکنواخت از ویژگی‌های حذف کامل درز انبساط در پل‌ها می‌باشد. در ضمن با توجه به عدم تغییر مکان بدنه کوله‌ها، بیشترین تغییر شکل در نئوپرن‌های الاستومرهایی که بر روی کوله‌ها قرار دارند رخ می‌دهد. در پل‌های هفت دهانه بیشترین تغییر شکل مربوط به حالت a (بدون درز انبساط) و کمترین مربوط به حالت d (بدون دال پیوند) است.

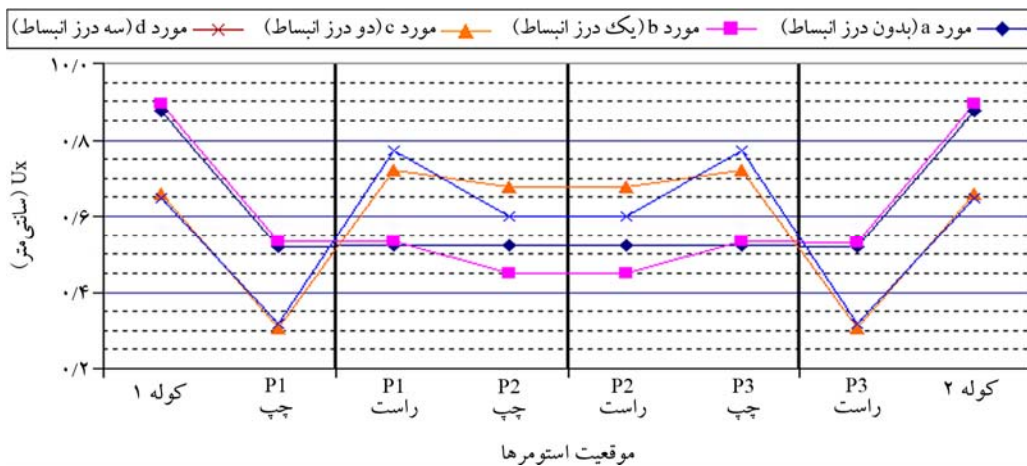
در این نمودارها به عنوان مثال P1 چپ به معنای نقطه سمت چپ درز انبساط واقع بر پایه P1 است. ملاحظه می‌شود در حالت a (بدون درز انبساط) و b (یک درز انبساط) تغییر مکان‌های طولی نقاط تابلیه در روی پایه‌ها تقریباً یکسان است. در حالت c (دو درز انبساط) و d (سه درز انبساط) تغییر مکان‌ها به دلیل اختلاف شرایط تکیه‌گاهی اختلاف دارند و بخشی از تابلیه که بر روی پایه‌های میانی قرار می‌گیرند تغییر مکان‌های بیشتری نسبت به بخش کناری تابلیه دارند. شکل‌های (۱۳) و (۱۴) توزیع تغییر مکان‌های عرضی نقاط تابلیه تحت اثر زلزله در جهت عرض پل را برای حالات مختلف چیدمان درز انبساط و دال پیوند نشان می‌دهد. در پل چهار دهانه حداکثر جابه‌جایی برای حالت b (یک درز انبساط) و در محل درز انبساط اتفاق می‌افتد. برای پل هفت دهانه با توجه به کاهش سختی عرض



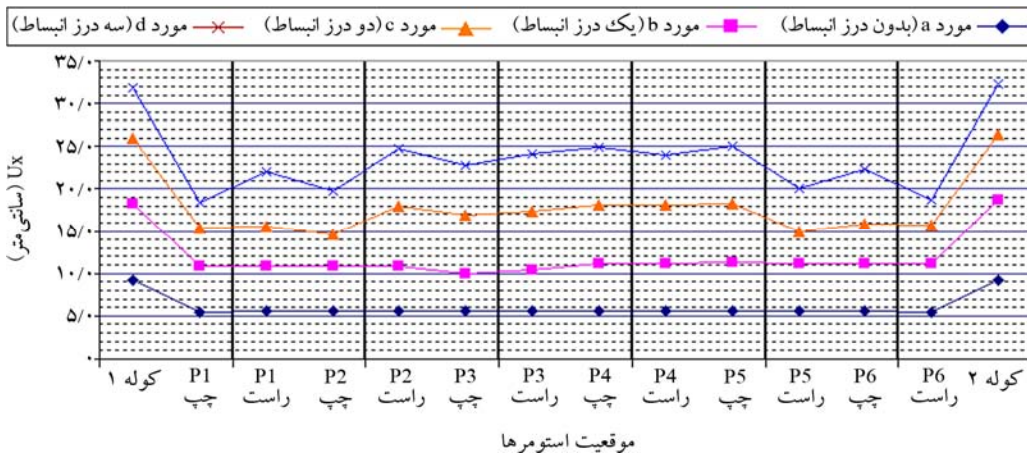
شکل (۱۳): توزیع جابه‌جایی‌های عرضی در طول پل تحت اثر طیف عرضی در پل چهار دهانه.



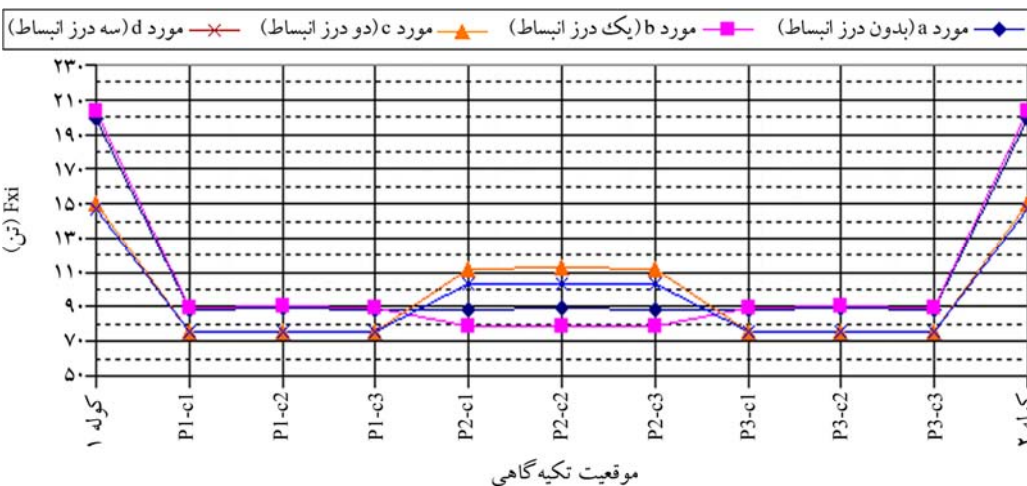
شکل (۱۴): توزیع جابه‌جایی‌های عرضی تحت اثر طیف عرضی در طول پل در پل هفت دهانه.



شکل (۱۵): تغییر شکل‌های طولی الاستومتر تحت اثر طیف طولی در پل چهار دهانه.



شکل (۱۶): تغییر شکل‌های طولی الاستومتر تحت اثر طیف طولی در پل هفت دهانه.



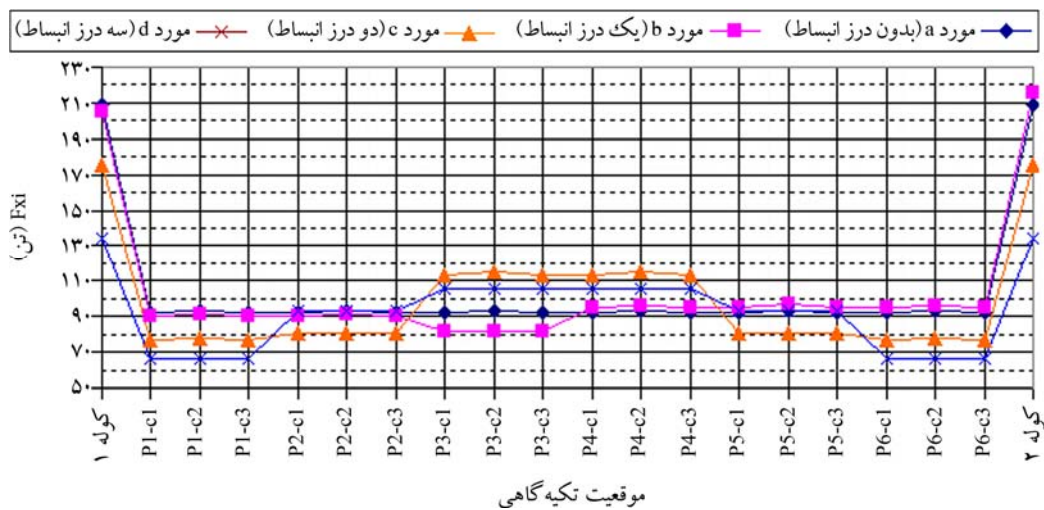
شکل (۱۷): توزیع نیروهای طولی تکیه‌گاهی حاصل از اعمال طیف طولی برای حالات مختلف در پل چهار دهانه.

۱۷- اعمال طیف در راستای طولی برای پل چهار دهانه در شکل (۱۷) و برای پل هفت دهانه در شکل (۱۸) نشان داده شده است. در این شکل‌ها ابتدا و انتهای نمودار مجموع نیروهای وارد بر

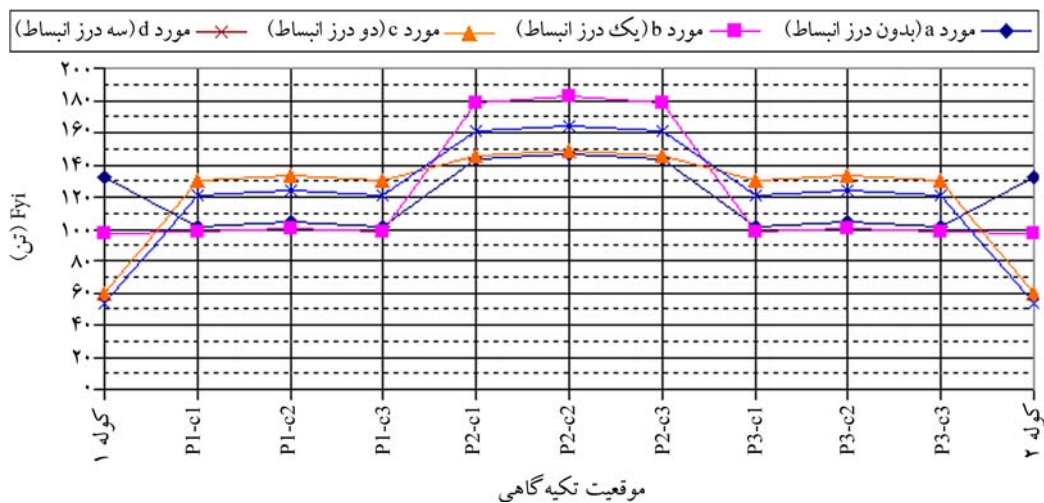
۳-۷- توزیع نیروهای لرزه‌ای به زیرسازه
توزیع نیروی برش پایه بین پایه و کوله‌های پل و حداکثر
عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی حاصل از تحلیل طیفی ناشی از

شکل‌های (۱۹) و (۲۰) توزیع نیروهای عرضی بین پایه‌ها و کوله‌ها برای برش پایه حاصل از اعمال طیف عرضی نشان می‌دهند. در پل چهار دهانه با یکسره نمودن عرشه پل (حالت a)، نیروهای پایه میانی کاهش و نیروهای کوله‌ها افزایش می‌یابند. در این پل حداکثر برش در پایه میانی p_2 در وضعیتی رخ می‌دهد که درز انبساط بر روی آن پایه قرار گیرد (حالت b). در پل هفت دهانه نیز حداکثر برش در پایه میانی p_3 در حالت b (یک درز انبساط) رخ می‌دهد. در این پل توزیع نیرو به کوله‌ها برای حالات a و b و c تقریباً یکسان است و فقط برای حالت d (بدون دال پیوند)، نیروی برشی وارد بر کوله کاهش قابل ملاحظه‌ای دارد.

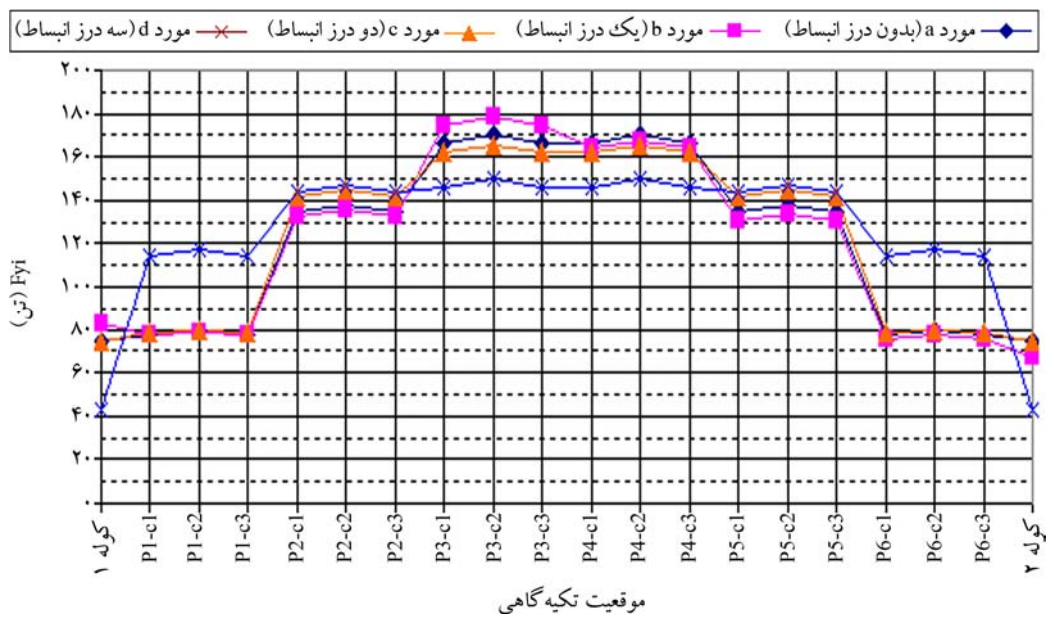
کوله‌های ابتدا و انتها و در وسط نیروهای هر ستون به تفکیک نشان داده شده‌اند. به‌عنوان مثال منظور از p_1-c_1 ستون c_1 در پایه p_1 است. در پل چهار دهانه افزودن یک درز انبساط به عرشه باعث کاهش نیروهای ستون‌های پایه میانی p_2 می‌گردد، بدون آنکه تغییر محسوسی در نیروهای سایر اجزا اتفاق بیفتد. از سویی دیگر با افزایش تعداد درزهای انبساط، نیروهای پایه وسط افزایش و نیروهای سایر پایه‌ها و کوله‌ها کاهش می‌یابد. در پل هفت دهانه، در حالت a (بدون درز انبساط) نیروهای پایه‌ها یکسان است ولیکن با تعبیه درز انبساط بسته به تعداد و موقعیت آنها، توزیع نیروها نیز تغییر می‌یابد. در واقع توزیع نیروها تابع تعداد وضعیت درزهای انبساط است.



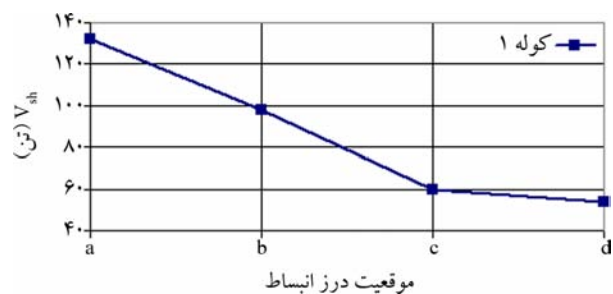
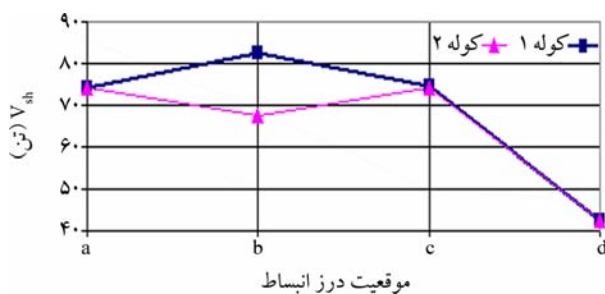
شکل (۱۸): توزیع نیروهای طولی تکیه‌گاهی حاصل از اعمال طیف طولی برای حالات مختلف در پل هفت دهانه.



شکل (۱۹): توزیع نیروهای عرضی تکیه‌گاهی حاصل از اعمال طیف عرضی برای حالات مختلف در پل چهار دهانه.



شکل (۲۰): توزیع نیروهای عرضی تکیه‌گاهی حاصل از اعمال طیف عرضی برای حالات مختلف در پل هفت دهانه.



شکل (۲۱): تغییرات نیروهای عرضی وارد بر کوله‌ها حاصل از طیف عرضی در پل چهار دهانه.

شکل (۲۲): تغییرات نیروهای عرضی وارد بر کوله‌ها حاصل از طیف عرضی در پل هفت دهانه.

۸- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در پل‌های بزرگراهی معمولاً درزهای انبساط در پایه‌های میانی و کوله‌ها به منظور تأمین حرکت طولی ناشی از تغییرات دما تعبیه می‌گردد. وجود درزهای انبساط در عرشه پل علاوه بر افزایش هزینه‌های ساخت و نگهداری، باعث مشکلات فراوانی از قبیل پر شدن فاصله درز، اختلاف تراز دو طرف درز و خسارت جدی به تیر سرستون پایه‌های میانی به واسطه نشست آب‌های سطحی از میان درز می‌شوند. اخیراً به منظور کاهش مشکلات ناشی از وجود درز انبساط، از سیستم جدیدی به نام دال پیوند استفاده می‌شود که در آن تیرهای تابلیه دو سر ساده محاسبه و اجرا می‌گردند؛ ولی دال عرشه در محل پایه‌های میانی به صورت یکسره اجرا می‌شود. دال یکسره در محل درز میانی «دال پیوند» نامیده

شکل‌های (۲۱) و (۲۲) تغییرات نیروی برشی وارد بر کوله‌ها را برای حالات متفاوت چیدمان درز انبساط و دال پیوند نشان می‌دهند. این شکل‌ها نشان می‌دهند که با اجرای دال پیوند (حالات a و b و c)، نیروی برشی وارد بر کوله نسبت به حالت d (بدون دال پیوند) افزایش می‌یابد. در پل چهار دهانه نیروی برشی وارد بر کوله در حالت a (بدون درز انبساط) ۲۳۰ درصد بیشتر از حالت d (بدون دال پیوند) است. این نیرو برای حالت b (یک درز انبساط) ۷۵ درصد و برای حالت c (دو درز انبساط) ۱۰ درصد بیشتر از حالت d است. در پل هفت دهانه به دلیل عدم تقارن در حالت ۱ درز میانی نیروی وارد بر دو کوله با یکدیگر متفاوت می‌باشد و تابلیه با چهار دهانه یکسره نیروی بیشتری را نسبت به تابلیه با سه دهانه یکسره به کوله وارد می‌کند.

2. Kim, Y.Y., Fischer, G., and Li, V.C. (2004) Performance of bridge deck link slabs designed with ductile engineered cementitious composite. *Structural Journal*, **101**(6), 792-801.
3. Okeil, A.M. and ElSafty, A. (2005) Partial continuity in bridge girders with jointless decks. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, **10**(4), 229-238.
4. Wing, K.M. and Kowalsky, M.J. (2005) Behavior, analysis, and design of an instrumented link slab bridge. *Journal of Bridge Engineering*, **10**(3), 331-344.
5. Qian, S., Lepech, M.D., Kim, Y.Y., and Li, V.C. (2009) Introduction of Transition Zone Design for Bridge Deck Link Slabs Using Ductile Concrete. *ACI Structural Journal*, **106**(1).
6. Lepech, M.D. and Li, V.C. (2009) Application of ECC for bridge deck link slabs. *Materials and Structures*, **42**(9), 1185.
7. Ulku, E., Attanayake, U., and Aktan, H. (2009) Jointless bridge deck with link slabs: design for durability. *Transportation Research Record*, **2131**(1), 68-78.
8. Au, A., Lam, C., Au, J., and Tharmabala, B. (2013) Eliminating deck joints using debonded link slabs: Research and field tests in Ontario. *Journal of Bridge Engineering*, **18**(8), 768-778.
9. Haikal, G., Ramirez, J.A., Jahanshahi, M.R., Villamizar, S., and Abdelaleim, O. (2019) *Link Slab Details and Materials* (Joint Transportation Research Program Publication No. FHWA/IN/JTRP-2019/10). West Lafayette, IN: Purdue University.
10. Caner, A., Dogan, E., and Zia, P. (2002) Seismic performance of multisimple-span bridges retrofitted with link slabs. *Journal of Bridge Engineering*, **7**(2), 85-93.
11. Pournadaf Haghi, M., Vasseghi, A., and Nateghi, F. (2008) Effect of link slab on seismic response of two span straight and skew bridges. *International Journal of Engineering*, **21**(3), 257-266.
12. Sevgili, G. and Caner, A. (2009) Improved seismic response of multisimple-span skewed bridges retrofitted with link slabs. *Journal of Bridge*

می‌شود و وجود آن مشخصات دینامیکی و رفتار لرزه‌ای پل را تغییر می‌دهد. در این مقاله، رفتار لرزه‌ای پل‌های تیر و دال بتنی چهار دهانه و هفت دهانه مطالعه و تغییرات رفتار لرزه‌ای ناشی از اجرای دال پیوند با چیدمان‌های متفاوت بررسی شده است. اهم نتایج این تحقیق به شرح زیر است.

- اجرای دال پیوند بر روی هر یک از پایه‌های میانی، توزیع نیروی برش پایه بین پایه‌های میانی و کوله‌های پل را تغییر می‌دهد. توزیع نیروی برشی به اجزای زیر سازه به تعداد دهانه و نحوه چیدمان دال پیوند و درز انبساط بستگی دارد. به‌طور کلی اجرای دال باعث افزایش نیروی برشی در کوله‌ها و کاهش نیروی برشی در پایه محل اجرای دال پیوند می‌شود. توزیع نیروی برشی به اجزای زیر سازه به تعداد دهانه و نحوه چیدمان دال پیوند و درز انبساط بستگی دارد.
 - تغییر مکان‌های تابلیه در هر دو جهت طولی و عرضی نیز به تعداد دهانه و نحوه چیدمان دال پیوند و درز انبساط بستگی دارد. به‌طور کلی حداکثر تغییر مکان تابلیه با افزایش تعداد درزهای انبساط افزایش می‌یابد.
 - یکسره نمودن دال به‌عنوان روشی برای حذف یا کاهش درزهای انبساط در بهبود کیفیت سرویس دهی پل و کاهش هزینه‌های نگهداری آن بسیار مؤثر است.
 - با توجه به تغییر توزیع نیروها در پل، یکسره‌گی دال و چیدمان درزهای انبساط را می‌توان به‌عنوان روشی جهت بهسازی لرزه‌ای پل‌ها به کار گرفت.
- در این مطالعه پاسخ‌های لرزه‌ای دو تیپ پل با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی طیفی و بدون در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه بررسی شده‌اند. برای مطالعات آتی پیشنهاد می‌شود طیف وسیع تری از پل‌ها با انجام تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی و لحاظ نمودن اندرکنش خاک و سازه مورد ارزیابی قرار گیرند.

مراجع

1. Caner, A. and Zia, P. (1998) Behavior and design of link slabs for jointless bridge decks. *PCI Journal*, **43**(3), 68-80.

Engineering, **14**(6), 452-459.

13. Sevgili, G. (2007) *Seismic Performance of Multisimple-Span Skew Bridges Retrofitted with Link Slabs*. Doctoral Dissertation, Middle East Technical University, Ankara.
14. Panahi, H. and Vasseghi, A. (2008) Study on behavior of multispan concrete bridges with link slabs. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, **11**(4) (in Persian).
15. American Association of State Highway and Transportation Officials (2012) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. 6th Edition, Washington, DC: AASHTO.
16. Executive Technical Office of the Vice President for Strategic Planning and Supervision (2008) *Iranian Design Code for Reinforced Concrete Bridges - Standard 389* (in Persian).
17. Meng, J.Y. and Lui, E.M. (2000) Seismic analysis and assessment of a skew highway bridge. *Engineering Structures*, **22**(11), 1433-1452.
18. Tahoni, S. (2013) *Bridge Design*. Tehran University Press, Tehran (in Persian).
19. Building and Housing Research Center (2008) *Iranian Seismic Design Code for Buildings (2014)-Standard*. Tehran (in Persian).

چکیده

امروزه کاربردهای بسیاری برای اطلاعات میدان تنش وجود دارد. شناسایی و مدیریت مخزن، پایداری معادن، تونل، گمانه‌ها و مکان‌های دفن زباله، کالیبراسیون مدل‌های ژئومکانیکی - عددی، شبیه‌سازی‌های چهاربعدی هیدروترمو مکانیکی و ارزیابی خطر زلزله با استفاده از لغزش گسلی و تجزیه و تحلیل پتانسیل شکست مثال‌هایی از این کاربردها هستند. با توجه به پروژه‌های جاری در زمینه ارزیابی تحلیل خطر زلزله در منطقه مورد مطالعه با رهیافت مطالعات نرخ لغزش و دگرشکلی توزیع شده، بر اهمیت استفاده از پایگاه داده اطلاعات تنش به صورت به روز شده و جامع، افزوده است. در این مطالعه کوشش شده است که اطلاعات موجود درباره میدان تنش در منطقه مکران شامل داده‌های سازوکار کانونی زمین‌لرزه‌ها و وارون‌سازی آنها به پایگاه داده موجود که در پروژه جهانی تنش دسترس قرار گرفته است، اضافه شود. به این ترتیب پایگاه داده‌های تنش در منطقه مورد نظر تا حد ممکن تکمیل شده و زمینه برای بهبود مطالعات مربوطه فراهم آمده است. در آخر نتایج به دست آمده با مطالعات انجام شده در منطقه به روش وارون‌سازی تنش مقایسه شده و همخوانی مناسبی بین نتایج مشاهده شده است.

واژگان کلیدی: تنش تکنونیک، تنش تکنونیک، زمین‌لرزه، سازوکار کانونی، مکران، نقشه‌ی جهانی تنش.

تکمیل پایگاه داده‌ی تنش در مکران با نگرشی بر سازوکارهای کانونی زمین‌لرزه‌های منطقه

شاهرخ پوربیرانوند

استادیار، پژوهشکده زلزله‌شناسی، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و

مهندسی زلزله، تهران، ایران،

beyranvand@iiees.ac.ir

۱ - مقدمه

واقع می‌شود. این پروژه، کاری مشترک بین صنعت و دانشگاه است که هدف آن توصیف الگوی تنش پوسته‌ای و درک چشمه‌های تنش است. WSM در سال ۱۹۸۶ به عنوان پروژه برنامه بین‌المللی لیتوسفر (ILP) تحت رهبری ماری لو زوباک آغاز شد. از سال ۱۹۹۵ تا ۲۰۰۸ این پروژه متعلق به آکادمی علوم و علوم انسانی هایدلبرگ به سرپرستی کارل فوج و فریدمن ونزل بود. از سال ۲۰۱۲ WSM عضو سیستم جهانی داده ICSU است [۱].

تمام اطلاعات تنش در قالب استاندارد و با کیفیت رتبه‌بندی شده برای قابلیت اعتمادپذیری و مقایسه در مقیاس جهانی، تجزیه و تحلیل شده است. نسخه جدید پایگاه داده‌ی WSM در سال ۲۰۱۶ شامل ۴۲۸۷۰ رکورد در ۴۰ کیلومتر فوقانی پوسته زمین است که تقریباً دو برابر نسخه قبلی پایگاه داده‌ی WSM در سال ۲۰۰۸ است. به‌ویژه رکوردهای جدیدی از داده از تقریباً

با توجه به کاربردهای بسیاری که امروزه برای اطلاعات میدان تنش وجود داشته و نیز پروژه‌های جاری در زمینه‌های مرتبط که ارتباط تنگاتنگی با موضوع تنش پوسته‌ای تکنونیک دارد استفاده از پایگاه به‌روزرسانی شده‌ای از اطلاعات تنش اهمیت روزافزونی پیدا کرده است. در این مطالعه کوشش شده است که پایگاه داده‌های تنش در منطقه مورد نظر تا حد ممکن با استفاده از منابع گوناگون داده، تکمیل شود. یکی از منابعی که اطلاعات گسترده‌ای را در این زمینه به صورت رایگان در اختیار قرار می‌دهد پروژه‌ی نقشه جهانی تنش است.

نقشه جهانی تنش (WSM) یک مجموعه جهانی از اطلاعات مربوط به تنش حال حاضر پوسته‌ای است که از سال ۲۰۰۹ در مرکز هلمولتر GFZ (مرکز تحقیقات علوم زمین آلمان) در پوستانم در بخش مخاطرات لرزه‌ای و میدان تنش مورد راهبری

دارد که بر اساس معیارهای رتبه‌بندی کیفیت در این پروژه (جدول‌های ۱-۴) به‌جز یکی که درجه B را دارد (داده چاه) بقیه دارای رتبه C یا پایین‌تر هستند [۴].

WSM اطلاعات مربوط به تنش پوسته زمان حاضر را از طیف گسترده‌ای از شاخص‌های تنش گردآوری می‌کند. اساس تدوین، برنامه رتبه‌بندی کیفیت WSM برای تضمین مقایسه شاخص‌های مختلف تنش است که منعکس‌کننده‌ی وضعیت تنش توده‌های سنگی بسیار متفاوت است. شاخص‌های تنش به چهار دسته طبقه‌بندی می‌شوند [۵]:

- سازوکارهای کانونی زمین‌لرزه؛
- برون‌شکست چاه^۲ و شکستگی ناشی از حفاری^۳؛
- اندازه‌گیری تنش برجا^۴: بیش‌مغزه‌گیری^۵، شکست هیدرولیکی^۶، شکاف گمانه^۷؛
- داده‌های زمین‌شناسی جوان از تجزیه و تحلیل لغزش و به‌خط‌شدگی در یخچه‌های آتشفشانی.

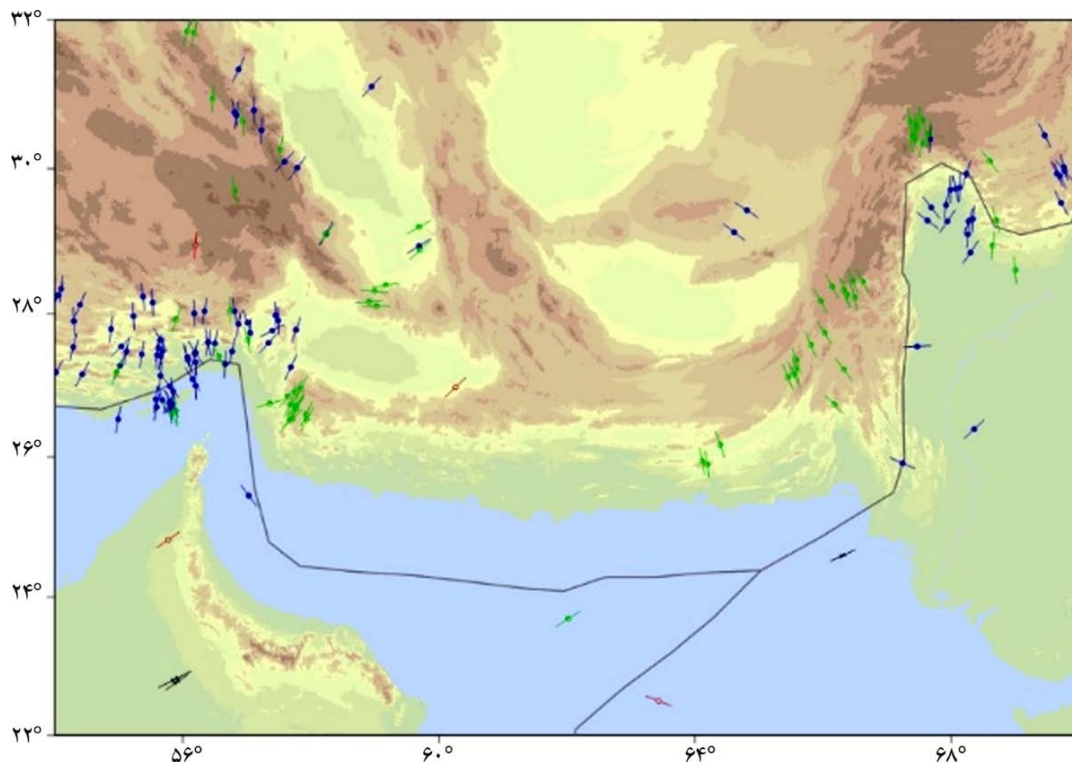
توضیحات مفصل از شاخص‌های مختلف تنش در زمینه پروژه WSM را می‌توان در مراجع مربوطه [۶-۹] یافت.

۴۰۰۰ گمانه اضافه شده است [۲].

WSM یک پایگاه داده عمومی با دسترسی آزاد است و توسط مؤسسات مختلف علمی و صنعتی که در طیف گسترده‌ای از رشته‌های علوم زمین مانند ژئودینامیک، تحلیل خطر، بهره‌برداری از هیدروکربن و مهندسی کار می‌کنند استفاده می‌شود. حیطه‌های عملیاتی اصلی عبارتند از:

- توصیف و مدیریت مخزن؛
- پایداری معادن، تونل‌ها، گمانه‌ها و محل‌های دفع زباله؛
- کالیبراسیون مدل‌های هندسی - عددی؛
- شبیه‌سازی‌های چهار بعدی ترموهیدرو مکانیکی (THM)؛
- تحلیل خطر به‌عنوان مثال با استفاده از زمینه لغزش گسل و تجزیه و تحلیل پتانسیل شکست.

در شکل (۱) راستاهای تنش بیشینه افقی (SHmax) موجود در این پایگاه داده‌ها با استفاده از CASMO که ابزار برخط نمایش اطلاعات نقشه جهانی تنش می‌باشد به تصویر کشیده شده است [۳]. در منطقه مکران (طول جغرافیایی ۵۴-۷۰ و عرض جغرافیایی ۲۲-۳۲) تعداد ۱۷۶ رکورد در پایگاه داده نقشه جهانی تنش وجود



شکل (۱): نقشه جهانی تنش ویرایش ۲۰۱۶.

جدول (۱): معیارهای رتبه‌بندی کیفیت نقشه جهانی تنش برای سازوکارهای کانونی تکی (M بزرگای محلی) [۱].

کیفیت A	کیفیت B	کیفیت C	کیفیت D	کیفیت E
		حل تک‌رویداد به‌خوبی مقید شده ($M \geq 2/5$)	حل تک‌رویداد به‌خوبی مقید شده ($2/5 > M$)	سازوکارهایی با محورهای P، B، T با شیب ۲۵-۴۰ درجه
		به‌عنوان مثال حل CMT		سازوکارهایی با محورهای P، B، T با شیب ۴۰-۵۰ درجه

جدول (۲): معیارهای رتبه‌بندی کیفیت نقشه جهانی تنش برای سازوکار کانونی مرکب و میانگین مرکزی و مرکزی FMA [۱].

کیفیت A	کیفیت B	کیفیت C	کیفیت D	کیفیت E
			میانگین محور P	سازوکارهایی با محورهای P، B، T با شیب ۲۵-۴۰ درجه
			راه‌حل‌های ترکیبی	سازوکارهایی با محورهای P، B، T با شیب ۴۰-۵۰ درجه

جدول (۳): معیارهای رتبه‌بندی کیفیت نقشه جهانی تنش برای وارون‌سازی تنش رسمی (s.d.: انحراف معیار) [۱].

کیفیت A	کیفیت B	کیفیت C	کیفیت D	کیفیت E
وارون‌سازی تفصیلی بیش از ۱۵ حل تک‌رویداد در مجاورت جغرافیایی نزدیک و انحراف معیار یا عدم تطابق زاویه کمتر از ۱۲ درجه	وارون‌سازی تفصیلی بیش از هشت حل تک‌رویداد در مجاورت جغرافیایی نزدیک و انحراف معیار یا عدم تطابق زاویه کمتر از ۲۰ درجه			

جدول (۴): جمع‌بندی معیارهای رتبه‌بندی کیفیت نقشه جهانی تنش برای سازوکار کانونی زمین‌لرزه‌ها [۱].

شاخص تنش	SH در محدوده ± 15 درجه	SH در محدوده $15-20$ درجه	SH در محدوده $20-25$ درجه	جهت‌گیری مشکوک SH (۲۵-۴۰ درجه)	اطلاعات قابل اعتمادی وجود ندارد ($40 \pm <$ درجه)
سازوکار کانونی (FMC) وارون‌سازی تفصیلی (FME) تکی (FMS) میانگین (FMA)	وارون‌سازی تفصیلی بیش از ۱۵ حل تک‌رویداد در مجاورت جغرافیایی نزدیک و انحراف معیار یا عدم تطابق زاویه کمتر از ۱۲ درجه	۸ حل تک‌رویداد در مجاورت جغرافیایی نزدیک و انحراف معیار یا عدم تطابق زاویه کمتر از ۲۰ درجه	-	-	-
	-	حل تک‌رویداد به‌خوبی مقید شده ($M \geq 2/5$)	حل تک‌رویداد به‌خوبی مقید شده ($2/5 > M$)	-	سازوکارهایی با محورهای P، B و T با شیب ۲۵-۴۰ درجه
	-	-	میانگین روندهای محور P یا آمار دایره‌ای از روندهای محور P راه‌حل‌های ترکیبی	-	سازوکارهایی با محورهای P، B و T با شیب ۴۰-۵۰ درجه

۲- داده‌ها: گمارش کیفیت رکوردهای داده تنش تکی از طریق:

داده‌های سازوکار کانونی زمین‌لرزه‌ها در منطقه مورد مطالعه از منابع مختلف به دست آمده‌اند. به‌طوری‌که ملاحظه می‌شود پایگاه داده‌های WSM در مکران، خصوصاً قسمت‌های مرکزی، اطلاعات زیادی در بر ندارد و اطلاعات موجود نیز از کیفیت

(۱) طرح رتبه‌بندی کیفیت WSM برای هر شاخص تنش طبق استانداردهای بین‌المللی و (۲) گمارش رژیم استاندارد WSM تضمین می‌شود. برای اطلاعات فنی بیشتر، می‌توان به فهرست مراجع موجود در سایت نقشه جهانی تنش مراجعه نمود.

استفاده شده است. این داده‌ها با عبارت PP به معنای مقالات منتشر شده مشخص شدند [۱۲]. در شکل (۲) سازوکارهای کانونی زمین لرزه‌های منطقه مستخرج از منابع مختلف شامل WSM، ISC، IRSC و سایر منابع (PP) نشان داده شده‌اند. زمین لرزه ۱۹۸۳ سراوان که باعث سونامی شد و تلفات زیادی به بار آورد ضمن ذکر تاریخ متمایز گردیده است.

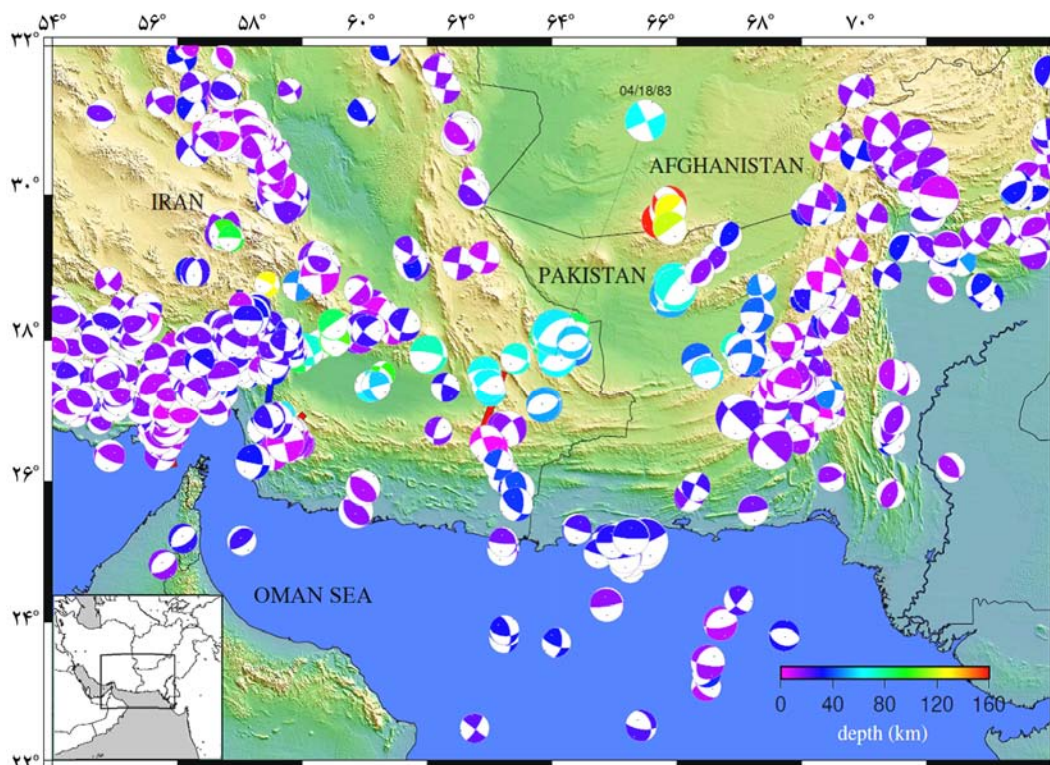
جدول (۵): مراکز تحقیقاتی مورد استفاده در پایگاه داده این مطالعه.

ردیف	نام مرکز
۱	CSEM
۲	GCMT
۳	HRVD
۴	IPGP
۵	ISC
۶	MOS
۷	NEIC
۸	NEIS
۹	PPT
۱۰	ZUR_RMT

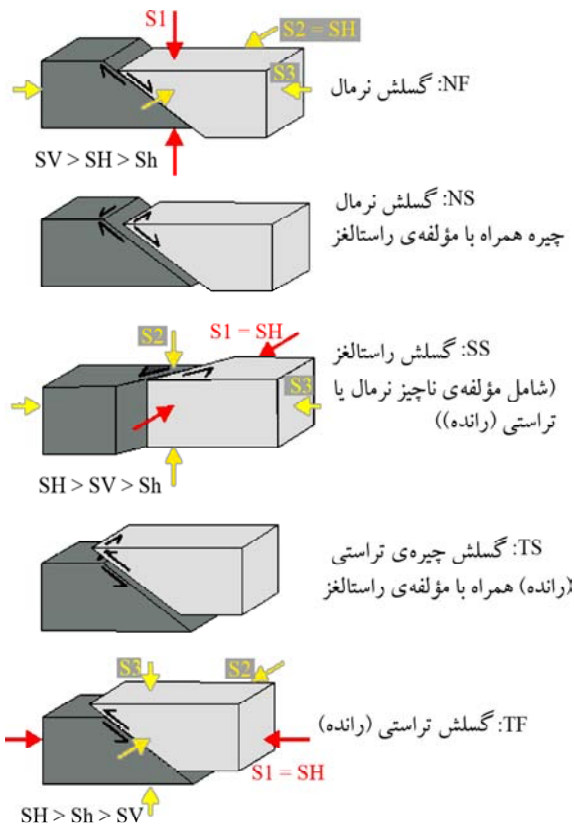
بالایی برخوردار نیستند. از آنجا که بیشترین تعداد رکوردهای پایگاه داده نقشه جهانی تنش از سازوکارهای کانونی تکی زمین لرزه‌ها تشکیل شده است، سازوکارهای کانونی قابل استخراج از مراکز تحقیقاتی بین‌المللی قابل اضافه کردن به این پایگاه داده هستند.

سایت ISC علاوه بر سازوکارهای کانونی که خود محاسبه می‌کند، اطلاعات منتشر شده توسط مراکز تحقیقاتی مختلفی را نیز در نتایج جستجوی خود نشان می‌دهد. این مراکز تحقیقاتی که از نتایج منتشر شده مطالعات آنها برای منطقه مکران استفاده شده است به شرح جدول (۵) است [۱۰]:

همچنین از سازوکارهای کانونی محاسبه شده در مرکز لرزه‌نگاری مؤسسه ژئوفیزیک دانشگاه تهران (IRSC) نیز استفاده شد [۱۱]. علاوه بر این، به منظور تکمیل هرچه بیشتر پایگاه داده‌ها، از سایر منابع اطلاعات تنش مانند سازوکارهای گزارش شده در مقالات معتبر حاصل از مطالعات بر روی داده‌های شبکه‌های محلی، سازوکارهای محاسبه شده به طریق مدل‌سازی شکل موج، نتایج وارون‌سازی تنش، داده‌های چاه و غیره نیز



شکل (۲): سازوکارهای کانونی زمین لرزه‌های منطقه.



شکل (۳): رابطه‌ی راستاهای اصلی تنش با نوع گسلش. نمایشی از پنج رژیم زمین‌شناسی عمومی و جهت‌گیری‌های محور تنش اصلی [۱۳].

در شکل (۴) مشاهده می‌شود که در صورت انتخاب شرایط جدول (۶) برای هر دسته از سازوکارهای کانونی، این داده‌ها بر روی مثلث کاگان به دسته‌های فوق قابل تقسیم‌بندی هستند. به‌طوری‌که ملاحظه می‌شود رنگ اختصاص یافته به هر یک از سازوکارهای کانونی که به‌صورت یک نقطه یا دایره توپر در دیاگرام مثلثی کاگان نمایش داده شده‌اند، به گونه‌ای تعریف شده است که بیانگر نزدیکی یا دوری موقعیت آن به هر یک از سازوکارهای نرمال (سبز)، امتدادلغز (آبی) یا معکوس (قرمز) کامل باشد.

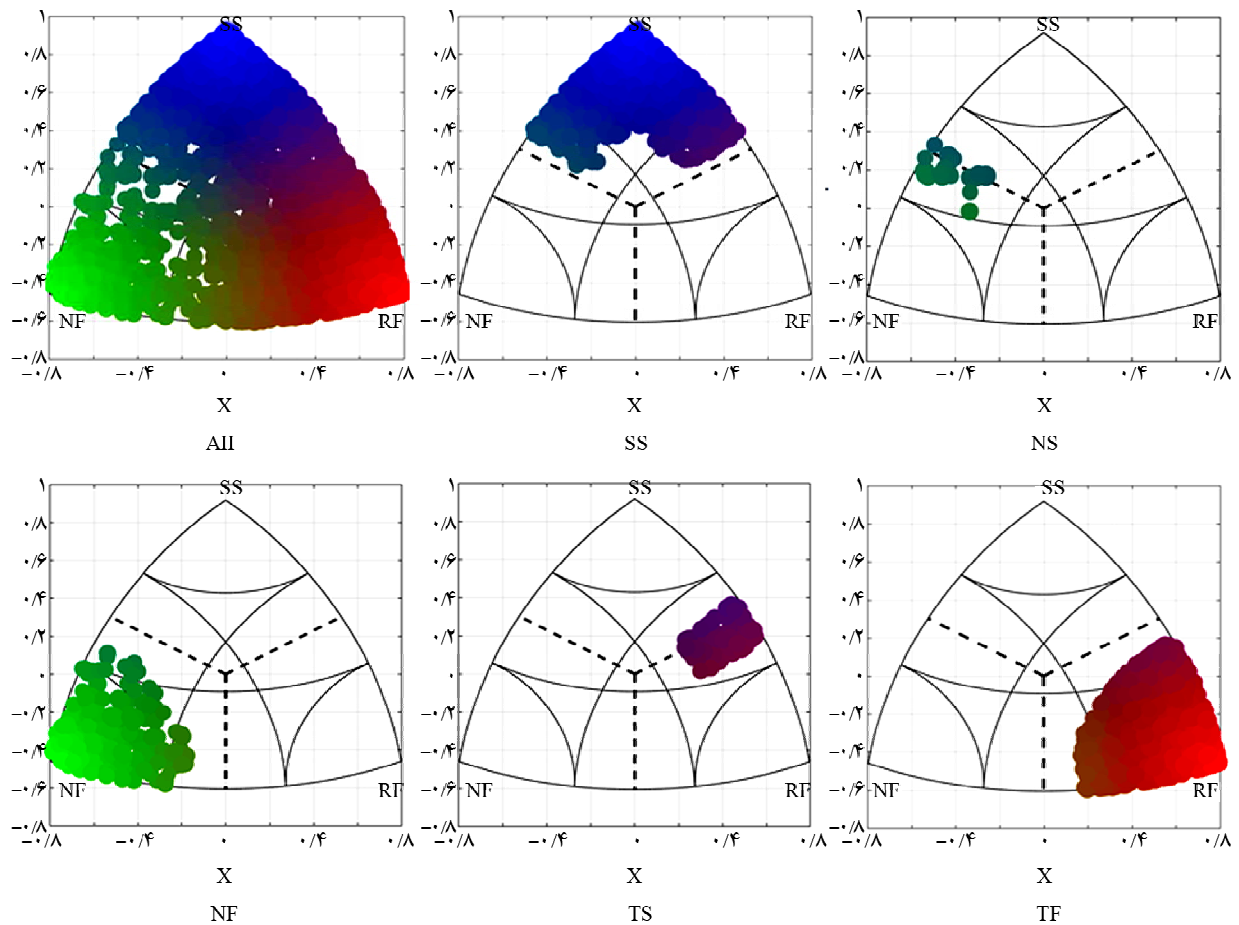
جدول (۶): نحوه تعیین راستای تنش افقی بیشینه با توجه به رژیم تکتونیکی.

محور P/S1	محور B/S2	محور T/S3	رژیم تنش	آزیموت تنش افقی
$p1 > 52$		$p1 < 35$	NF	آزیموت محور B
$40 < p1 < 52$		$p1 < 20$	NS	آزیموت محور T +۹۰ درجه
$p1 < 40$	$p1 > 45$	$p1 < 20$	SS	آزیموت محور T -۹۰ درجه
$p1 < 20$	$p1 > 45$	$p1 < 40$	SS	آزیموت محور P
$p1 < 20$		$40 < p1 < 52$	TS	آزیموت محور P
$p1 < 35$		$p1 > 52$	TF	آزیموت محور P

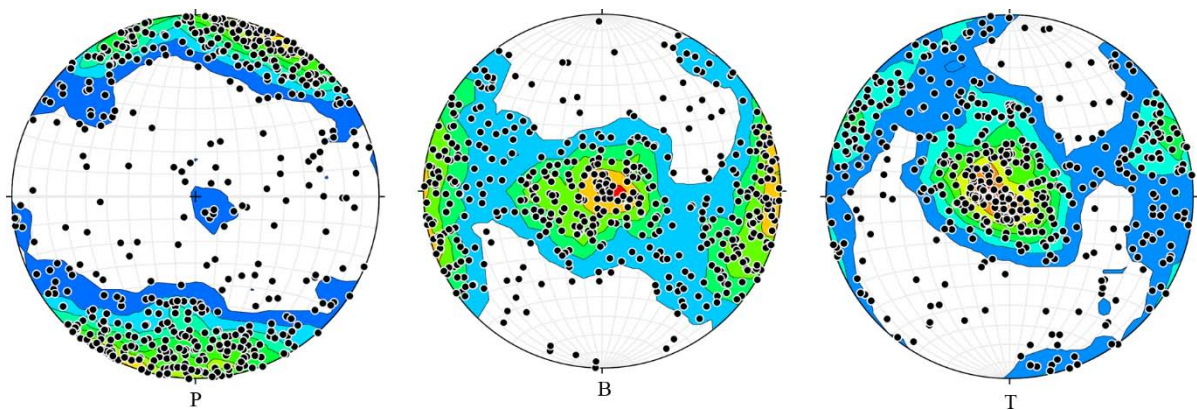
اگرچه عمق زمین‌لرزه‌ها به علت پوشش ضعیف شبکه‌های جهانی و حتی محلی در مناطق مختلف مکران قابل اعتماد نیست اما به‌طور کلی می‌توان مشاهده نمود که زمین‌لرزه‌های عمیق‌تر در مکران مرکزی قرار دارند. حال آنکه با رفتن به سمت مکران غربی و شرقی که محل تصادم صفحات زمین‌ساختی عربستان و هند با صفحه اوراسیا است، زمین‌لرزه‌ها در عمق‌های کمتری رخ می‌دهند. این همگرایی اثرات خود را در توپوگرافی نیز نشان می‌دهد. از سوی دیگر گوناگونی سازوکارهای کانونی از حیث سازوکار گسلش نشان‌دهنده‌ی تنوع تکتونیکی منطقه و پیچیدگی فرایندهای تکتونیکی در حال وقوع در آن است که بر ضرورت انجام مطالعات تنش در این منطقه می‌افزاید. همچنین کمبود رخدادهای لرزه‌ای در مناطقی از مکران ممکن است نشان‌دهنده‌ی قفل‌شدگی و در نتیجه احتمال رخداد زمین‌لرزه‌ای بزرگ باشد که به‌نوبه خود خطر وقوع سونامی را تشدید می‌نماید [۱۱]. در این خصوص در قسمت بحث، مطالب بیشتری عنوان خواهد شد.

۳- روش و نتایج

در محاسبه راستای تنش از سازوکار کانونی تکی باید به رابطه بین نوع سازوکار کانونی و محور هم‌ارز با راستای تنش اصلی بیشینه توجه نمود. همان‌طور که می‌دانیم راستاهای اصلی تنش برای سازوکارهای مختلف گسلش متفاوت هستند. در شکل (۳) رابطه راستاهای اصلی تنش با نوع گسلش نشان داده شده است. لذا برای هر نوع از سازوکارهای کانونی نحوه محاسبه SH_{max} متفاوت است. روش محاسبه راستای تنش بیشینه افقی برای هر نوع سازوکار کانونی در جدول (۶) ذکر شده است.



شکل (۴): سازوکارهای کانونی و تقسیم آنها به دسته‌های مختلف بر اساس جدول (۶).



شکل (۵): محورهای P، B و T سازوکارهای کانونی مورد استفاده به ترتیب از چپ به راست.

پراکنندگی نسبتاً زیادی دارد و می‌توان به‌طور تقریبی نقاط نشان‌دهنده‌ی محور را در دو خوشه دسته‌بندی کرد. با توجه به اینکه بیشتر زمین‌لرزه‌ها رانده یا امتداد لغز و از نوعی بوده‌اند که محور P آنها با راستای تنش یکی است، این امر ناشی از چرخش جهت‌های اصلی تنش در منطقه است.

در شکل (۵) محورهای P، B و T سازوکارهای کانونی زمین‌لرزه‌های مورد استفاده در این مطالعه بر روی استریونت نمایش داده شده و پربند^۸ نشان‌دهنده‌ی چگالی نقاط بر سطح استریونت ترسیم گردیده است. به‌طوری‌که ملاحظه می‌شود محور P بر روی استریونت

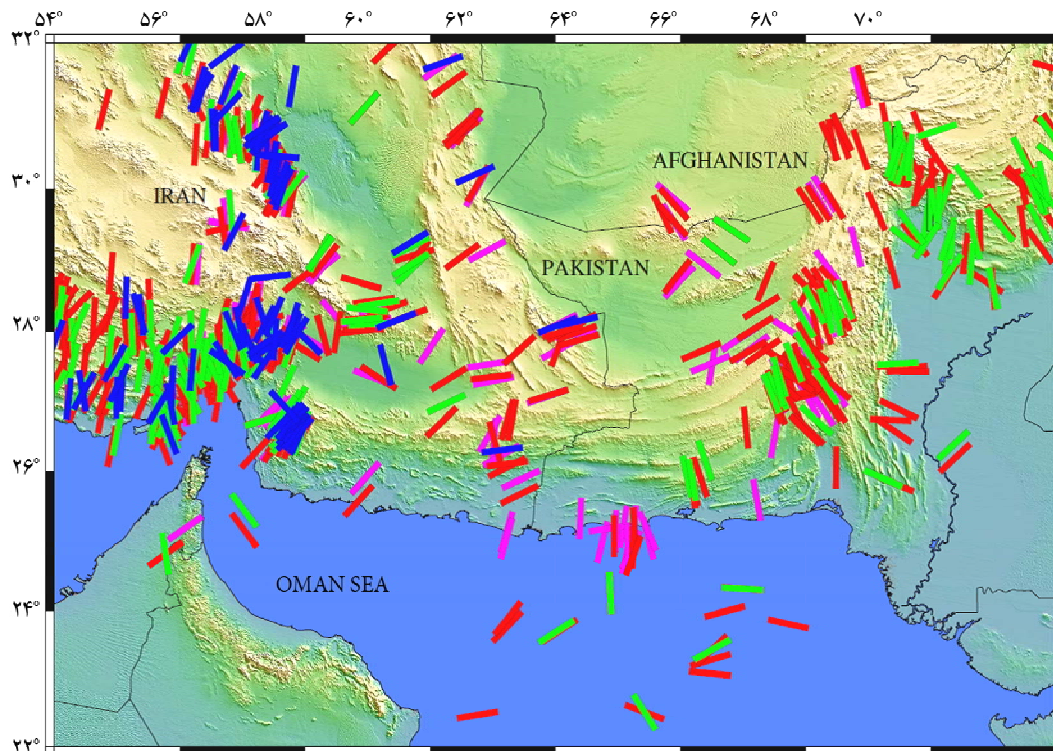
صفحه گسل و نحوه لغزش بر روی آن است. برای فرموله کردن این فرآیند باید از زمین‌شناسی ساختمانی و مطالعات بر روی گسل‌ها کمک گرفت.

۴- بحث

در شکل (۶) داده‌های مورد استفاده از منابع مختلف بارنگ‌های متفاوت نشان داده شده‌اند. داده‌های پروژه جهانی تنش WSM با میله‌های آبی، داده‌های ISC با میله‌های قرمز، داده‌های مرکز لرزه‌نگاری مؤسسه ژئوفیزیک IRSC با میله‌های سبز و سایر داده‌ها با میله‌های ارغوانی نشان داده شده‌اند. در این شکل گسترش مکانی داده‌های مورد استفاده از هر یک از این منابع به چشم می‌خورد. طبیعی است که سازوکارهای کانونی محاسبه شده توسط IRSC بیشتر به محدوده قلمرو کشور ایران محدود می‌شود.

به طوری که در شکل (۶) مشخص است در بسیاری از مواقع جهت‌گیری‌های تنش به دست آمده از سازوکارهای کانونی موجود در ISC با راستاهای WSM و همین‌طور نتایج وارون‌سازی سازوکارهای کانونی مطابقت خوبی نشان می‌دهند.

در مطالعه حاضر اطلاعات به دست آمده از سازوکارهای کانونی تکی با نتایج وارون‌سازی تنش مورد مقایسه قرار گرفته‌اند. به عنوان توضیحی مختصر در مورد وارون‌سازی تنش سازوکارهای کانونی باید اشاره نمود که تانسور تنش پوسته‌ای را نمی‌توان با استفاده از سازوکار کانونی یک زمین‌لرزه با اطمینان به دست آورد [۱۴-۱۵]، زیرا ممکن است سازوکار کانونی زمین‌لرزه مورد نظر دارای خطای بزرگی بوده یا اساساً از نظر راستای نیروهای وارده با راستای منطقه‌ای تنش‌ها تفاوت داشته باشد؛ بلکه یک فرآیند وارون‌سازی مورد نیاز است که به ما اجازه دهد تانسور تنش را از تعداد زیادی زمین‌لرزه به دست آوریم. سازوکارهای کانونی مورد استفاده بایستی متعلق به زمین‌لرزه‌های مختلف در منطقه مورد مطالعه باشند. گستره داده‌های مورد استفاده بیانگر وسعت محدوده‌ای است که تانسور تنش در آن یکسان و یکنواخت فرض می‌شود و چنانچه تعداد گسل‌های زیادی در منطقه وجود داشته باشند هر یک از این گسل‌ها سهم جداگانه‌ای در میدان تنش به دست آمده خواهند داشت. هر سازوکار کانونی در واقع معرف خصوصیات یک



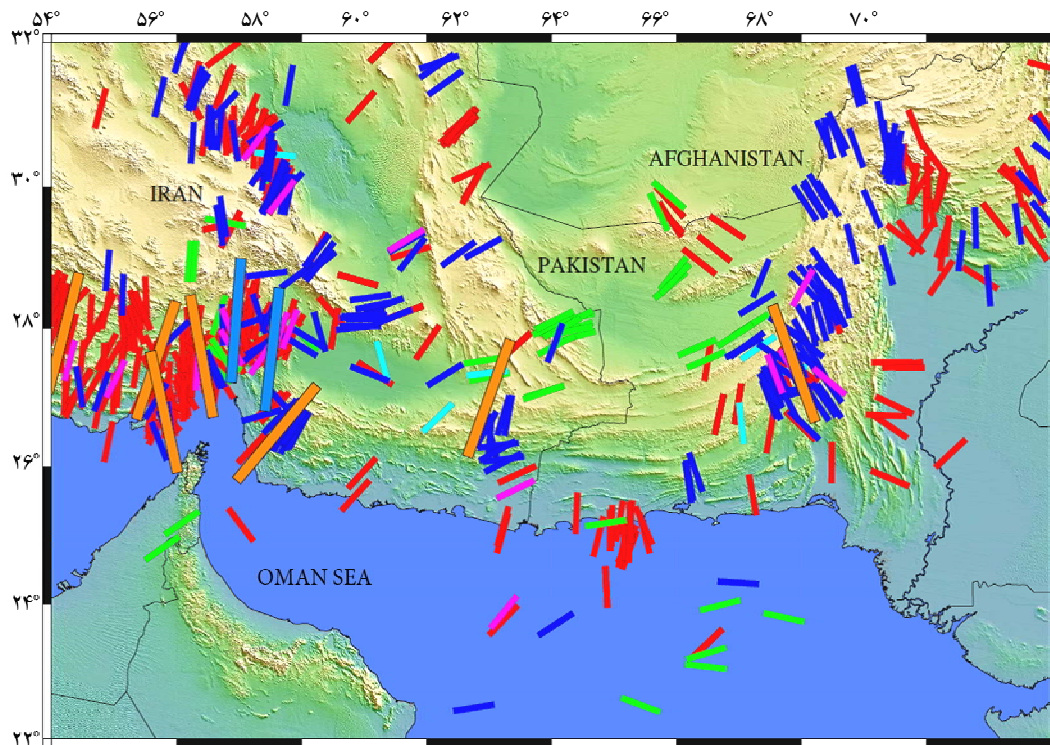
شکل (۶): منطقه مورد مطالعه و داده‌های مورد استفاده (شرح رنگ‌ها در متن).

آخر سازوکارهای ترکیبی تراکششی (NS) و ترفشارشی (TS) به ترتیب با رنگ‌های فیروزه‌ای و ارغوانی نشان داده شده‌اند. در این شکل همچنین نتایج مطالعات پیشین در مناطق البرز و زاگرس با میله‌های بزرگ‌تر به رنگ‌های نارنجی (رژیم تنش فشارشی) و آبی آسمانی (رژیم تنشی راستالغز) که به روش وارون‌سازی تنش به‌دست آمده، به تصویر کشیده شده‌اند.

در شکل (۷) همچنین نتایج وارون‌سازی تنش سازوکارهای کانونی زمین‌لرزه‌ها که با استفاده از روش وارون‌سازی خطی انجام شده نمایش داده شده است [۱۲]. با توجه به شکل مذکور، تشابه نسبی بین جهت‌های تنش اصلی به‌دست آمده از سازوکارهای کانونی تکی و جهت‌های به‌دست آمده از وارون‌سازی قابل مشاهده است. یادآوری می‌گردد که با توجه به بالاتر بودن کیفیت اطلاعات تنش حاصل از وارون‌سازی سازوکارهای کانونی (کیفیت A) نسبت به سازوکارهای کانونی تکی (کیفیت C) قطعاً داده‌های حاصل از وارون‌سازی قابلیت اعتماد بالاتری دارند؛ اما به دلیل محدودیت در داده‌ها و عدم امکان تشکیل خوشه‌هایی با تعداد کافی رخداد لرزه‌ای برای وارون‌سازی، استفاده از این

اما در بعضی موارد این راستاها با یکدیگر همخوانی نداشته، متقاطع هستند. همان‌طور که پیش‌تر اشاره شد دلیل این ناهمخوانی‌ها کیفیت پایین داده‌ها می‌باشد که ناشی از عدم قطعیت بالای سازوکارهای کانونی تکی مورد استفاده در تعیین جهت تنش است. از آنجا که کیفیت اطلاعات تنش حاصل از سازوکارهای کانونی تکی پایین است، اظهار نظر در مورد اینکه کدام دسته از داده‌ها نتایجی نزدیک‌تر به واقعیت را در اختیار می‌گذارند غیرممکن یا دشوار است. لذا در صورت لزوم در مواقعی که راستاهای تنش حاصل از سازوکارهای کانونی موجود در ISC با داده‌های WSM همخوانی نداشته باشند، به دلیل قابلیت ارجاع مطمئن‌تر به پایگاه نقشه تنش جهانی (WSM) که مخصوص اطلاعات تنش است، بایستی داده‌های WSM حفظ شده و داده‌های ISC حذف شوند.

در شکل (۷) مجموعه سازوکارهای کانونی زمین‌لرزه‌های حاضر با توجه به سازوکار گسلسی دسته‌بندی شده و هر دسته با رنگ متفاوتی نشان داده شده‌اند. سازوکارهای رانندگی (TF) با رنگ قرمز، راستالغز (SS) با رنگ آبی، نرمال با رنگ سبز و در



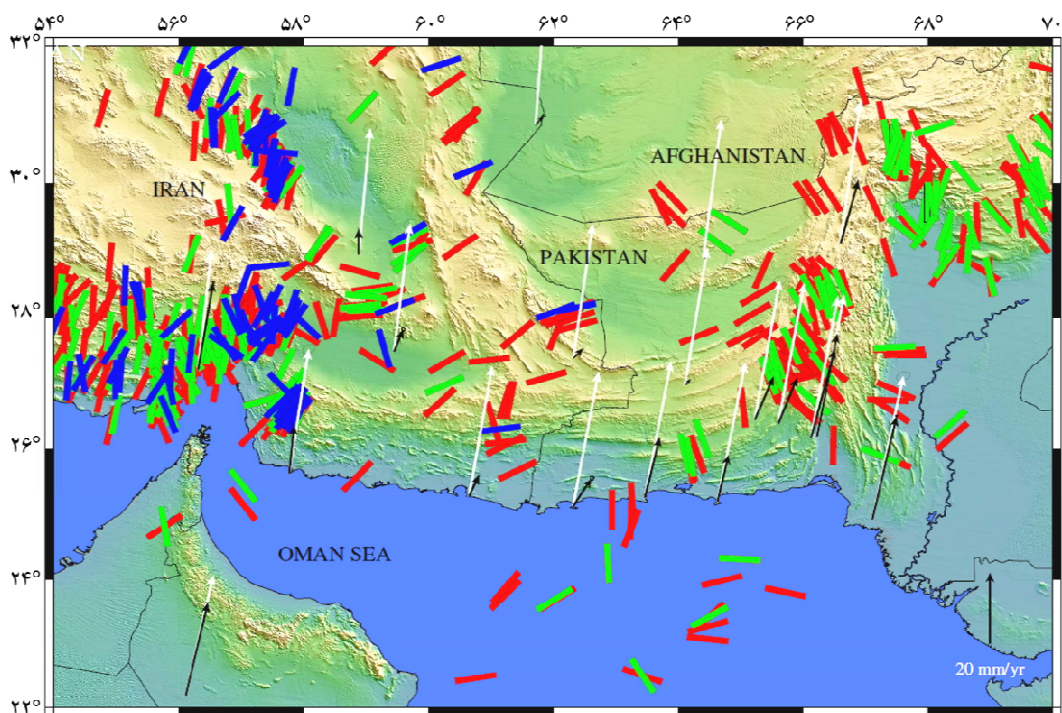
شکل (۷): مقایسه جهت‌های تنش به‌دست آمده از سازوکارهای کانونی تکی با نتایج وارون‌سازی تنش (شرح رنگ‌ها در متن).

بردارهای سرعت دارای اندازه‌های کوچک‌تری می‌شوند و همچنین راستای آنها با راستای بردارهای سرعت صفحات تکتونیکی تفاوت پیدا می‌کند. این امر با رفتن از سواحل مکران مرکزی به سمت شمال نیز قابل مشاهده است و بردارهای سرعت در قسمت‌های شمالی‌تر مکران مرکزی نسبت به سواحل مکران کوتاه‌تر هستند و بعضاً انحراف بیشتری از جهت سرعت حرکت صفحات تکتونیکی نشان می‌دهند. با نگاه به شکل (۲) مشاهده می‌شود که زمین‌لرزه‌های بسیار عمیق‌تری نسبت به مناطق دیگر در مناطق بالادست سواحل مکران، همان‌جا که بردارهای سرعت GPS به کمترین مقدار خود می‌رسند رخ داده است. در درجه اول وجود اختلاف بزرگ بین بردارهای سرعت GPS و بردارهای سرعت حرکت صفحات تکتونیکی می‌تواند مبین قفل‌شدگی در مکران مرکزی باشد. مسئله را می‌توان به این صورت تفسیر نمود که این قفل‌شدگی که در سطح یعنی پوسته بالایی یا پوشش رسوبی اتفاق افتاده است باعث شده که بردارهای سرعت GPS که داده مشاهده‌ای هستند نسبت به پیش‌بینی صورت گرفته از سرعت حرکت صفحات تکتونیکی که داده محاسبه‌ای می‌باشند از بزرگای بسیار کمتری برخوردار باشند.

روش همیشه و در تمام مناطق میسر نیست. لذا مقایسه و امکان‌سنجی استفاده از سازوکارهای کانونی تکی به‌منظور استخراج اطلاعات تنش به شکلی که در این مطالعه انجام گردید حائز اهمیت است.

در شکل (۸) راستاهای تنش حاصل از سازوکارهای کانونی تکی با بردارهای سرعت GPS که در منطقه مکران به‌دست آمده [۱۶] مقایسه شده است (بردارهای سیاه). در محل ایستگاه‌های GPS بردارهای سرعت صفحات تکتونیکی از مدل NUVEL-1A به دست آمده و ترسیم شده‌اند (بردارهای سفید).

به‌طوری‌که از شکل (۸) مشخص است بردارهای سفید که سرعت حرکت صفحات تکتونیکی را نشان می‌دهد تقریباً در تمام منطقه بزرگ و راستای مشابهی دارند که با توجه به جهانی بودن این مدل و پایین بودن رزولوشن در چنین مدل‌هایی طبیعی است؛ اما با نگاه به بردارهای سرعت GPS مطلب مهمی به چشم می‌خورد که حائز اهمیت ویژه است. در دو سوی مکران، یعنی مکران خاوری و باختری بردارهای سرعت GPS کم‌وبیش راستا بزرگایی مشابه با بردارهای سرعت صفحات تکتونیکی را دارا هستند؛ اما هر چه به سمت مکران مرکزی نزدیک می‌شویم



شکل (۸): منطقه مورد مطالعه و داده‌های اصلی پروژه تنش جهانی (میل‌های آبی) و داده‌های اضافه شده به این پایگاه داده (میل‌های قرمز).

داده‌اند ناچیز و قابل صرف نظر کردن است. لذا می‌توان گفت که داده‌های تنش محاسبه شده در این مطالعه بیشتر بیانگر چگونگی توزیع میدان تنش در اعماق کمتر از ۴۰ کیلومتر است که شامل منطقه لرزه‌زا و به عبارت دیگر پوسته و گوشته بالایی می‌باشد.

۵- نتیجه گیری

با توجه به نتایج مطالعات حاضر، میدان تنش در منطقه مکران دارای تغییرات مکانی قابل توجهی است که نشان‌دهنده‌ی راستاهای مخالف تنش در مکران شرقی، غربی و مرکزی می‌باشد. در این مطالعه نشان داده شد که داده‌های سازوکار کانونی تکی به دست آمده از پایگاه ISC و ... منبع مناسبی برای اضافه کردن داده‌های تنش به نقشه جهانی تنش به شمار می‌آید. همچنین مقایسه نتایج وارون‌سازی تنش با استفاده از سازوکار کانونی زمین لرزه‌ها در منطقه مورد مطالعه با نتایج مطالعه حاضر نشان داد که داده‌های سازوکار کانونی تکی زمین لرزه‌ها به طور کلی از مطابقت نسبتاً مناسبی با راستاهای واقعی تنش در منطقه برخوردار هستند و قابلیت استفاده به عنوان برآورد اولیه‌ای از این راستاها را دارند. همین‌طور در این مطالعه با استفاده از بردارهای سرعت GPS و بردارهای سرعت حرکت صفحات تکتونیکی قفل‌شدگی سطحی در مکران مرکزی مشاهده شد. این در حالی است که بنا بر شواهد موجود در قسمت‌های شمالی مکران مرکزی دگرشکلی در اعماق زیاد به‌طور بی‌لرز و لرزه‌ای ادامه دارد. همچنین مقایسه نتایج با ساختارهای زمین‌شناسی موجود در منطقه مطابقت خوبی از خود نشان داد. تفکیک عمقی سازوکار کانونی زمین لرزه‌ها نشان داد که داده‌های تنش محاسبه شده در این مطالعه بیشتر مربوط به ۴۰ کیلومتر بالایی یعنی پوسته و گوشته فوقانی است.

سپاسگزاری

از پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله برای حمایت از این مطالعه تحت پروژه‌ی پژوهشی با کد ۷۴۰ سپاسگزاری می‌شود. همچنین از آقای دکتر زعفرانی به جهت راهنمایی‌های ارزنده در روند اجرای طرح تقدیر و تشکر می‌گردد.

از سوی دیگر رخداد زمین لرزه‌های عمیق در مناطق مرکزی مکران، با فاصله از خط ساحلی به سمت شمال نشان می‌دهد که علی‌رغم قفل‌شدگی در سطح، دگرشکلی احتمالاً در هر دو صورت بی‌لرز و لرزه‌ای در حال وقوع است که حالت لرزه‌ای آن منجر به رخداد زمین لرزه‌هایی چنین عمیق می‌گردد.

اگرچه عمق زمین لرزه‌ها در منطقه مکران به علت کم بودن تعداد ایستگاه‌های لرزه‌نگاری در هر دو طرف ایرانی و پاکستانی دارای عدم قطعیت بسیار بالایی است، اما به‌رحال حتی با در نظر گرفتن این خطا، تفاوت فاحش اعماق محاسبه شده برای زمین لرزه‌های مکران مرکزی و کرانه‌های خاوری و باختری مکران نشان از پدیده فرورانش دارد که با توجه به مطالب عنوان شده در بالا، دگرشکلی لرزه‌ای ناشی از این فرورانش در قسمت مکران مرکزی قابل مشاهده است و عمیق‌ترین زمین لرزه‌های منطقه را می‌توان در شمال خط ساحلی مکران مرکزی جستجو کرد.

همان‌طور که در شکل (۸) پیداست راستاهای تنش به دست آمده مطابقت خوبی با ساختارهای زمین‌شناسی منطقه نشان می‌دهند. راستای تنش در قسمت‌های غربی و شرقی مکران با روندهای شمال شرقی - جنوب جنوب غربی و شمال شمال غربی - جنوب شرقی به ترتیب همگرایی بین صفحات تکتونیکی عربی و هندی را با صفحه اوراسیا تأیید می‌کنند. در قسمت مرکزی مکران راستای تنش بیشینه افقی شمال شرقی - جنوب غربی است. این نتایج با مطالعات قبلی انجام شده در منطقه همخوانی دارد [۱۳-۱۴].

در انتها با توجه به اهمیت بالای تنش محاسبه شده در اعماق کمتر از ۴۰ کیلومتر در تعیین پارامترهای مورد نیاز در تحلیل خطر زمین لرزه و سایر کاربردهای مربوطه، به تفکیک سازوکارهای زمین لرزه‌ها نسبت به این عمق اقدام گردید. به این ترتیب پایگاه داده مورد استفاده به دو بخش تقسیم شد که در یکی سازوکارهای کانونی زمین لرزه‌هایی با عمق کمتر از ۴۰ کیلومتر و در دیگری سازوکارهای کانونی زمین لرزه‌هایی با عمق بیش از ۴۰ کیلومتر دسته‌بندی گردیدند. تعداد زمین لرزه‌هایی که در عمق بیشتر از ۴۰ کیلومتر واقع شده‌اند تنها ۳۴ زمین لرزه است که در مقایسه با تعداد زمین لرزه‌هایی که در عمق کمتر از ۴۰ کیلومتر رخ

- by D.B. Slemmons, E.R. Engdahl, M.D. Zoback and D.D. Blackwell, 339-366, Geological Society of America, Boulder, Colorado (PDF).
10. Focal mechanism search (n.d.) Retrieved from <http://www.isc.ac.uk/iscbulletin/search/fmechanism>.
 11. Focal mechanism, Iranian Seismological Center, Institute of Geophysics, University of Tehran: <http://irsc.ut.ac.ir/focal.php>.
 12. Penney, C., Tavakoli, F., Saadat, A., Nankali, H.R., Sedighi, M., Khorrami, F., and Priestley, K. (2017) Megathrust and accretionary wedge properties and behavior in the Makran subduction zone. *Geophysical Journal International*, **209**(3), 1800-1830, doi: 10.1093/gji/ggx126.
 13. Zoback, M.L. (1992) First- and second-order patterns of stress in the lithosphere: The World Stress Map project. *J. Geophys. Res.*, **97**(B8), 11,703-11,728.
 14. Pourbeyranvand, Sh. and Tatar, M. (2015) Tectonic stress variations in the Zagros using inversion of earthquake focal mechanisms. *Scientific Quarterly Journal of Geosciences*, **24**(94), 1-8.
 15. Pourbeyranvand, Sh. and Shomali, Z.H. (2013) Determination of stress tensor based on inversion of earthquake focal mechanisms and implementation in Makran region. *Iranian Journal of Geophysics*, **6**(2), 1-19.
 16. Frohling, E. and Szeliga, W. (2016) GPS constraints on interplate locking within the Makran subduction zone. *Geophysical Journal International*, **205**, 10.1093/gji/ggw001.

واژه‌نامه

World Stress Map (WSM)	۱- نقشه جهانی تنش
Borehole Breakouts	۲- برون شکست چاه
Drilling Induced Fractures	۳- شکستگی ناشی از حفاری
In-Situ Stress Measurements	۴- اندازه‌گیری تنش برجا
Overcoring	۵- بیش مغزه‌گیری
Hydraulic Fracturing	۶- شکست هیدرولیکی
Borehole Slotter	۷- شکاف گمانه
Contour	۸- پربند

مراجع

1. The World Stress Map Project - A Service for Science and Earth System Management (n.d.). Retrieved from <http://www.world-stress-map.org/>.
2. Heidbach, O., Rajabi, M., Reiter, K., Ziegler, M., and the WSM Team (2016) *World Stress Map Database Release 2016*, GFZ Data Services, <http://doi.org/10.5880/WSM.2016.001>.
3. Heidbach, O., Rajabi, M., Reiter, K., and Ziegler, M. (2016) *World Stress Map 2016*, GFZ Data Services, <http://doi.org/10.5880/WSM.2016.002>.
4. Heidbach, O., Tingay, M., Barth, A., Reinecker, J., Kurfeß, D., and Müller, B. (2010) Global crustal stress pattern based on the World Stress Map database release 2008, *Tectonophysics*, **482**, 3-15, <http://doi.org/10.1016/j.tecto.2009.07.023> (PDF).
5. Heidbach, O., Reinecker, J., Tingay, M., Müller, B., Sperner, B., Fuchs, K., and Wenzel, F. (2007) Plate boundary forces are not enough: Second- and third-order stress patterns highlighted in the World Stress Map database. *Tectonics*, **26**, <http://doi.org/10.1029/2007TC002133> (PDF).
6. Sperner, B., Müller, B., Heidbach, O., Delvaux, D., Reinecker, J., and Fuchs, K. (2003) 'Tectonic stress in the Earth's crust: advances in the World Stress Map project'. In: *New Insights in Structural Interpretation and Modelling*, edited by D.A. Nieuwland, Special Publication 212, 101-116, Geol. Soc. Spec. Pub., London, <http://doi.org/10.1144/gsl.sp.2003.212.01.07> (PDF).
7. Zoback, M.L. and Zoback, M. (1980) State of stress in the conterminous united states. *J. Geophys. Res.*, **85**(B11), 6113-6156, <http://doi.org/10.1029/JB085iB11p06113>.
8. Zoback, M.L., Zoback, M., Adams, J., Assumpção, M., Bell, S., Bergman, E.A., Blümling, P., Brereton, N.R., Denham, D., Ding, J., Fuchs, K., Gay, N., Gregersen, S., Gupta, H. K., Gvishiani, A., Jacob, K., Klein, R., Knoll, P., Magee, M., Mercier, J.L., Müller, B.C., Paquin, C., Rajendran, K., Stephansson, O., Suarez, G., Suter, M., Udías, A., Xu, Z.H., and Zhizhin, M. (1989) Global patterns of tectonic stress. *Nature*, **341**, 291-298, <http://doi.org/10.1038/341291a0>.
9. Zoback, M. and Zoback, M.L. (1991) 'Tectonic stress field of North America and relative plate motions'. In: *Neotectonics of North America*, edited

Completion of the Stress Database in Makran with an Insight into the Focal Mechanisms of Earthquakes in the Region

Shahrokh Pourbeyranvand

Assistant Professor, Seismological Research Center, International Institute of Seismology and Earthquake Engineering (IIEES), Tehran, Iran, beyranvand@iiees.ac.ir

There are many applications for stress field information today. Reservoir identification and management, the stability of mines, tunnels, boreholes and landfills, calibration of geomechanical-numerical models, four-dimensional hydrothermomechanical simulations and seismic hazard assessment using fault slip and failure potential analysis are examples of these applications. Considering the current projects in earthquake risk analysis in the study area with the approach of landslide rate and distributed deformation studies, the importance of using the stress database in an improved and comprehensive manner has been increased. Due to the many applications that exist today for stress field information, as well as current projects in related fields that are closely related to the subject of tectonic crustal stress, the use of an updated database of stress information has become increasingly important. This study has attempted to complete the study area's stress databases as much as possible using various data sources. One of the sources that provide extensive information in this field for free is the World Stress Map Project. In this study, an attempt has been made to add the existing knowledge about the stress field in the Makran region, including data on the focal mechanism of earthquakes and their inversion, etc., to the current database available in the World Stress Map Project. Data on the focal mechanism of earthquakes in the study area have been obtained from various sources. It can be seen that WSM databases in Makran, especially in the central parts, do not contain much information and the available information is not of high quality. Since most World Stress Map database records consist of single focal mechanisms of earthquakes, focal mechanisms extracted from international research centers can be added to this database. In calculating the stress direction of a single focal mechanism, the relationship between the type of focal mechanism and the axis corresponding to the maximum stress direction must be considered. As we know, the principal stress directions are different for various fault mechanisms. In the present study, the information obtained from single focal mechanisms has been compared with the stress inversion results. The current stress database is the most complete one in the area regarding the available data and the ground for improving the relevant studies is provided. According to the present study results, the stress field in the Makran region has significant spatial changes. These changes indicate opposite stress directions in Eastern, Central and Western Makran. In this study, it was shown that single focal mechanism data obtained from the ISC database and other sources are suitable for adding data to the World Stress Map. Also, comparing the results of stress inversion using the focal mechanism of earthquakes in the study area with the results of the present study showed that the individual focal mechanism data of earthquakes generally have a relatively good agreement with the actual directions of stress in the region and can be used as a preliminary estimate of these directions. In this study, using GPS velocity vectors and tectonic plate motion vectors, surface locking was observed in central Makran. However, according to the evidence in the northern parts of central Makran, the deformation continues at great depths aseismically. Also, comparing the results with the geological structures in the area showed good agreement. Depth separation of the focal mechanism of earthquakes showed that the stress data calculated in this study are mainly related to the upper 40 km. Further investigations in this area by installing and operating temporary seismic networks and enhancing permanent facilities are encouraged.

Keywords: Tectonic Stress, Focal Mechanism, Earthquake, World Stress Map, Makran.

Analytical Study on Seismic Behavior of Multi-Span Concrete Girder-Slab Bridges with Link Slabs

Akbar Vasseghi^{1*} and Mehdi Pournadaf Haghi²

1. Associate Professor, Structural Engineering Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran, *Corresponding Author, email: vasseghi@iiees.ac.ir
2. Senior Structural Engineer, Construction and Development of Transportation Infrastructures Company, Tehran, Iran

Multi-span concrete girder bridges with simple supports are the most common highway bridges in Iran. In these bridges, expansion joints are usually installed at each end of simple spans to provide for deck longitudinal movement due to temperature, shrinkage, and creep. The presence of expansion joints causes many problems with regard to bridge maintenance. These problems include filling of the joint with debris, vertical misalignment of the deck, and loss of concrete cover and corrosion of cap beam reinforcement caused by water leakage through the joint. These damages in many multi-span bridges of the country are mainly due to improper maintenance. Elimination of expansion joints at the interior bents has been the subject of recent studies. These studies have led to development of a design concept for jointless bridges. In this approach, the bridge girders are simply supported but the expansion joints are replaced by constructing continuous slabs over the interior bents. The continuous portion of the slab is called the "link slab" and its presence changes the dynamic characteristics and seismic behavior of the bridge. In this paper, the results of seismic analyses of four-span and seven-span concrete girder bridges with and without the link slabs are presented. The analytical study was performed by spectral analysis in both longitudinal and transverse directions of the bridges. Seismic behavior of the bridges was investigated by comparing seismic demands in bridge substructures for various configurations and layout of link slab and expansion joint. The results of this study show that link slabs significantly affect the seismic behavior of the bridges. The total length of the bridge and the arrangement of expansion joints and link slabs on the bridge deck are the dominating parameters affecting the seismic behavior of the bridge and the distribution of the base shear to the substructure elements.

Keywords: Bridge, Structure, Concrete, Earthquake, Link Slab.

Evaluation of Seismic Behavior of Low Damage Concrete Building via RC Rocking Shear Wall

Mohsen Rostami^{1*}, Zeinab Valipouri², Fatemeh Gorji Sinaki³ and Abdolreza S. Moghadam⁴

1. Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, Islamic Azad University, Science and Research Branch, Tehran, Iran, *Corresponding Author, email: st_m_rostami@azad.ac.ir
2. Ph.D. Candidate of Earthquake Engineering, Department of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran
3. M.Sc. Graduate, Department of Civil Engineering, Islamic Azad University, South Tehran Branch, Tehran, Iran
4. Associate Professor, Structural Engineering Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran

Earthquake damage in concrete structures has led to the development of new methods for the design and construction of earthquake resistant concrete structures. However, recent earthquakes have shown that concrete structures are damaged by earthquakes, making them very difficult and even impossible to repair. For this reason, after relatively severe earthquakes, these buildings have been damaged and destroyed, and in order to reuse the structure, it is necessary to spend a lot of time and money due to the extent of damage to the structure, and this issue creates a new idea to limit damage to specific points of the structure. In this way, buildings can be exploited more quickly by replacing damaged elements. One of the new methods to improve the seismic performance of concrete buildings is the use of systems that limit damage to the structure. Among these methods, we can mention systems with rocking motion. In these systems, the main building behaves elastically so that the energy absorption and the nonlinear performance occur only in certain parts of the building that have been predicted. Therefore, in this study, a new system has been developed that transmits damage to fuses by using Rocking shearwall system, and make the concrete structure safe during and after the earthquake by making a very easy repair. Details of connections and design of this system are done in ABAQUS software and nonlinear analysis of the structure equipped with rocking shear wall has been performed in SAP2000 software under seven seismic near field records. The solid element was used to model the rocking system in Abaqus and concrete damage plasticity model was used for modeling the concrete, which is used to model the nonlinear behavior of concrete. The contact between the steel bolts and the concrete shear wall is simulated using contact element. The concrete shear wall in this method remains in the elastic range, but the dampers connected to the shear wall due to the elevation of the shear wall absorb most of the seismic force. The results shown that the use of rocking shear wall compared to the concrete structure without it has effectively reduced the damage to the structure due to seismic records and the concrete structure equipped with it has remained intact. Also, the functional levels of the structure equipped with rocking shear wall has remain in immediate occupancy but in the concrete structure without it, plastic hinges have even entered the collapse area. Improving the seismic behavior of a structure equipped with rocking shear wall about 30 percent more than a similar structure without it. The use of a controlled rocking motion system significantly reduces axial force in structural members by about 25 percent and post-tensioned cables in the cradle drive system have a more than 70% effect in reducing the deformation of the structure and then the yielding damper is placed. The amount of vertical displacement on the sides of rocking concrete shear walls should be less than 5 cm. The use of a new repairable shear wall with rocking motion has caused the vibration mode to dominate the structure of the first vibration mode and the distance between the torsion mode and the first and the second modes are very large.

Keywords: Low Damage Building, Concrete Repairable Building, Rocking Shear Wall.

Role of Infills in Typical Buildings with Seismic Design and Three-Dimensional Modeling

Soroush Nodehi¹ and Seyed Mehdi Zahrai^{2*}

1. M.Sc. Graduate, School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran
2. Professor, School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran,
*Corresponding Author, email: mzahrai@ut.ac.ir

Statistical collection of existing buildings, especially in Tehran, and their classification can be a great help in identifying crisis management in order to reduce earthquake damage. Modern architecture is widely used due to its economical and practical benefits. In this architecture, the infills on the ground floor are generally removed. In Iran, most infills are constructed in such a way that they are connected to the corner of the frame by bricks, mortar, and other elements. For this reason, they are considered structural elements and will affect the lateral stiffness and lateral strength of the structure. Many studies have been conducted on buildings with this style of architecture designed based on gravity loads, which show their poor performance due to the formation of the soft story. In this study, first, statistical information is collected from recently built buildings in regions No. 9 and 11 of Tehran that are designed and constructed based on seismic criteria and are classified based on the reasons for the formation of the soft stories. Most of the buildings in these regions are RC moment-frame structures and have 6-8 stories and 2-3 bays in each direction. The first story in these buildings is used as parking. Therefore, assuming the correct constructions, the factor of removing the infills on the ground floor can cause the formation of a soft story in these structures.

Next, a six-story concrete building with similar architecture in accordance with the results of statistical studies, is modeled in a three-dimensional mode in the OpenSees to evaluate the seismic behavior of the structure in different scenarios of infills arrangement on the ground floor and earthquake at different angles. To better cover all angles and reduce analysis costs, through the LHS sampling method, the selected angle for analysis is determined. Due to the lack of laboratory studies in three-dimensional mode and the importance of the axial-flexural interaction in the column in this research, structural modeling in this study was considered through the fiber model. The model of two compression struts placed diagonally in the panel is used to model the infills, and the numerical modeling is verified with experimental research.

In this research, the probable formation of the soft story is evaluated based on three criteria: the ratio of the lateral linear stiffness of the stories, mode shapes, and distribution of the nonlinear lateral drift of the stories. The linear analysis results show that because these infills have high initial linear stiffness, the mode shape and lateral linear stiffness of these buildings are like soft-story buildings. However, the results of the nonlinear dynamic analysis show that since these structures are designed based on seismic criteria and the height of the ground floor is smaller than others, the infills have low ductility. Therefore, the removal of infills in this story does not necessarily lead to a soft story and instead can improve the performance of the structure by uniformly distributing damage across all floors. On the other hand, in the case that infills are evenly distributed in all floors, the behavior of the structure is similar to the moment frame and the damage is concentrated in the middle stories. This type of infill distribution increases the lateral stiffness and reduces the capacity of the structure. Therefore, it has even poor performance in comparison with building without infills in the first story. Also, different scenarios of infill arrangements on the ground floor change the behavior of the structure. Applying earthquakes at different angles indicates the building will experience varied behavior at each angle so that for some angles the building even collapses while for others not. Therefore, according to the numerical results, this modeling and analysis method will help show the actual behavior of the structure during an earthquake to prepare capacity curves for design.

Keywords: Statistical Studies, Soft Story, Infill, OpenSees, Three-Dimensional Nonlinear Analysis.

values of different modes of this beam were obtained, which matched the exact values like the previous model very well. The third model was the same as the previous two models. The diagram of the first to fourth natural frequencies of this model was drawn for different betas. By having the approximate values of the frequencies of different modes obtained from the conventional finite element method and these diagrams, the frequencies of different modes of the model were identified, which were in good agreement with their corresponding exact values.

Keywords: Natural frequencies, Distributed Systems, Finite Element, Interpolation Functions.

Calculation of Natural Frequencies of Two-Dimensional Prismatic Bending Beams with Distributed Mass and Elasticity Using an Innovative Method

Masoud Mahmoodabadi^{1*}, Seyed Mohammad Reza Hasani² and Babak Taqavi³

1. Assistant Professor, University of Qom, Faculty of Technology and Engineering, Qom, Iran,
*Corresponding Author, email: m.mahmoudabadi@qom.ac.ir

2. Ph.D. Candidate, Faculty of Civil Engineering, Babol Noshirvani University, Babol, Mazandaran, Iran

3. Ph.D. Candidate, University of Qom, Faculty of Technology and Engineering, Qom, Iran

Usually, by modeling the structures using the finite element method, their undamped free vibration frequencies are calculated analytically. In addition, the issue of accurate calculation of natural frequencies and the shape of vibration modes corresponding to them for bending systems that have distributed mass and elasticity and possibly a combination of several bending beams, sometimes requires solving complex mathematical equations and requires a relatively heavy mathematical work demands. Bending beams are beams whose axial deformations is insignificant compared to their bending deformations, and as a result, these members are assumed to be axially rigid. By using the conventional finite element method, the natural vibration frequencies of these beams can be obtained approximately. By increasing the number of finite elements used in the model, the calculation error of natural frequencies of vibration decreases. When the consistent-mass matrix is used, the frequency values obtained from the finite element method converge to the exact frequency values with larger values, while if the lumped-mass matrix is used, the frequency values obtained from the finite element method converge to the exact frequency values with smaller values. It should be noted that the consistent-mass matrix is non-diagonal, but the lumped-mass matrix is diagonal. The interpolation functions (shape functions) used for bending finite elements (beam elements) are polynomial functions of the 3rd degree. This bending finite element has two nodes, each node has one translational degree of freedom and one rotational degree of freedom. The new idea that came to the authors of this article is that instead of using polynomial functions, trigonometric and exponential interpolation functions are used to calculate the stiffness matrix and mass matrix of the finite element. In fact, these trigonometric and exponential functions are the solutions of the differential equation governing the free vibration of bending beams with distributed mass and elasticity. The argument of these trigonometric and exponential functions includes a parameter called beta, which is proportional to the square root of angular frequency of the bending beam. By changing this parameter in a suitable range and with a certain step, it is possible to plot the changes in the frequencies of the different modes of the studied prismatic beam in terms of beta. In this paper, three models were studied, which included a uniform cantilever beam, a uniform beam clamped at left side and simply supported at right side, and a uniform beam free at both ends. Using the conventional finite element method and using the consistent-mass matrix, these three models were analyzed and the approximate frequencies of the first few modes of these beams were calculated, which were greater than their corresponding exact values. In the innovative method presented in this article, a uniform beam was modeled with a finite element model with one translational degree of freedom and one rotational degree of freedom. The stiffness matrix and the mass matrix of this beam were calculated for different betas and having these two matrices, the first and second frequency values of this model were calculated for different beta values and its graph was drawn for different betas. The values of the maximum frequency of the first frequency are the same as the values of the minimum frequency of the second for certain betas, and by specifying these betas, the frequencies of different vibration modes can be accurately determined. The detected frequencies of different modes with this method had a very good match with their exact corresponding frequencies. For the second model investigated in this paper, one rotational degree of freedom was considered. Considering that this beam had only one rotational degree of freedom, therefore, by plotting the first frequency of this model for different betas and finding its minimum, the frequency

Influence of Rotational Components of Mode Shapes in Damage Detection of Three Dimensional Structures

Zahra Toorang¹ and Omid Bahar^{2*}

1. Ph.D. Candidate, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran
2. Associate Professor, Structural Engineering Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran, *Corresponding Author, email: omidbahar@iiees.ac.ir

Damage in structural elements causes obvious changes in their physical properties such as stiffness and damping. These changes affect the stiffness and damping matrices of whole building so its mode shapes change. Therefore, mode shapes of existing building are widely used in damage detection methods. Since vibration test can only provide translational components of mode shapes, previous methods mostly worked with this type of data. This paper focused on considering the importance of using some rotational/translational components of the mode shapes to detect damages in structural frames. In order to analyze the frames and update them, an automatic iterative model updating program is developed in MATLAB software that works with OpenSees for conducting finite element analysis. The iterative program evaluates a set of objective functions in each step and tries to optimize them by means of nonlinear least square method. Objective functions are defined based on the combination of two criteria of these four items: comparison between frequencies and/or mode shapes of two situations, the modal assurance criteria (MAC), and the modal flexibility matrices. In each step of the analysis, based on optimization results, a new frame will be modeled in OpenSees software that its elements stiffness is changed according to new sets of data, then finite element analysis will be done and new modal data will be extracted and optimization process will be repeated by new data. To verify the effectiveness of the developed program, two three-dimensional steel structures are modeled and evaluated, one of them is a five-story moment resisting frame and the other one is a three-story brace frame. It has been considered that these frames suffered damages which are defined by three different scenarios for each of them. Damage scenarios consist of minor, severe and both minor and severe damages. Actually, in this study, damages are defined by reduction in elements' stiffness. In fact, damage is a percentage of reduction of stiffness in damaged element in comparison with its healthy condition. Mode shape components and natural frequencies of damaged structures are the only needed input data for the program. To investigate the influence of rotational components in model updating, frames have been analyzed with three types of data in each scenario, all translational or rotational components, and all components of mode shapes. Extensive analyses show that among employed objective function, the one which compares mode shapes is the most successful one in damage detection, also modal flexibility can be effective when it works by only rotational components of mode shapes. The findings indicated that the translational components of mode shapes are not capable of detecting damages accurately. Results of model updating by use of only translational components of mode shapes indicate that not only the damages' location and their intensities could not be predicted, but also several false damages are reported in undamaged elements. It can be concluded that using rotational data leads to more precise results in determining both damages' locations and their intensities. Besides, the number of false damage detection has been decreased by use of rotational components. It means, when the rotational components are employed, the methods report no damage in healthy elements or the amount of detected damage is very small that can be ignored. Real data extracted from existing building are always polluted by noises due to human or machine faults or sometimes errors in numerical methods lead to inexact input data. Since the data employed in this study are exact numerical data, to consider the effects of these errors, analytical modal data has been polluted by some noises. These noises are generated by use of random function in MATLAB software. Surprisingly, the results show that even with noisy data, the proposed method can detect damages precisely.

Keywords: Model Updating Method, Iterative Optimization Method, Damage Detection Method, Rotational DOFs, Translational DOFs.

Hysteresis and Seismic Analysis of Self-Reversible Buckling Braces with Polymer Tendons in Steel Frames

Saeid Gheshlaghi¹ and Fariborz Nateghi-Alahi^{2*}

1. M.Sc. Graduate, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran
2. Professor, Structural Engineering Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran, *Corresponding Author, email: nateghi@iiees.ac.ir

One of the main aims of structural seismic design is to control structural damage due to severe earthquakes. A feasible solution to control and deplete earthquake energy is to use a bracing system. When the bracing is in the process of cyclic deformation or seismic load, the plastic deformation of the compressive and tensile cycles will occur in the restrained parts of the core plates, which will create a suitable energy absorption capacity in the brace. Among them, Buckling-Restrained Brace (BRBs) are widely used due to their stable hysteresis behavior. BRB braces usually have two main parts: a core that withstands the axial force, and a lateral restraint shell to prevent the core from buckling under compressive force. In the event of a severe earthquake, the core surrenders, but still reduces structural damage by absorbing seismic energy. However, due to the fact that the stiffness after the surrender of the brace is relatively low and it is not able to return to the conditions before the surrender, the structural frame faces damage and deformation of the residue after severe earthquakes. In this regard, the buckling brace with the ability to return to the original position known as Self-Centering Buckling-Restrained Brace (SC-BRB) has recently been considered by researchers. In this type of braces, the return phase is provided by polymer tendons. Since the numerical study of SC-BRB behavior measurement has not been done so far, so the present study tries to evaluate the behavior of this type of brace and compare it with steel bending frame and braced frame. For this purpose, Abaqus software has been used.

In the present study, the results of the laboratory study of Zhou et al. (2015) in the analysis of the self-returning buckling system reinforced by SC-BRB basalt fibers have been used to validate the finite element model and the specifications of the brace to the steel frames of the case. The discussion in this study is generalized. The development of numerical model has been based on laboratory study. Then, a single-story, single-span frame in four different modes, simple bending frame, frame with simple bracing, frame with non-buckling brace, and frame with self-returning buckling brace was subjected to hysteresis and the results were compared. Then, design in ETABS software and seismic analysis in Finite element Abaqus software for 5-story structures with and without bracing against far and near Landers and Northridge earthquake faults.

Comparisons were also made between the performance of a simple bending frame, a braced frame, a buckle with a buckling brace, and a braced frame with the SC-BRB system. Finally, the seismic performance of the frame was performed with SC-BRB bracing. The general results obtained from this study are as follows: Using appropriate behavioral models of materials, very accurate answers in the analysis of non-buckling irreversible buckling by basalt polymer fibers by finite element modeling using Abaqus. A very good approximation of the results obtained from the numerical model with the research model of Zhou et al. has been able to prove the accuracy of the results of the present numerical model. The results generally indicate the very good behavior of SC-BRB braces, the use of which in the structure has significantly increased the load-bearing capacity and ductility of the structure. The application of SC-BRB bracing in the bending frame increased the lateral bearing capacity of a single-story single-span frame from 1248 kN with a 2.8-fold increase to 3576 kN. Also, the strength of the five-story structure using SC-BRB braces installed in the two modes of middle openings and side openings was 21% and 38% higher than the simple bending frame, respectively.

Keywords: BRB, SC-BRB, Hysteresis Analysis, Seismic Analysis, FEM.

Furthermore, the results suggested that as the height of the structure increases, the response values of maximum roof drifts and maximum stress ratio increase. In SC base-rocking wall systems studied, the maximum residual roof drift was equal to 0.01 %.

Keywords: Self-Centering Systems, Rocking Wall, Near-Fault, Rotational Component, Nonlinear Dynamic Analysis.

The Effects of Rotational Components of Near-Fault Earthquakes on Self-Centering Base-Rocking Walls

Esmaeil Mohammadi Dehcheshmeh¹ and Vahid Broujerdian^{2*}

1. Ph.D. Candidate in Earthquake Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran
2. Associate Professor, School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran, *Corresponding Author, email: broujerdian@iust.ac.ir

Nowadays, self-centering (SC) lateral resistant systems are able to reduce residual displacement and post-earthquake repairing costs. By concentrating damages on fuse elements, these systems reduce repair costs and allow immediate occupancy. To resist against lateral load, the SC systems have two mechanisms including: 1) restoring force mechanism, 2) energy dissipation (ED) mechanism. Both mechanisms are needed to provide flag shape pushover behavior. The restoring force mechanism provided with post-tensioned (PT) prestressed core to supply prestressed used unbounded tendons. The reason using unbounded tendons is to prevent their yielding suddenly and creating cracks in core. Usually, the restoring force mechanism is accompanied by gap opening in systems. This gap opening can cause damage to other structural and nonstructural members. Then, the system should be isolated in location of joints. The ED mechanism provided with fuses. Fuses can have different types, including: 1) hysteric, 2) viscous, and 3) shape memory alloy (SMA) dampers. Among these dampers, hysteric elements are more used due to their low price than other fuses. The SC systems implemented in different types, including: 1) rocking cores, or frames, 2) moment frames, and 3) braces. The moment frames and braces need specially detailing, and expert worker for building and construction. Furthermore, rocking frames needed total system rotated that is constructive details difficult. Among these systems, rocking cores have mostly been used and studied. The rocking cores are made with three cores of concrete shear wall, wooden wall and bracing frame.

According to seismic codes, lateral resistant system must have the necessary strength to withstand earthquakes. The records of earthquakes have three translational and three rotational components. Usually, the structures investigated under translational component and rotational component ignored. To produce the rotational component, there are two methods, including single station procedure (SSP) and multiple stations procedure (MSP) or geodetic method. The SSP method extracts the rotational components from the translational ones. In this method, many researchers employ the information of a single station individually to obtain the rotational components. In the MSP method, the rotational components use translational recorded data by the numerous ground motions distributed in a closely dense zone. Utilizing this method requires a vast range of information of many ground motions, which was unreachable for the authors of this manuscript. Therefore in this research, to produce the rotational components of ground motions use SSP method. Furthermore, near-fault ground motions were considered for time history analysis. Near-field ground motions have some characterizations that make them different from far-field ground motions. The most remarkable characterization of these records includes: 1) distance less than 10 km from the fault, 2) the existence of long-period pulses in their velocity time series, 3) high Peak Ground Acceleration (PGA), and 4) high Peak Ground Velocity (PGV).

In current study, the behavior of SC base-rocking walls under 25 near pulse-like ground motions was investigated. The structures were studied in two states depending on considering or ignoring the rotational component of the ground motions. In order to compare and consider the rotational components, six seismic load combinations were considered. 2D frames of 4-, 8-, 12-, 16-, and -20 stories were examined. Nonlinear time-history analyses were performed utilizing software. The results showed that considering the rotational component of earthquake can increase structural responses. In this regard, the maximum acceleration, inter-story drift, moment, shear force, roof drift and maximum tendon stress ratio were increased up to 24.6, 9.3, 10.4, 9.6, 623 and 11%, respectively.

In the following, the most important results of this study are briefly discussed:

- In symmetrical hills, the effect of the shape ratio on the spectral amplification increases from the foot to the top of the hills. In addition, the period of the maximum spectral amplification increases with the increase of the aspect ratio.
- In symmetrical valleys, increasing the shape ratio causes a decrease in the minimum spectral amplification inside the valleys. By moving away from the valleys, a fluctuation of amplification and de-amplification is seen in the seismic wave, which increases the number of these fluctuations with the increase of the shape ratio.
- The study of the seismic behavior of asymmetric hills shows that as the symmetry ratio increases, the effect of topography on the seismic behavior decreases, especially at the top of the hill, this is clearly visible. In addition, the highest spectral amplification in each symmetry ratio is in the asymmetric part of the hill (the slope with different symmetry ratios).
- Asymmetric valleys show the effect of asymmetry in the form of intensification in the fluctuation of amplification and de-amplification at the edge that has a greater slope. In addition, in the valley, decreasing de-amplification is seen with the increase in the symmetry ratio (the symmetry ratio and de-amplification show an opposite relationship).
- In asymmetric valleys, a side of the valley that has a constant symmetry ratio shows the same behavior in all valleys (valleys with different symmetry ratios), while in asymmetric hills, it can be seen that the asymmetry affects the seismic behavior of the side of the hill that has a constant symmetry ratio.

Keywords: Topographic Features, Shape Ratio, Asymmetric Ratio, 2-Dimensional, SV Incident Wave.

Numerical Study of the Effect of Geometry on the Seismic Behavior of Symmetric and Asymmetric Two-Dimensional Semi-Sin Topographic Features

Niloufar Babaadam¹, Ali Uromeihy^{2*}, Abdollah Sohrabi-Bidar³,
Ebrahim Haghshenas⁴ and Shahram Maghami⁵

1. Ph.D. Candidate, Department of Engineering Geology, Faculty of Science, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran
2. Professor, Department of Engineering Geology, Faculty of Science, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran, *Corresponding Author, email: uromeiea@modares.ac.ir
3. Associate Professor, School of Geology, College of Science, University of Tehran, Tehran, Iran
4. Associate Professor, Geotechnical Engineering Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran
5. Ph.D., School of Geology, College of Science, University of Tehran, Tehran, Iran

In recent years, many reports of damages caused by earthquakes have been observed in different parts of the world, especially after observing the severity of damage in the Mexico City earthquake in 1985, special attention was paid to the discussion of site effect, and many researchers have investigated this issue in Mexico City and also investigated the site effect on the seismic response in other regions. The effects of topography have been stated as an important factor in the amplification of earthquake waves. Due to the great importance of the effect of these features, including valleys and hills, on the seismic response, many researchers investigated this field, while most research on the effect of topography on seismic behavior has been focused on symmetric topographic features.

In this research, the seismic behavior of topographic features, including symmetrical and asymmetrical semi-sine valleys and hills with different shape ratios, has been studied. The reason for choosing semi-sine features is that they are the most common form of topographic features in nature, and this is very important in applying the results of the studies. The most important reason for the current study is that in nature, topographic features are rarely seen symmetrically, and studying asymmetric features in seismic studies is necessary.

The results in this research have been obtained by using numerical modeling, in order to carry out numerical modeling, the Boundary Element Method (BEM) has been used, which has shown very high accuracy in modeling the distribution of seismic waves among the existing numerical methods.

The main goal of this research is to investigate the seismic behavior of symmetric and asymmetric homogeneous two-dimensional semi-sine topographic features. According to the literature review, different studies have investigated the seismic response in different parts of the topographic features, and have pointed out the importance of the topographic shape in the seismic response. In this regard, two symmetric and asymmetric semi-sine topographic features have been studied and their effects on seismic waves with frequency domains of 3 and 5 Hz have been investigated. The symmetrical features consist of eight valleys and semi-sine hills with a half-width of 500 meters and different heights of 125, 250, 375, and 500 meters, which have shape ratios of 0.25, 0.5, 0.75, and 1 respectively. The seismic response has been examined at three points at the top, middle, and bottom of the features. The second part of the study is investigating the seismic behavior of homogeneous and asymmetric topographic features. For this purpose, 10 asymmetric valleys and hills with the same height of 500 meters and different half-widths of 125, 250, 500, 1000, and 2000 meters, have symmetry ratios of 0.25, 0.5, 1, 2, and 4, respectively.

In this research, the amplification obtained for features with different shape ratios has been compared with the values suggested by the building codes and the results prove that the effect of features dimensions and asymmetry on the seismic response of topographic features is significantly more than the suggested coefficients in these codes.

Monitoring the Rate of Vertical Changes of the Ground Surface Using Radar Interferometry Technique and C-Band Time Series; Study Area: Western Part of Horst Shotori (East of Tabas)

Razieh Abbaspour¹, Seyed Morteza Mousavi^{2*}, Mohammad Mehdi Khatib³ and Ahmad Rashidi⁴

1. Ph.D. Candidate, Department of Geology, Faculty of Earth Science, Birjand University, Birjand, Iran

2. Associate Professor, Department of Geology, Faculty of Earth Science, Birjand University, Birjand, Iran,

*Corresponding Author, email: mmoussavi@birjand.ac.ir

3. Professor, Department of Geology, Faculty of Earth Science, Birjand University, Birjand, Iran

4. Assistant Professor, Seismological Research Center, Department of Geology, International Institute of Seismology and Earthquake Engineering (IIEES), Tehran, Iran

This study examines the evidence and effects of young tectonic activities based on the calculation of vertical changes in folds and thrusts in the western part of the Horst Shotori. Quantitative analyses of vertical changes in the western part of the Shotori and the study of factors affecting the extent of these changes have been the objectives of this study. In order to quantitatively analysis the vertical changes caused by young folds, thrust faults and non-tectonic phenomena in the region, Sentinel 1 radar images were used by radar interferometry method in LiCBAS software. Based on the interpretation of the data, the rate of vertical changes in the Fahlonj anticline is about 7.1 mm and the Sardar anticline is about 1.28 mm, which show the most and the least vertical changes, respectively. In general, vertical changes in the western part of the Horst Shotori, from north to south (northern end of Nayband fault) increase significantly.

The high rate and range of changes in the western part of the Camel Plateau, especially in folds and young thrust faults, due to the low rate of inter-seismic deformation and the absence of high-magnitude earthquakes in the time period of the interpretation of the images used in this study, is an important non-tectonic reason. The absence of high magnitude earthquakes in the interpretation period of the images used in this study has an important non-tectonic reason. In the region, a very influential factor in the formation of such changes is the occurrence of severe seasonal floods and the deposition of sediments carried by them in the region. However, the evidence of tectonic morphology observed in the region underscores the current activity of faults, uplift, and the growth of the region's young folds. Evidence such as: Meanderi rivers, Beheaded and Deflected Streams, narrow and deep valleys, alluvial fans rising above the Neogene folds, strata of young alluvial sediments above the limbs of young anticlines in the region, the current activity of faults, uplift and growth of young anticlines.

Keywords: Active tectonic, Radar interferometry, Vertical Changes earth's crust, Horst Shotori, Tabas.