

## نوع مقاله: یادداشت پژوهشی

## چکیده

از دهه ۱۹۶۰ میلادی به بعد، مطالعات در زمینه آسیب پذیری ساختمان‌ها به اهمیت ویژه‌ای دست یافت و در همان زمان، روش‌های مختلفی برای ارزیابی این آسیب پذیری معرفی شد. یکی از ساده‌ترین این روش‌ها، استفاده از میکروترمور بود که همواره مورد شباهت قرار گرفته است. در این پژوهش، با مقایسه نتایج حاصل از ارزیابی آسیب پذیری با استفاده از ارتعاشات قوی زمین و میکروترمور، قابلیت استفاده از تحلیل ارتعاشات محیطی در ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌ها مورد بررسی قرار گرفت. به این منظور، ۵۴ ساختمان فولادی با قاب خمشی و قاب مهاربندی در نظر گرفته شدند که با تعداد و ارتفاع‌های مختلف بر روی سه نوع خاک ساخته شده بودند. سپس، با استفاده از نرم‌افزارهای ETABS و OpenSEES، این ساختمان‌ها مدل‌سازی شده و با استفاده از ارتعاشات زلزله و میکروترمور، جابه‌جایی نسبی بین طبقات ساختمان‌ها محاسبه گردید. در نهایت، نتایج حاصل با استفاده از HAZUS-MH MR5 به‌عنوان شاخص آسیب پذیری سازه‌ها مقایسه شدند و تطابق حدود ۸۰ تا ۹۰ درصد بین نتایج حاصل از ارتعاشات قوی و نتایج حاصل از میکروترمور مشاهده شد. این موضوع نشان می‌دهد که استفاده از تحلیل ارتعاشات محیطی، می‌تواند به‌عنوان یک روش ارزشمند و کم‌هزینه در ارزیابی آسیب پذیری ساختمان‌ها مورد استفاده قرار گیرد. در نهایت، یک بازه فرکانسی مناسب جهت مطالعات آتی بر روی سازه‌های مشابه این پژوهش ارائه گردید.

**واژگان کلیدی:** آسیب پذیری، ارتعاشات محیطی، ارتعاشات قوی زمین، قاب خمشی فولادی، قاب مهاربندی فولادی، میکروترمور.

## اثرگذاری پارامترهای مختلف در تحلیل آسیب پذیری گروهی از سازه‌های فولادی با استفاده از میکروترمور

شیرین خرم‌جاهد

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، گروه زلزله، دانشکده مهندسی عمران،

دانشگاه سمنان، سمنان، ایران.

Shirin.khorramjahed@yahoo.com

محمدایمان خداکرمی

دانشیار، گروه زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان،

سمنان، ایران

## ۱- مقدمه

ساختمان‌ها، تحت عنوان سند برنامه‌ریزی ایمنی برای مهندسان داوطلب در سال ۱۹۸۸ میلادی، اشاره نمود (ATC 24, 1989). در ادامه روند تحقیقات جامع در زمینه ارزیابی آسیب پذیری لرزه‌ای، در سال ۲۰۰۶ محقق ایتالیایی به نام گیویناززی به بررسی و ارزیابی آسیب پذیری منطقه لگوریا در ایتالیا پرداخت. او برای این کار از مدل پیشرفته و جامع RISK-UE استفاده کرد (Giovinazzi et al., 2006). گروهی از محققین، ضمن مدل‌سازی آسیب پذیری شهر بارسلون در کشور ایتالیا را با استفاده از مدل RISK-UE، و با استفاده از مدل‌های موجود در زمینه تخمین خسارت ارزیابی آسیب پذیری را انجام دادند (Lantada et al., 2008). در ایران هم

قرن پیش، هزاران زلزله در ۷۰ کشور جهان، ۱/۵۳ میلیون نفر را کشته و خسارات فراوانی ایجاد کرد. زلزله پدیده‌های خطرناک است و محققین به دنبال راه‌های کاهش خسارات هستند. ارزیابی آسیب پذیری لرزه‌ای سازه‌ها، پیش‌بینی خسارت آنها در برابر زلزله است. آغاز ارزیابی آسیب پذیری ساختمان‌ها به سال ۱۹۶۰ میلادی، با هدف اصلی ممانعت از لرزش ساختمان‌ها، باز می‌گردد. پس از زلزله ۱۹۷۱ سن‌فرناندو، این ارزیابی‌ها از نظر آسیب اجزای غیرسازه‌ای، اهمیت ویژه‌ای یافت (Jaimes & Candia, 2018). همچنین انتشار فرم‌های گزارش ارزیابی خسارت برای ۱۱ ساختار ویژه عمرانی به همراه

آسان‌ترین روش‌ها برای دستیابی به مشخصات دینامیکی سازه‌ها بدون نیاز به لرزاننده‌های بزرگ و در نتیجه ارزیابی آسیب‌پذیری با استفاده از این امواج است. پیشینه مطالعات ارزیابی آسیب‌پذیری با استفاده از میکروترمور به سال ۱۹۵۰ برمی‌گردد که استفاده از ریزلرزه‌ها به منظور تخمین مشخصات دینامیکی لایه‌های سطحی در اوایل این سال معرفی شد. استفاده از این روش به دلیل عدم شناخت و قطعیت نسبت به منبع ریزلرزه، مورد انتقادهای فراوانی قرار گرفت. کانای از سال ۱۹۵۷ تا ۱۹۶۲ به مطالعه ویژگی‌های لرزه‌ای لایه‌های خاک با استفاده از لرزش‌های کوچک که تحت عنوان میکروترمور مطرح است، پرداخته است.

در سال ۱۹۶۱، با استفاده از برداشت رکورد دو دقیقه‌ای از یک جز افقی ریزلرزش‌ها «منحنی فرکانسی» به دست آمد (Udwadia & Trifunac, 1973). در همین راستا، حسینی هاشمی و ناصرپور (Hosseini Hashemi & Naserpour, 2022) در سال ۱۳۹۶، با استفاده از روش تحلیل تقریبی IDA2SPO به ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های فولادی قاب خمشی آسیب‌دیده پرداختند. جهت تشخیص محل آسیب با استفاده هم‌زمان از شاخص‌های آسیب‌پذیری انرژی و جابه‌جایی، خسروانی و همکاران (Khosraviani et al., 2020) در سال ۱۳۹۷، به‌عنوان روش اول با استفاده از شاخص انرژی فرکانس EDI و پاسخ‌های شتاب سازه به تعیین الگوهای آسیب پرداختند و سپس به منظور ارزیابی روش اولیه، از طریق شاخص آسیب جابه‌جایی که متشکل از قابلیت اعتماد خطا  $\beta$  و شاخص تابع چگالی احتمال نرمال  $G(x)$  با استفاده از پاسخ‌های نسبی جابه‌جایی سازه ASCE، روشی سریع جهت ارزیابی آسیب ارائه دادند. در نهایت با معرفی روش ناکامورا نگاه تازه‌ای به تخمین مشخصات دینامیکی ساختمان‌ها و خاک با ریزلرزه‌ها شد، زیرا نتایج قابل قبول و روشی با اندازه‌گیری ریزلرزه‌ها به دست آمد (Nakamura, 1989).

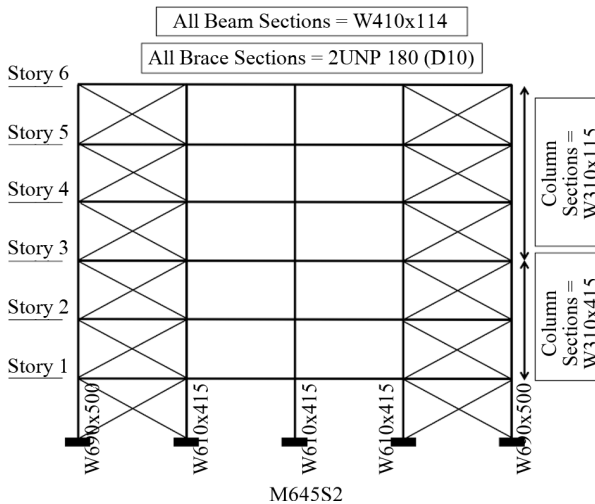
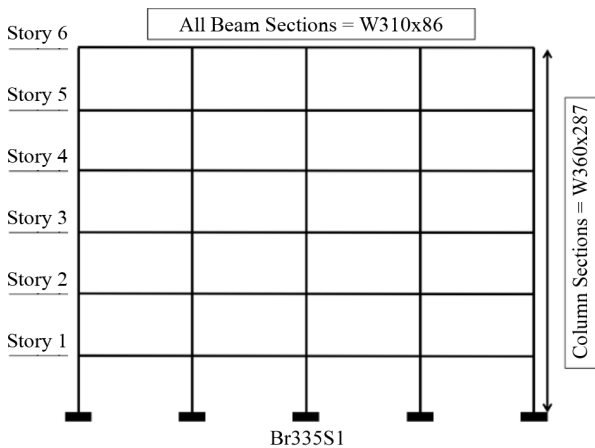
در سال ۲۰۰۰، ناکامورا به منظور تعیین دقت و صحت روش‌های پیشنهادی شاخص آسیب‌پذیری از ریزلرزه‌ها استفاده نمود.

در سال ۱۳۶۹ شمسی، پس از زلزله مصیبت‌بار رودبار و منجیل، تحلیل خطر لرزه‌خیزی ایران و بحث آسیب‌پذیری ساختمان‌ها و بررسی روش‌های مقاوم‌سازی بیش از پیش مورد توجه قرار گرفت. سروقدمقدم و اسکندری (Moghadam & Eskandari, 2004) پس از زلزله بم، پس از مطالعاتی با موضوع اصلی توزیع میزان خرابی در ساختمان‌ها با توجه به شرایطی چون سیستم سازه‌ای، کاربری، خصوصیات استاتیکی و... به ارائه پیشنهادی در خصوص طرحی برای ارزیابی سریع ۵۵۰ ساختمان بنایی، فولادی و سلب پرداختند (Alaee, 2006)؛ همچنین ناطقی الهی (Nateghelahi, 1999) در سال ۱۳۷۷ پژوهشی را در قالب کتابی، با نام «ارزیابی ساختمان‌ها به روش ATC (مطابق با آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش اول)»، در خصوص تمامی مراحل ارزیابی انواع ساختمان‌های استاندارد موجود در کشور بر اساس روش ارزیابی ATC-22 تشریح و گردآوری نمود. در ادامه این مسیر خیرالدین و فامیلی (Kheyroodin & Famili, 2010) در سال ۱۳۸۹ با استفاده از ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش دوم و سوم ساختمان‌های قاب خمشی بتنی با ستون‌های کوتاه را مورد ارزیابی لرزه‌ای قرار دادند. محققین در سال ۱۳۹۳ با استفاده از مدل تصمیم‌گیری کوپراس به مطالعات ارزیابی آسیب‌پذیری موردی روستاهای توابع شهرستان درود پرداختند (Portaheri et al., 2015). حاجی‌پور و محمدزاده (Hajipour & Mohammadzadeh, 2018) در سال ۱۳۹۷ خورشیدی، به ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی با دیوار برشی بتن مسلح پرداخته است.

به‌طور کلی روش‌های ارزیابی آسیب‌پذیری به سه دسته روش ارزیابی کلی، کیفی و چشمی تقسیم می‌شود که از روش‌های ارزیابی کیفی می‌توان به استفاده از میکروترمور اشاره نمود. میکروترمورها عمدتاً با لرزش‌های محیطی مانند ترافیک عبوری، تحریکات ناشی از باد، امواج دریا، ماشین صنعتی و غیره در محل ثبت می‌شوند. مؤلفه حرکت قائم میکروترمورها عمدتاً از امواج ریلی تشکیل شده در حالی که مؤلفه‌های حرکت افقی شامل امواج ریلی و لاو می‌باشند که استفاده از آن جزو

لرزه‌زمین‌ساختی فراوان، در معرض خطرات طبیعی قرار دارد. بررسی و مطالعات آسیب‌پذیری به منظور کاهش تلفات مالی و جانی در این کشور اهمیت زیادی دارد. استفاده از امواج میکروترمور به عنوان یک روش کم‌هزینه و قابل اعتماد برای ارزیابی خطر زلزله در ایران مورد بررسی قرار گرفته است.

جهت تعیین میزان قابل اعتماد بودن نتایج ارزیابی آسیب‌پذیری با استفاده از میکروترمور، در این تحقیق گروهی از ساختمان‌ها مورد بررسی قرار گرفته است. به همین منظور ۲۷ سازه قاب خمشی فولادی و ۲۷ سازه قاب مهاربندی فولادی با مشخصات متفاوت طراحی و سپس مدل شدند (دو نمونه از قاب‌های مدل شده در شکل ۱ آمده است) و تحت امواج زلزله و میکروترمور آنالیز شده‌اند و با استفاده از پاسخ‌های به‌دست آمده و HAZUS رده آسیب آنها به دست می‌آید و با یکدیگر مقایسه می‌شود و بازه فرکانسی مناسبی جهت استفاده از میکروترمور معرفی می‌گردد.



شکل (۴): دو نمونه از قاب‌های مدل شده.

حاصل نتایج این تحقیقات بیانگر این است که مشخصات پاسخ سازه‌ای ناشی از زلزله به‌خوبی با مشخصات به‌دست آمده از ریزلرزه‌ها مطابقت دارد و می‌توان از ریزلرزه‌ها به‌منظور تخمین آسیب‌پذیری ساختمان‌ها در زلزله‌های آتی استفاده کرد (Nakamura, 2000).

مخبری (Mokhberi, 2019)، برای تخمین فرکانس طبیعی ساختمان از روابط تجربی حاصل از تحلیل نسبت طیفی میکروترمورها استفاده کرد. وی در تحقیق خود، به بررسی عوامل مؤثر بر تغییر فرکانس طبیعی سازه مانند عمر سازه و مسائل اجرایی پرداخت و در همین راستا، از دو روش تجربی و عددی استفاده کرد، در ابتدا مقادیر فرکانس طبیعی حاصل از محاسبه نسبت طیفی H/V میکروترمور مربوط به ۱۲ ساختمان شامل ۶ ساختمان نوساز و ۶ ساختمان قدیمی در شهر شیراز تخمین زد و سپس با استفاده از دو روش تحلیلی و تجربی روابط همبستگی میان فرکانس تشدید با طبقات تخمین زد و طبق نتایج این پژوهش، از داده‌های میکروترمور می‌توان برای تحلیل پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌ها استفاده نمود و در ۱۴۰۳، خرم‌جاهد و خداکرمی (Khorrarnjahed & Khodakarami, 2024) با تحلیل با میکروترمور برای گروهی از سازه‌های فولادی به نتایج خوبی دست یافتند.

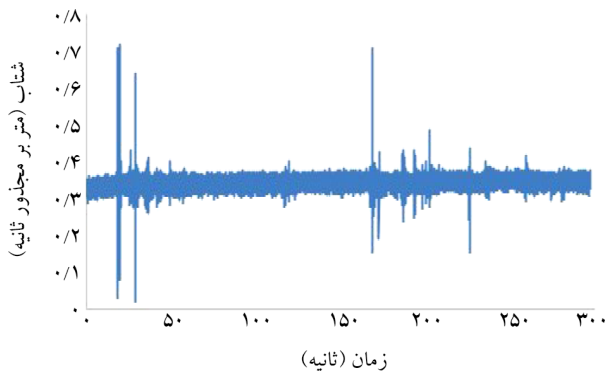
در این مقاله ابتدا ۲۷ سازه قاب خمشی فولادی و ۲۷ سازه قاب مهاربندی فولادی در نرم‌افزار ETABS طراحی شده، سپس یکی از قاب‌های سازه‌ها به انتخاب در نرم‌افزار OpenSEES به صورت دو بعدی مدل‌سازی شده است و تحت ارتعاش زلزله و میکروترمور قرار گرفته و تحلیل شده است و در نهایت نتایج این دو تحلیل جهت بررسی میزان قابل اعتماد بودن نتایج میکروترمور در فضای واقعی برای سازه‌های قاب خمشی و مهاربندی فولادی با کمک از دستورالعمل هازوس ۳ (HAZUS-MH MR5) مورد بررسی قرار گرفته است.

## ۲- بیان مسئله و روش انجام کار

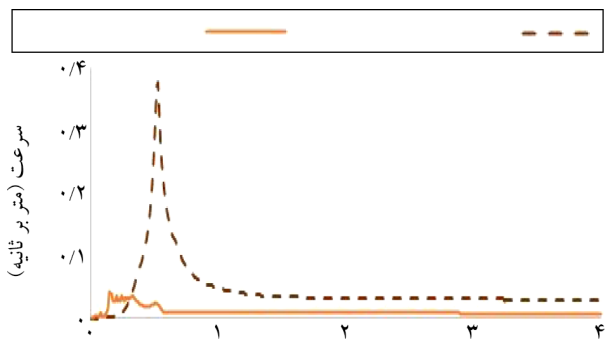
ایران به‌عنوان یک کشور با زمین‌ساخت پیچیده و فعالیت‌های

$$\gamma_j = \frac{\delta_j - \delta_{j-1}}{h_j} = \frac{\alpha_{sj} - \alpha_{sj-1}}{4\pi^2 F_s^2 h_j} \quad (2)$$

$$\alpha_{sj} = A_{sj} \cdot \alpha_g = A_{sj} \cdot A_g \cdot \alpha_b = A_{sgj} \cdot \alpha_b \quad (3)$$

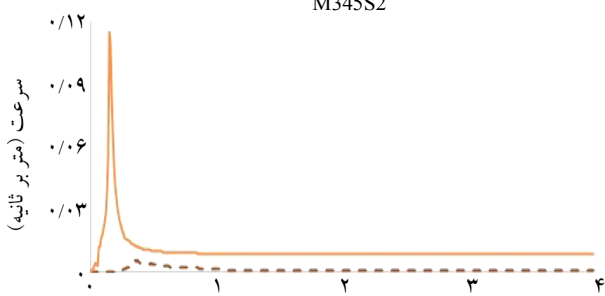


شکل (۲): شتاب‌نگاشت ارتعاشات محیطی.



زمان (ثانیه)

M345S2



زمان (ثانیه)

Br335S2

شکل (۳): دو نمونه از طیف‌های سرعت مستخرج شده برای محاسبات ارتعاشات قوی.

روش انجام کار بدین شکل است که ابتدا مدل‌ها مانند آنچه در قسمت معرفی مدل و ارتعاشات وارده گفته خواهد شد طراحی و مدل می‌شوند. سپس شش زلزله معرفی شده در قسمت معرفی مدل و ارتعاشات وارده، با استفاده از مشخصات خاک آورده شده در جدول (۱) شش در نرم‌افزار دیپ‌سویل ۴ به دو دوره بازگشت ۴۷۵ سال (زلزله سطح طراحی مینا) و ۲۴۷۵ سال (حداکثر زلزله محتمل ۶) که حداکثر شتاب آنها به ترتیب به  $0.35g$  و  $0.58g$  رسیده است، مقیاس شده‌اند. این شش زلزله مقیاس شده و ارتعاشات محیطی مانند آنچه در ادامه توضیح داده خواهد شد به سازه‌ها اعمال شده و خروجی جابه‌جایی نسبی میان طبقه‌ای به دست می‌آید.

در ابتدا، رکورد ارتعاشات محیطی که شتاب‌نگاشت آن در شکل (۲) آمده است مانند زلزله به پای سازه اعمال می‌شود، نتایج شتاب‌نگاشت سازه‌ها تحت اثر ارتعاشات محیطی به دست می‌آید. این نتایج شتاب‌نگاشت با استفاده از نرم‌افزار سائز موسیگنال ۷ در دو بازه فرکانسی ۱ تا ۳ هرتز یا همان میکروترمور و بازه فرکانسی بیش از ۳ هرتز یا همان ارتعاشات قوی فیلتر شده، طیف سرعت آن (دو نمونه از طیف‌های سرعت به دست آمده در شکل (۳) قابل مشاهده می‌باشند) استخراج شده و پارامترهای ناکامورا به دست می‌آید و با استفاده از فرمول‌ها و روش ناکامورا (Nakamura, 1989) که خلاصه آن را در ادامه خواهید دید خروجی جابه‌جایی نسبی میان طبقه‌ای به دست می‌آید. جابه‌جایی افقی  $\delta_j$  مانند فرمول (۱) به دست می‌آید:

$$\delta_j = \frac{\alpha_{sj}}{(2\pi F_s)^2} \quad (1)$$

$F_s$  فرکانس غالب ساختار است. زاویه دریافت طبقه بری زمین طبقه  $\gamma_j$ ، به صورت زیر بیان می‌شود:

جدول (۱): مشخصات خاک (Standard No.2800-14).

نام خاک	چگالی (کیلوگرم بر متر مکعب)	مدول برشی (مگاپاسکال)	مدول یانگ (مگاپاسکال)	سرعت موج برشی (متر بر ثانیه)	ضریب پواسون
نوع ۱	۲۰۰۰	۱۲۸۰/۷۶	۳۳۳۰	۸۰۰	۰/۳
نوع ۲	۱۹۰۰	۴۷۵/۹۲	۱۲۸۵	۵۰۰	۰/۳۵
نوع ۳	۱۹۰۰	۷۶/۲۹	۲۰۶	۲۰۰	۰/۳۵

$$\gamma_j = 10^4 \cdot \frac{(A_{sj} - A_{sj-1})}{4\pi^2 F_s^2 \cdot h_j} \cdot \alpha_b \quad (4)$$

از رابطه (۴) مقدار  $K_{Tgj}$  (نماینده شاخص آسیب‌پذیری زمین و ساختمان است) به صورت زیر تعریف شده است.

$$K_{Tgj} = 10^4 \cdot \frac{(A_{sj} - A_{sgj-1})}{4\pi^2 F_s^2 \cdot h_j} \quad (5)$$

که اگر واحد  $K$  را  $1/Gal$  در نظر بگیریم، رابطه به شکل زیر خواهد شد:

$$K_{Tj} = 10^4 \cdot \frac{(A_{sj} - A_{sj-1})}{4\pi^2 F_s^2 \cdot h_j} \quad (6)$$

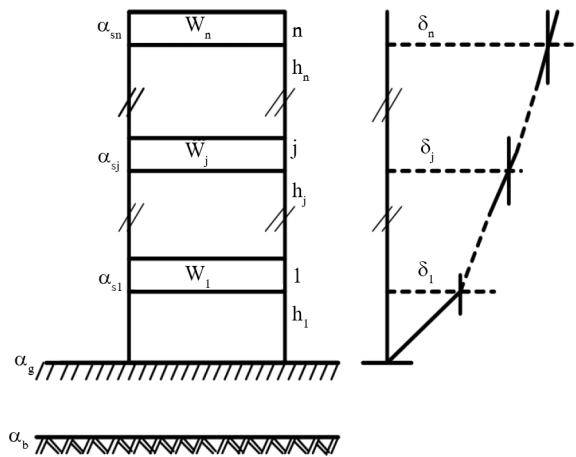
در ادامه طبق جدول (۲) نوع سازه‌ها مشخص می‌شود. سپس با استفاده از جابه‌جایی‌های نسبی میان طبقه‌ای میانگین به دست آمده از تحلیل سازه‌ها و بر اساس دستورالعمل هازوس و جدول (۳) رده آسیب هر یک از سازه‌ها به دست می‌آید.

مدل زلزله هازوس به منظور تخمین خسارت برای استفاده توسط فدرال، ایالت و دولت‌های منطقه‌ای و محلی طراحی شده است، که در واقع برای برنامه‌ریزی در زمینه کاهش خطر زلزله، آمادگی در موارد اورژانس و مقابله و بازسازی را فراهم می‌کند (HAZUS-MH MR5).

مجموعه فرمول‌های ریاضی، شدت و بزرگی لرزش زمین، میزان خسارت، تعداد تلفات، تعداد افراد آواره شده توسط سازه‌های آسیب‌دیده و ایجاد اختلال و خسارات اقتصادی ناشی

در رابطه (۳)  $A_{sj}$ ,  $A_g$  به ترتیب ضریب بزرگنمایی برای طبقه همکف و  $\lambda_m$  سازه هستند.  $A_{sj}$  از  $S_{jh}$  و  $S_{gh}$  مشتق شده است که به ترتیب طیف افقی طبقه  $\lambda_m$  و طبقه همکف هستند. و  $A_{sgj}$  از نسبت  $S_j$  و طیف عمودی طبقه همکف به دست می‌آید و تشکیل شده است از ضریب بزرگنمایی سطح زمین و سازه  $\alpha_b$  و  $\alpha_g$  به ترتیب شتاب افقی طبقه زیرزمین و سطح تراز زمین هستند. شمایی از اشکال مودی طبقه  $\lambda_m$  سازه و یکسری از پارامترها در شکل (۴) آمده است.

اگر مقدار  $\gamma_j$ ، 6-10 باشد،  $h_j$  متر است و شتاب با واحد  $Gal$  (cm/s<sup>2</sup>) اندازه‌گیری می‌شود، پس با تنظیم واحد به صورت رابطه (۴) خواهد شد:



شکل (۴): شمایی از اشکال مودی طبقه  $\lambda_m$  سازه.  $\delta$  جابه‌جایی افقی،  $W$  وزن طبقه  $j$ ،  $h_j$  ارتفاع ستون  $\lambda_m$ ،  $\alpha_b$ ,  $\alpha_g$ ,  $\alpha_{sj}$

جدول (۲): دسته‌بندی سازه‌ها بر اساس HAZUS

نوع ساختمان	قاب خمشی فولادی			قاب مهاربندی فولادی		
	سه طبقه	شش طبقه	دوازده طبقه	سه طبقه	شش طبقه	دوازده طبقه
HAZUS	S1L	S1M	S1H	S2L	S2M	S2H

جدول (۳): رده آسیب سازه‌ها بر اساس HAZUS

نوع ساختمان	حد نهایی جابه‌جایی نسبی برای یافتن رده آسیب			
	Complete	Extensive	Moderate	Slight
S1L	۰/۰۸۰۰	۰/۰۳۰۰	۰/۰۱۲۰	۰/۰۰۶۰
S1M	۰/۰۵۳۳	۰/۰۲۰۰	۰/۰۰۸۰	۰/۰۰۴۰
S1H	۰/۰۴۰۰	۰/۰۱۵۰	۰/۰۰۶۰	۰/۰۰۳۰
S2L	۰/۰۸۰۰	۰/۰۳۰۰	۰/۰۱۰۰	۰/۰۰۵۰
S2M	۰/۰۵۳۳	۰/۰۲۰۰	۰/۰۰۶۷	۰/۰۰۳۳
S2H	۰/۰۴۰۰	۰/۰۱۵۰	۰/۰۰۵۰	۰/۰۰۲۵

خمشى فولادى و نيم ديگر سيستم قاب مهاربندى فولادى، سيستم سقف

تيرچه بلوك، ارتفاع طبقات ۳/۵ متر، دهانه‌هاى ۵ متری، بار مرده ۶۰۰ كيلوگرم بر مترمربع و بار زنده ۲۰۰ كيلوگرم بر مترمربع و با موقعیت مکانی شهر تهران، به تفکیک تعداد طبقه (۳، ۶ و ۱۲ طبقه) و تعداد دهانه (۳، ۴ و ۵) دهانه و نوع تپ خاک بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ (خاک تپ یک، دو و سه) بر اساس آیین‌نامه AISC 610-10 در نرم‌افزار ETABS طراحی شده‌اند. سپس از هر یک از سازه‌های طراحی شده یک قاب به انتخاب در نرم‌افزار OpenSEES به شکل دو بعدی مدل‌سازی شده است و با استفاده از زلزله‌ها و ارتعاشات محیطی تحلیل می‌شوند. مشخصات قاب‌های مدل شده در جداول (۵) و (۶) آمده است.

برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی، جهت انتخاب شتاب‌نگاشت‌های اعمال شده به مدل‌ها از مفهوم محتوای فرکانسی زلزله استفاده شده است. رکوردهای زلزله بر مبنای محتوای فرکانسی و با توجه به نسبت PGA/PGV، سه دسته محتوای فرکانسی بالا، متوسط و پایین بخش‌بندی می‌شوند که این بدان معناست که اگر  $PGA/PGV \leq 0.8$ ، زلزله در دسته فرکانس پایین،  $0.8 < PGA/PGV \leq 1.2$  در دسته فرکانس متوسط و  $PGA/PGV > 1.2$  در دسته فرکانس بالا قرار دارد (FEMA 356, 2000). در این تحقیق از شش شتاب‌نگاشت از زلزله‌های گذشته با محتوای فرکانسی متفاوت استفاده شده است، آن‌گونه که از هر محتوای فرکانسی گفته شده دو شتاب‌نگاشت برای تحلیل‌ها استفاده شده است. مشخصات این شتاب‌نگاشت‌ها در جدول (۴) ارائه شده است. شتاب‌نگاشت ارتعاشات محیطی در شکل (۲) آمده است.

#### ۴- صحت‌سنجی

صحت‌سنجی انجام شده مدل‌سازی یک سازه قاب خمشی ویژه ۴ طبقه با مشخصات شکل (۵) با استفاده از مقاله صحت‌سنجی در محیط نرم‌افزار OpenSEES تحت زلزله‌ای به شکل (۶) مدل‌سازی و تحلیل شده است (Raychowdhury & Ray-Chaudhuri, 2015).

از زلزله از GIS استفاده می‌شود. برای هر حالت خرابی ( $d_s$ ) و برای یک تغییر مکان طیفی ( $s_d$ )، احتمال بزرگ‌تر یا مساوی شدن حالت خرابی از توزیع نرم لگاریتمی به صورت معادله زیر محاسبه می‌شود (HAZUS-MH MR5):

$$P\left(\frac{d_s}{s_d}\right) = \Psi\left[\frac{1}{\beta_{d_s}} \ln\left(\frac{s_d}{s_{d_s}}\right)\right] \quad (7)$$

که در آن  $\Psi$  تابع توزیع نرمال استاندارد،  $s_d$  جابه‌جایی غیرخطی به دست آمده،  $\beta_{d_s}$  استاندارد لگاریتم طبیعی جابه‌جایی طیفی حالت خسارت و  $s_{d_s}$  مقدار میانه جابه‌جایی طیفی که در آن ساختمان به آستانه حالت خسارت می‌رسد، است. همچنین محاسبات میکروترمور با استفاده از شاخص آسیب‌پذیری ناکامورا به فرمول زیر استفاده شده است (Nakamura, 1989):

$$k = \frac{A_0^*}{(2\pi f_0)^2 \times h} \quad (8)$$

$A_0^*$ : دامنه طیف پاسخ،  $f_0$ : فرکانس غالب،  $h$ : ارتفاع سازه. لازم به توضیح است که نتایج نهایی بر اساس بخش ۱۵-۳۸ HAZUS که می‌توان حدود ۲۵ درصد مقدار ظرفیت پاسخ‌های دستورالعمل را برای طراحی به صورت High code افزایش داد و رده آسیب سازه‌ها را با ۲۵ درصد خطا محاسبه نمود، به دست آمده است. همچنین میانگین بیشینه جابه‌جایی نسبی سازه‌ها تحت زلزله‌ها با روابط (۹) و (۱۰) به دست می‌آید:

$$\bar{u}_i = \frac{1}{6} \sum_{j=1}^6 u_{ij} \quad (9)$$

$$\bar{u} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \bar{u}_i \quad (10)$$

که در این فرمول‌ها  $\bar{u}_i$  میانگین بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقه  $i$ ام تحت تمام زلزله‌ها،  $u_{ij}$  جابه‌جایی نسبی طبقه  $i$ ام تحت زلزله  $j$  و  $\bar{u}$  بیشینه جابه‌جایی نسبی میانگین سازه است.

#### ۳- معرفی مدل و ارتعاشات وارده

سازه‌های مورد بررسی در این مقاله با در نظر گرفتن مشخصاتی چون کاربری مسکونی، نیمی سیستم مهار جانبی قاب

جدول (۴): مشخصات زلزله‌های وارده (PEER)

نام زلزله	سال	نام ایستگاه	بزرگا	مدت زمان	PGA (g)	PGA/PGV	محتوای فرکانسی
Kocaeli	۱۹۹۹	Yarimca	۷/۵۱	۳۴/۹۹۵	۰/۲	۰/۴۵۶	پایین
Northridge	۱۹۹۴	LA-Chalon Rd	۶/۶۹	۳۱/۰۶	۰/۱۸۳	۰/۶۱۲	پایین
Landers	۱۹۹۲	Boron Fire Station	۷/۲۸	۳۹/۹۸	۰/۰۹	۰/۹۴۳	متوسط
San fernando	۱۹۷۲	Pasanda-CIT Athenaeum	۶/۶۱	۲۸/۵۶	۰/۱۰۹	۰/۹۹	متوسط
Loma Prieta	۱۹۸۹	Hayward-BART Sta	۶/۹۳	۳۹/۹۸۵	۰/۱۲۸	۱/۳۸	بالا
Friuli_Italy 01	۱۹۷۶	Feltre	۶/۵	۲۰	۰/۴۷۸	۱/۵۳	بالا

جدول (۵): مشخصات مدل‌های قاب خمشی فولادی.

نام قاب	مقطع تیر	مقطع ستون
M335S1*	W250×101	W310×202
M335S2	W250×89	W310×179
M335S3	W250×89	W360×162
M345S1	W250×89	W310×202
M345S2	W250×89	W310×202
M345S3	W250×115	W310×253
M355S1	W250×101	W310×253
M355S2	W250×115	W310×226
M355S3	W310×97	W360×287
M635S1	W310×86	W360×216
M635S2	W310×86	W360×237
M635S3	W360×101	طبقات ۳ تا ۱ W360×262
M645S1	W310×86	W360×262
M645S2	W310×86	W360×287
M645S3	طبقات ۳ تا ۱ W310×117	W310×314 طبقات ۶ تا ۳ W310×79
M655S1	W310×79	W360×287
M655S3	W310×97	W360×314
M655S3	طبقات ۳ تا ۱ W310×107	W360×347 طبقات ۶ تا ۳ W310×86
M1235S1	W610×217 طبقات ۸ تا ۱	W690×350 طبقات ۱۲ تا ۸
M1235S2	W610×217	W690×350
M1235S3	W610×217	طبقات ۸ تا ۱ W760×389
M1245S1	W610×285	W690×217 W690×384
M1245S2	W610×341	W690×217 W690×457
M1245S3	W690×170	W690×217 W760×531
M1255S1	W610×307	W690×217 W690×457
M1255S2	W610×341	W690×217 W690×457
M1255S3	W690×240	W690×217 W760×484

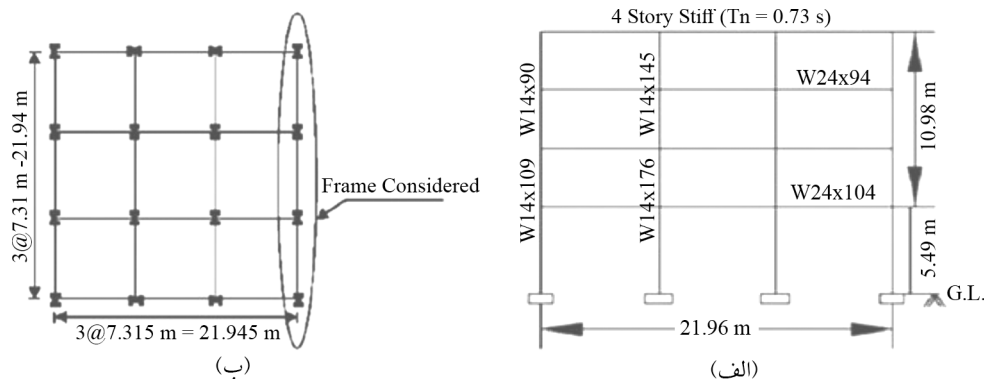
\* جزئیات نام‌گذاری بدین ترتیب است که در ابتدا برای سازه‌های قاب خمشی فولادی M و برای قاب مهاربندی فولادی Bt می‌آید و پس از آن شماره‌ها به ترتیب نشان‌دهنده تعداد طبقات، تعداد دهانه، طول دهانه و S1, S2 و S3 نمایانگر نوع خاک هستند.

جدول (۶): قاب خمشی فولادی: مشخصات مدل‌های

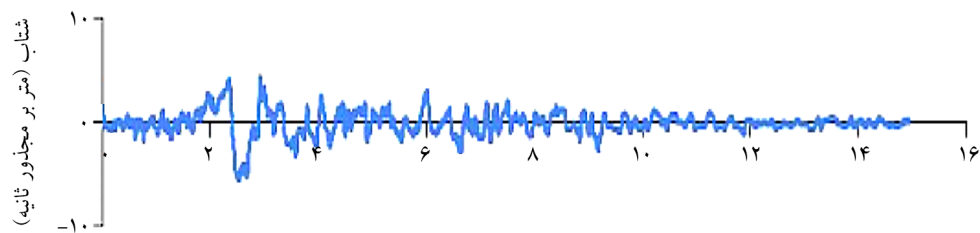
نام قاب	مقطع مهاربند	مقطع تیر	مقطع ستون
Br335S1	2UNP80(D8)	W200×86	W310×143
Br335S2	2UNP80(D8)	W200×86	W310×179
Br335S3	2UNP80(D8)	W200×86	W310×179
Br345S1	2UNP100(D8)	W310×74	W360×216
Br345S2	2UNP100(D8)	W310×86	W360×216
Br345S3	2UNP100(D8)	W310×97	W360×237
Br355S1	2UNP120(D10)	W310×86	W360×262
Br355S2	2UNP120(D10)	W310×117	W360×262
Br355S3	2UNP120(D10)	W310×79	W460×315
Br635S1	2UNP100(D10)	W360×57.5	W460×260
Br635S2	2UNP100(D12)	W360×64	W460×286
Br635S3	2UNP120(D10)	W410×46.1	طبقات ۱ تا ۳ W460×349
Br645S1	2UNP120(D15)	طبقات ۱ تا ۴ W410×100	طبقات ۵ تا ۶ W460×213
Br645S2	2UNP140(D15)	W410×60	طبقات ۱ تا ۳ W610×415
Br645S3		در شکل ۱، سمت بالا نشان داده شده است.	
Br655S1	2UNP140(D12)	W530×72	W760×484
Br655S2	2UNP160(D10)	طبقات ۱ تا ۳ W610×155	طبقات ۴ تا ۶ W610×217
Br655S3	2UNP220(D15)	W610×92	طبقات ۱ تا ۲ W920×725
Br1235S1	2UNP120(D15) 2UNP140(D15)	طبقات ۱ تا ۸ W690×125	طبقات ۹ تا ۱۲ W410×100
Br1235S2	2UNP120(D10) 2UNP140(D10)	W410×60	طبقات ۱ تا ۲ W920×656
Br1235S3	2UNP120(D10) 2UNP160(D10)	W310×60	طبقات ۱ تا ۶ W920×970
Br1245S2	2UNP120(D15) 2UNP140(D12)	W310×117	W840×576 W610×415
Br1245S2	2UNP80(D15) 2UNP120(D15)	W310×117	طبقات ۱ تا ۴ W920×787
Br1245S3	2UNP80(D10)	W310×117	طبقات ۱ تا ۶ W920×970
Br1255S1	2UNP120(D12)	W360×64	W610×415
Br1255S2	2UNP140(D12)	W360×64	W610×415
Br1255S3	2UNP160(D10)	W360×64	W610×415

به شکل مستقیم انجام شده است و طیف شکل (۷) استخراج شده است. بر اساس این طیف مقدار بیشینه طیف شتاب این پژوهش ۰/۰۳ در ثانیه ۱/۱۸ است که با مقدار ۵۸/۰۲ در ثانیه ۰/۹۸ تطابق خوبی دارد.

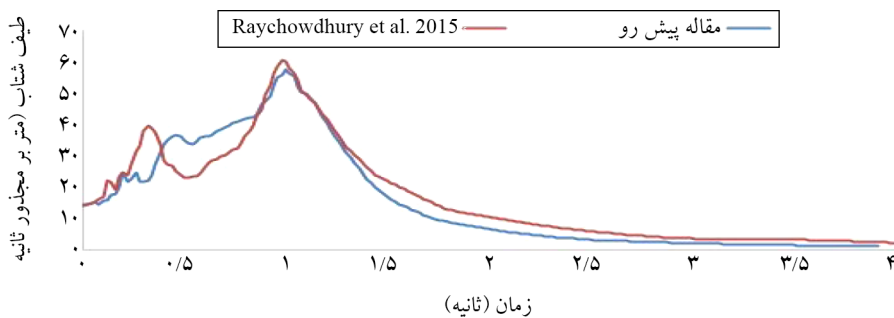
خاک مدل شده در این مقاله، از نوع تیپ سه با چگالی خاک ۱۸ کیلونیوتن بر متر مکعب زاویه اصطکاک ۳۶ درجه، نسبت پواسون ۰/۳۵، مدول برشی ۵۰ مگانیوتن بر متر مربع می‌باشد. لازم به ذکر است که به دلیل رفتار غیرخطی خاک و سازه، مدل‌سازی



شکل (۵): مشخصات قاب مدل شده (الف) قاب مدل و (ب) پلان مدل، مدل مقاله صحت‌سنجی (Raychowdhury et al. 2015).



شکل ۶: رکورد زمین‌لرزه اعمال شده به مدل (Raychowdhury et al. 2015).



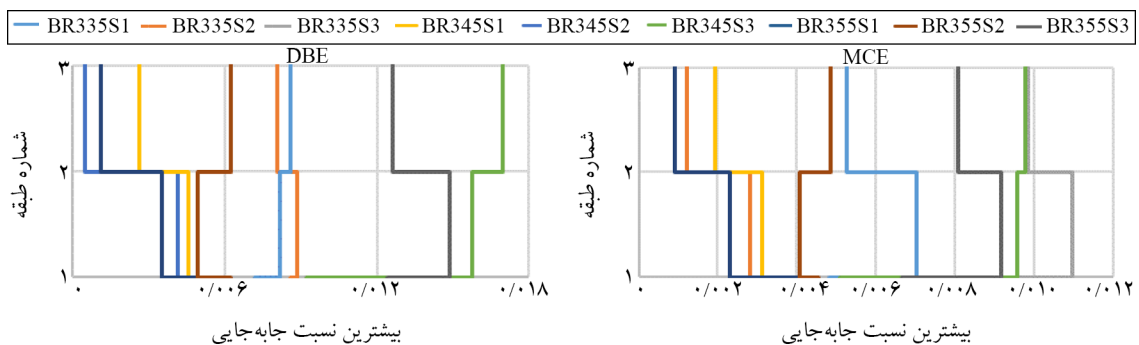
شکل (۷): طیف شتاب طبقه پنجم.

### ۵-۱- نتایج میانگین جابه‌جایی نسبی طبقات تحت اثر زلزله

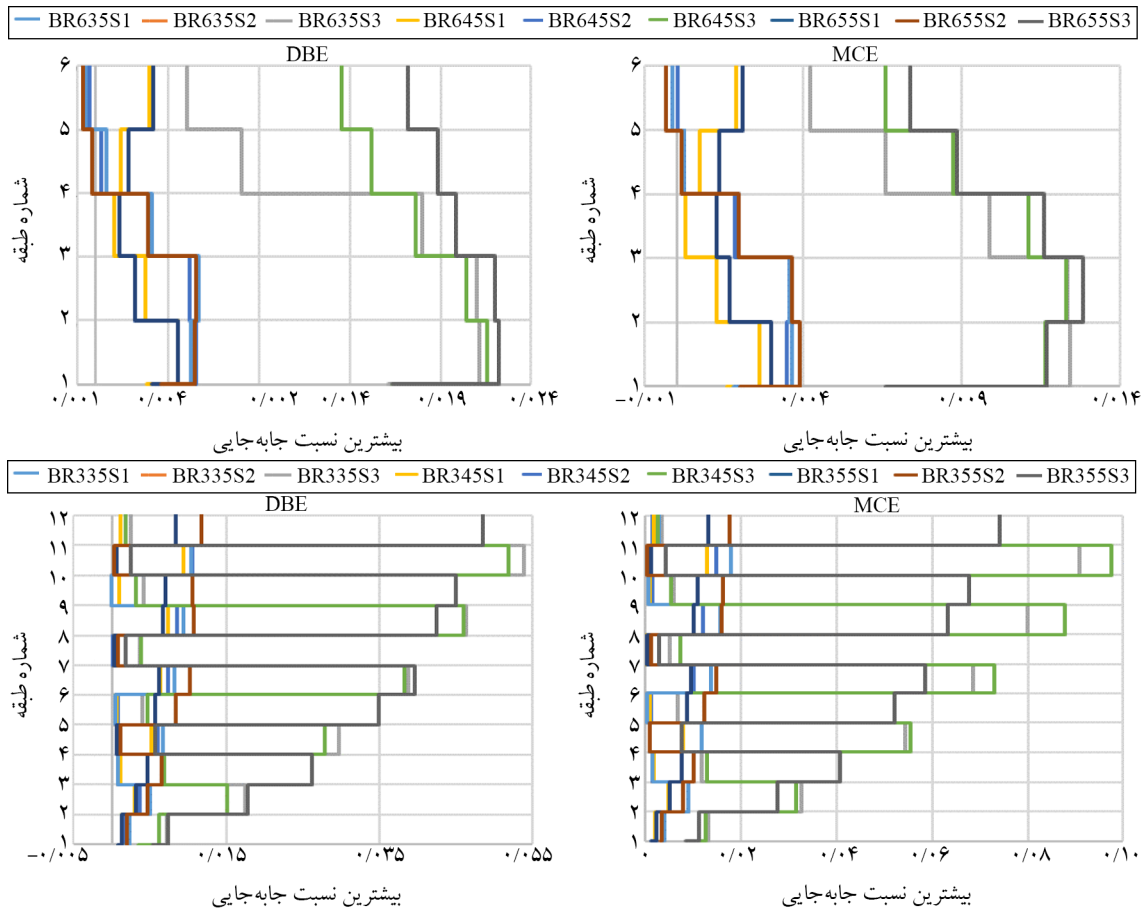
نتایج میانگین جابه‌جایی نسبی طبقات در شکل‌های (۸) و (۹) به تفکیک نوع سیستم مهار جانبی آمده است.

### ۵- نتایج به‌دست‌آمده

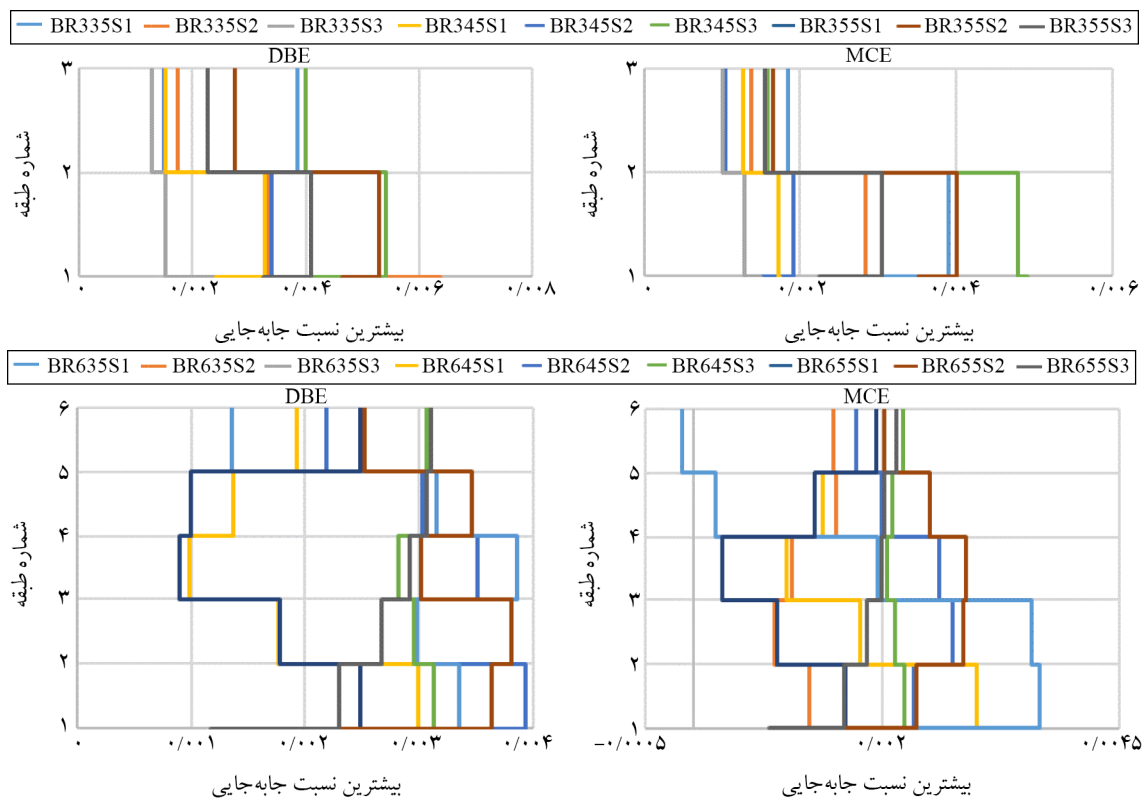
نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل ساختمان‌ها در سه بخش زیر به تفکیک آمده است:



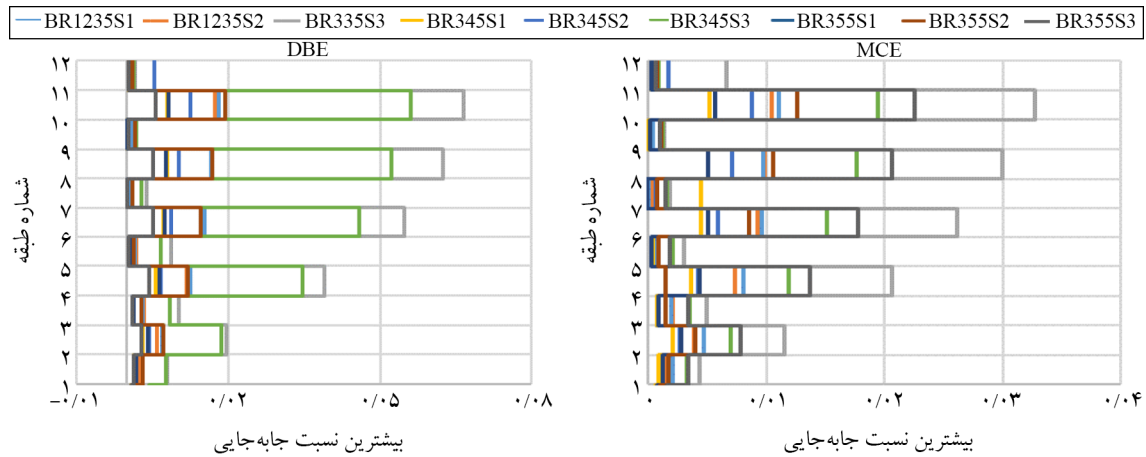
شکل (۸): میانگین جابه‌جایی نسبی طبقات قاب‌خمش فولادی تحت اثر زلزله.



ادامه شکل (۸).



شکل (۹): میانگین جابه‌جایی نسبی طبقات قاب مهاربندی فولادی تحت اثر زلزله.



ادامه شکل (۹).

### ۳-۵- رده‌های آسیب به‌دست‌آمده با استفاده از HAZUS

در نهایت رده‌های آسیب به‌دست‌آمده از تحلیل‌ها بر اساس دستورالعمل HAZUS و همان‌گونه که پیش‌تر توضیح داده شد استخراج شد و در جدول (۹) قابل مشاهده است.

### ۲-۵- نتایج پیشینه جابه‌جایی نسبی سازه‌ها

نتایج پیشینه جابه‌جایی به‌دست‌آمده از تحلیل ساختمان‌ها با استفاده از امواج زلزله و امواج میکروترمور در جداول (۷) و (۸) آمده است.

جدول (۷): پیشینه جابه‌جایی نسبی سازه‌های قاب خمشی فولادی تحت ارتعاشات محیطی و ارتعاشات قوی و زلزله در سطوح خطر مختلف.

نام سازه	ارتعاشات قوی		میکروترمور		زلزله	
	DBE	MCE	DBE	MCE	DBE	MCE
M335S1	0.0026	0.0044	0.0240	0.0404	0.0026	0.0032
M335S2	0.0029	0.0049	0.0235	0.0396	0.0061	0.0085
M335S3	0.0024	0.0041	0.0179	0.0290	0.0098	0.0226
M345S1	0.0028	0.0047	0.0340	0.0574	0.0028	0.004
M345S2	0.0026	0.0043	0.0212	0.0357	0.0057	0.008
M345S3	0.0031	0.0052	0.0212	0.0357	0.0081	0.014
M355S1	0.0015	0.0026	0.0115	0.0194	0.0024	0.0033
M355S2	0.0026	0.0043	0.0179	0.0301	0.0045	0.0058
M355S3	0.0018	0.0041	0.0228	0.3844	0.008	0.0133
M635S1	0.0012	0.0021	0.0092	0.0155	0.0018	0.0026
M635S2	0.0044	0.0075	0.0088	0.0148	0.0019	0.003
M635S3	0.0038	0.0064	0.0088	0.0148	0.0089	0.0149
M645S1	0.0045	0.0075	0.0092	0.0155	0.0014	0.0026
M645S2	0.0042	0.0071	0.01133	0.0190	0.0018	0.003
M645S3	0.0047	0.0079	0.0233	0.0393	0.0095	0.00175
M655S1	0.0052	0.0087	0.0183	0.0309	0.0019	0.0027
M655S2	0.0052	0.0087	0.0187	0.0315	0.0019	0.0028
M655S3	0.0043	0.0072	0.0188	0.0318	0.0098	0.0194
M1235S1	0.0031	0.0052	0.0223	0.0376	0.0036	0.005
M1235S2	0.0027	0.0047	0.0132	0.0222	0.004	0.0069
M1235S3	0.0026	0.0044	0.0153	0.0258	0.0183	0.0319
M1245S1	0.0025	0.0042	0.0143	0.0241	0.0032	0.0045
M1245S2	0.0022	0.0036	0.0132	0.0222	0.004	0.0069
M1245S3	0.0029	0.0048	0.0161	0.0214	0.0174	0.0337
M1255S1	0.0021	0.0036	0.0117	0.0197	0.0038	0.006
M1255S2	0.0021	0.0036	0.01323	0.0222	0.0058	0.0087
M1255S3	0.0024	0.004	0.0119	0.0200	0.0231	0.0349

جدول (۸): پیشینه جابه‌جایی نسبی سازه‌های قاب مهاربندی فولادی تحت ارتعاشات محیطی و ارتعاشات قوی و زلزله در سطوح خطر مختلف.

زلزله		میکروترمور		ارتعاشات قوی		نام سازه
DBE	MCE	DBE	MCE	DBE	MCE	
0.0015	0.0019	0.0035	0.0067	0.0013	0.0021	Br335S1
0.0023	0.0038	0.0036	0.0062	0.0011	0.0019	Br335S2
0.0013	0.0023	0.0036	0.0075	0.0011	0.0019	Br335S3
0.0016	0.0024	0.0038	0.0064	0.0022	0.0037	Br345S1
0.0029	0.0038	0.0040	0.0082	0.0057	0.0097	Br345S2
0.0038	0.0043	0.0043	0.0096	0.0062	0.0105	Br345S3
0.0015	0.0024	0.0045	0.0101	0.0023	0.004	Br355S1
0.0031	0.0042	0.0058	0.0154	0.0032	0.0053	Br355S2
0.0023	0.0032	0.0046	0.0111	0.0012	0.002	Br355S3
0.0012	0.0018	0.0071	0.0159	0.0025	0.0042	Br635S1
0.0021	0.0031	0.0071	0.0158	0.0024	0.0041	Br635S2
0.0019	0.0034	0.0048	0.0107	0.0038	0.0064	Br635S3
0.0018	0.002	0.0048	0.0106	0.0048	0.008	Br645S1
0.0018	0.0028	0.0058	0.0132	0.0066	0.0112	Br645S2
0.002	0.0027	0.0050	0.0114	0.0038	0.0065	Br645S3
0.0012	0.0017	0.0073	0.0165	0.0006	0.0011	Br655S1
0.0023	0.0031	0.0084	0.0191	0.0054	0.0091	Br655S2
0.0017	0.0025	0.0016	0.0034	0.0028	0.0046	Br655S3
0.0029	0.0046	0.0168	0.0394	0.0013	0.0022	Br1235S1
0.0039	0.0064	0.0231	0.0186	0.0015	0.0025	Br1235S2
0.0122	0.0234	0.0168	0.0398	0.0018	0.0031	Br1235S3
0.002	0.003	0.0076	0.0178	0.001	0.0018	Br1245S1
0.0042	0.0067	0.0078	0.0181	0.0089	0.0015	Br1245S2
0.0071	0.0201	0.0062	0.0141	0.0015	0.0026	Br1245S3
0.003	0.0032	0.0071	0.0166	0.0008	0.0013	Br1255S1
0.0042	0.0068	0.0063	0.0149	0.0004	0.0006	Br1255S2
0.008	0.0182	0.0057	0.0133	0.001	0.0016	Br1255S3

جدول (۹): رده آسیب قاب‌های خمشی فولادی طبق معیار HAZUS به تفکیک نوع سازه، تحت ارتعاشات محیطی و زلزله در سطوح خطر مختلف.

زلزله		میکروترمور		ارتعاشات قوی		نام سازه
DBE	MCE	DBE	MCE	DBE	MCE	
	S	M	E			M335S1
	S	M	E			M335S2
	M	M	M			M335S3
	S	E	E			M345S1
S	S	M	E	S	S	M345S2
	M	M	E			M345S3
	S	S	M			M355S1
	S	M	E			M355S2
	M	M	E			M355S3
S	S	M	M		S	M635S1
S	S	M	M		S	M635S2
M	M	M	M		S	M635S3
S	S	M	M		S	M645S1
S	S	M	M	S	S	M645S2
M	M	E	E		S	M645S3
S	S	M	E		M	M655S1
S	S	M	E		M	M655S2
M	M	M	E		M	M655S3

ادامه جدول (۹).

زلزله		میکروترمور		ارتعاشات قوی		نام سازه
DBE	MCE	DBE	MCE	DBE	MCE	
S	S	E	E			M1235S1
S	M	M	E			M1235S2
E	E	E	E			M1235S3
S	S	M	E			M1245S1
S	M	M	E	S	S	M1245S2
E	E	E	E			M1245S3
S	S	M	E			M1255S1
S	M	M	E			M1255S2
E	E	M	E			M1255S3
			S			Br335S1
			S			Br335S2
			S			Br335S3
			S			Br345S1
S	S	S	S	S	S	Br345S2
			S			Br345S3
			M			Br355S1
			M			Br355S2
			M			Br355S3
		M	M		S	Br635S1
		M	M		S	Br635S2
		S	M		S	Br635S3
		S	M		M	Br645S1
S	S	S	M	S	M	Br645S2
		S	M		S	Br645S3
		M	M		S	Br655S1
		M	M		M	Br655S2
		S	S		S	Br655S3
S	S	E	E	S		Br1235S1
S	M	E	E	S		Br1235S2
M	E	E	E	S		Br1235S3
S	S	M	E	S		Br1245S1
S	M	M	E	M	S	Br1245S2
M	E	M	M	S		Br1245S3
S	S	M	E	S		Br1255S1
S	M	M	M	S		Br1255S2
M	E	M	M	S		Br1255S3

## ۶- نتیجه‌گیری

محمتمل)، ارتعاشات محیطی در دو بازه فرکانسی مختلف (میکروترمور و ارتعاشات محیطی) و همچنین این موضوع که نتایج تمام طبقات قاب‌ها مورد بررسی قرار گرفته است. در نتیجه، بیش از ۲۰۰۰ خروجی مورد ارزیابی قرار گرفت و پس از بررسی آنها و یافتن بیشینه مقدار آن، نتایج زلزله با نتایج ارتعاشات قوی و میکروترمور مقایسه گردید.

به‌طور کلی، نتایج حاصل از ارتعاشات محیطی برای این گروه از سازه‌ها در بازه فرکانسی بیشتر از ۳ هرتز قابل قبول‌تر

در این تحقیق، ۵۴ سازه قاب‌خمش فولادی و قاب مهاربندی فولادی به‌ترتیب در نرم‌افزارهای ETABS و OpenSEES مدل‌سازی شده و با استفاده از شش زلزله و میکروترمور تحلیل شده‌اند. نتایج این تحلیل‌ها با دستورالعمل هازوس مقایسه شده و نتایج جداول (۷) تا (۹) استخراج شده‌اند. برای ارزیابی تطابق خروجی‌ها، تمامی شرایط زیر در نظر گرفته شد: ۵۴ سازه، ۶ زلزله در دو سطح (طراحی مبنا و حداکثر زلزله

– دستورالعمل HAZUS: یک ابزار تجزیه و تحلیل خطر طبیعی مبتنی بر سیستم اطلاعات جغرافیایی است که توسط آژانس مدیریت اضطراری فدرال (FEMA) توسعه یافته و آزادانه توزیع شده است.

– نرم افزار DEEPSOIL: این نرم افزار یکی از کامل ترین نرم افزارها برای تحلیل اثر ساختگاه است که دارای محیط گرافیکی جذاب و امکانات بسیاری است و قابلیت محاسبات به روش های غیرخطی و شبه خطی را دارد.

– The DBE (Design Basic Earthquake) is the earthquake effects which can reasonably be expected to occur at least once during the design life of the structure.

– The MCE (Maximum Credible Earthquake) is the most severe earthquake effects considered by this standard.

– نرم افزار SeismoSignal: یک نرم افزار پردازش سیگنال لرزه ای است که برای تحلیل داده های لرزه ای و بررسی رفتار سازه ها در برابر زلزله استفاده می شود. این نرم افزار به وسیله کمپانی SeismoSoft توسعه داده شده و به صورت رایگان در دسترس است.

## References

## مراجع

Alaee, H. (2006). What is vulnerability and how do we start studying it? *Scientific Information Database*, 32 (in Persian).

Applied Technology Council. (1989). *Procedures for Post-Earthquake Safety Evaluation of Buildings* (ATC-24, FEMA 346). Federal Emergency Management Agency.

Building and Housing Research Center. (2014). *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings* (Standard No. 2800, 4<sup>th</sup> Ed.).

Federal Emergency Management Agency. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* (FEMA 356). American Society of Civil Engineers.

Federal Emergency Management Agency. (2012). *\*HAZUS-MH 2.1 Technical Manual\**. Department of Homeland Security.

هستند. همچنین، میزان تطابق نتایج در حالت DBE (زلزله سطح طراحی مبنا) با ارزیابی آسیب پذیری با استفاده از میکروترمور در بازه بیش از ۳ هرتر بیشتر است. همچنین، میزان تطابق نتایج در حالت MCE (حداکثر زلزله محتمل) با ارزیابی آسیب پذیری با استفاده از میکروترمور در بازه ۱ تا ۳ هرتر بیشتر است. این نتایج نشان می دهند که در سازه های قاب مهاربندی فولادی تطابق بیشتری نسبت به قاب خمشی فولادی دارد. همچنین، افزایش ارتفاع، افزایش تعداد دهانه و نرم تر شدن خاک باعث می شود که تطابق نتایج به سمت ارزیابی با استفاده از ارتعاشات محیطی در بازه ۱ تا ۳ هرتر پیش برود. به عبارت دیگر، هرچه ارتفاع سازه، تعداد دهانه بیشتر و خاک نرم تر باشد، انطباق نتایج حاصله در بازه ۱ تا ۳ هرتر با پاسخ های در حالت واقعی بیشتر می شود. به طور کلی، نتایج ارتعاشات قوی نسبت به نتایج میکروترمور تطابق بهتری با نتایج زلزله داشتند و با در نظرگیری بند دستورالعمل هازوس که گرفتن بخش ۱۵-۳۸ HAZUS، یعنی می توان حدود ۲۵ درصد مقدار ظرفیت پاسخ های جدول ۵/۹a دستورالعمل را برای طراحی به صورت High Code افزایش داد و رده آسیب سازه ها را با ۲۵ درصد خطا محاسبه نمود. در نتیجه با محاسبات انجام شده، این تطابق برای قاب خمشی فولادی حدود ۸۵ درصد و قاب مهاربندی فولادی حدود ۹۰ درصد است.

## علائم و اختصارات

– نرم افزار ETABS: یک نرم افزار تخصصی در زمینه مدل سازی، تحلیل و طراحی ساختمان های چندطبقه است؛ و توسط کمپانی CSI یا Computers and Structures تهیه و در دسترس قرار گرفته است. این نرم افزار در مرکز مهندسی زلزله اقیانوس آرام (PEER) با حمایت مالی بنیاد ملی علوم ایجاد شده است.

– نرم افزار OpenSEES: نام آن مخفف شده عبارت System for Earthquake Engineering Simulation Open است و یک نرم افزار کدباز و رایگان است که با استفاده از روش اجزا محدود به تحلیل انواع سازه ها می پردازد.

- Mokhberi, M. (2019). Evaluation of dynamic characteristics of buildings comparing numerical analysis and experimental method of H/V spectral ratio of microtremors. *Bulletin of Earthquake Science and Engineering*, 6(4), 23-36 (in Persian).
- Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *Railway Technical Research Institute, Quarterly Reports*, 30(1), 25-33.
- Nakamura, Y. (2000). Clear identification of fundamental idea of Nakamura's technique and its applications. *Proceedings of the 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, 2656, 1-8.
- Natheghelahi, F. (1999). *Guide to Retrofitting Existing Buildings*. Specialized Sub-committee to Deal with Risks Caused by Earthquakes and Landslides (in Persian).
- Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2024). *PEER Ground Motion Database*. Retrieved from <https://ngawest2.berkeley.edu/site>
- Portaheri, M., Hajinejad, A., Fatahi, A., & Nemati, R. (2015). Assessing the physical vulnerability of rural settlements against natural hazards (earthquakes) using the Koperas decision-making model: A case study (villages of Chalan Cholan village, Darood city). *Omran Modares*, 18(3), 29-52 (in Persian).
- Raychowdhury, P., & Ray-Chaudhuri, S. (2015). Seismic response of nonstructural components supported by a 4-story SMRF: Effect of nonlinear soil-structure interaction. *Structures*, 3, 200-210. doi: 10.1016/j.istruc.2015.04.006
- Udwadia, F. E., & Trifunac, M. D. (1973). Comparison of earthquake and microtremor ground motions in El Centro, California. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 63(4), 1227-1253. doi: 10.1785/bssa0630041227
- Giovinazzi, S., Lagomarsino, S., & Pampanin, S. (2006). Vulnerability methods and damage scenario for seismic risk analysis as support to retrofit strategies: An European perspective. *Proceedings of the 1<sup>st</sup> European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*.
- Hajipour, A., & Mohammadzadeh, M. R. (2018). Evaluation of seismic vulnerability of steel buildings with reinforced concrete shear walls. *Omran Modares*, 18(4), 71-83 (in Persian).
- Hosseini Hashemi, B., & Naserpour, A. (2022). Presenting a new model to evaluate damaged steel structures after an earthquake with the aim of managing emergency conditions. *Bulletin of Earthquake Science and Engineering*, 10(4), 73-85 (in Persian).
- Jaimes, M. A., & Candia, G. (2018). Toppling of rigid electric equipment during earthquakes. *Engineering Structures*, 168, 229-242. doi: 10.1016/j.engstruct.2018.04.083
- Kheyrodin, A., & Famili, S. (2010). Seismic evaluation of concrete flexural frame system with low beams. *Omran Modares*, 10(1), 1-12 (in Persian).
- Khoramjahan, Sh., & Khodakarami, M. I. (2024). Investigation of the effect of various parameters on determining seismic vulnerability by using microtremor for a group of steel structures. *9<sup>th</sup> International Conference on Seismology and Earthquake Engineering* (in Persian).
- Khosraviani, M., Bahar, O., & Ghasem, H. (2020). Damage detection by energy and displacement damage index on the analytical phase of ASCE benchmark. *Bulletin of Earthquake Science and Engineering*, 7(4), 83-99 (in Persian).
- Lantada, N., Pujades, L. G., & Barbat, A. H. (2008). Vulnerability index and capacity spectrum based methods for urban seismic risk evaluation: A comparison. *Natural Hazards*, 51(3), 501-524. doi: 10.1007/s11069-007-9212-4
- Moghadam, A. S., & Eskandari, A. (2004). Post-earthquake quick inspection of damaged buildings in Bam earthquake of 26 December 2003. *International Institute of Earthquake Engineering and Seismology*. [https://www.sid.ir/EN/VEWSSID/J\\_pdf/86020040408.pdf](https://www.sid.ir/EN/VEWSSID/J_pdf/86020040408.pdf)

## Effect of Various Parameters on the Seismic Vulnerability Analysis of a Group of Steel Structures Using Microtremor

Shirin Khoramjehed<sup>1\*</sup> and Mohammad Iman Khodakarami<sup>2</sup>

1. M.Sc. in Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran,  
\*Corresponding Author, email: shirin.khorramjehed@yahoo.com
2. Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

Since the 1960s, seismic vulnerability studies of buildings have gained paramount importance, driven by major earthquakes such as Niigata (1964) and San Fernando (1971), which exposed critical deficiencies in structural performance. These events spurred the development of diverse assessment methods, ranging from empirical fragility curves to advanced analytical simulations. Among the simplest and most cost-effective techniques is ambient vibration analysis using microtremors (Nakamura's HVSR method, 1989), which estimates dynamic characteristics like fundamental periods via horizontal-to-vertical spectral ratios; however, its reliability has long been questioned compared to strong-motion records due to lower excitation amplitudes.

This study rigorously evaluates the feasibility of microtremor-based analysis for seismic vulnerability assessment by directly comparing it against strong ground motion results. A comprehensive inventory of 54 medium-rise steel buildings was analyzed, comprising moment-resisting frames (MRFs: M335S1 to M655S3) and concentrically braced frames (Br335S1 to Br1255S3), spanning 3 to 12 stories across three soil types (classified per Iranian Standard 2800-14). Numerical models were meticulously developed in ETABS for linear elastic analyses and OpenSEES for nonlinear time-history simulations, incorporating soil-structure interaction (SSI) effects via DEEPSOIL profiles and Raychowdhury et al. (2015) relations.

Inter-story drift ratios were computed under real earthquake accelerograms from the PEER database (e.g., Kocaeli 1999, Northridge 1994) and synthetic microtremor excitations calibrated with SeismoSignal. Vulnerability indices were then derived using HAZUS-MH MR5, mapping drifts to damage states (Slight, Moderate, Extensive, Complete) across spectral acceleration levels (S1L/M/H, S2L/M/H) for Design Basis Earthquake (DBE) and Maximum Considered Earthquake (MCE) scenarios. PGV/PGA ratios (0.8-1.2) validated spectral compatibility per FEMA 365.

Results reveal an 80-90% concordance between microtremor-derived drifts and strong-motion predictions, with taller structures (8-12 stories) showing higher sensitivity to SSI and exhibiting Extensive/Complete damage under MCE (probabilities up to 0.04). Braced frames generally outperformed MRFs in DBE but converged at MCE. This validates ambient vibrations as a practical, low-cost alternative for large-scale screening, particularly in developing regions like Iran.

The study proposes an optimal frequency band (0.35-0.58 Hz for HVSR peaks) for future applications on similar steel frames, alongside recommendations for integrating HAZUS with Iranian code updates (e.g., ATC-40 equivalents). Such hybrid approaches enhance post-earthquake rapid visual screening and retrofit prioritization.

**Keywords:** H/V Spectral Ratio; Vulnerability Assessment; Ambient Vibrations; Strong Motions.