

Parametric study of soil-structure interaction effects on building resonance during earthquake

Fazel Nejabati¹, Nemat Hassani², Hamid Mohammadnezhad^{3*}

1- Ph. D candidate, Faculty of Civil, Water and Environmental Engineering, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran

2- Associate Professor, Faculty of Civil Water and Environmental engineering, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran

3- Assistant Professor, Faculty of Civil Water and Environmental engineering, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran

ABSTRACT

Observations and much historical evidence indicate that the phenomenon of resonance during an earthquake increases the seismic forces applied to structures, often leading to their failure. Resonance occurs when the natural period of a system is very close to the period of the applied excitation. In addition, soil-structure interaction causes changes in the period and damping of the structure, which in turn changes the resonant period of the system. However, due to the conservative perception, the effect of soil flexibility is often not considered in the analysis and design process of structures. By identifying the resonant frequency range at a site for different structures under probable earthquakes and incorporating this into the design process, safer structures can be designed and implemented. In this study, the seismic response and the resonance period are calculated for 9 types of structures (four, eight, and twelve stories; with low, medium, and high damping), taking into account the effect of soil-structure interaction under artificial earthquakes (Richter wavelets). The peak relative displacements resulting from 51,408 time history analyses were examined. The mechanical model used in this study has three degrees of freedom, representing the displacement of the roof story, the displacement of the foundation, and the rotation of the foundation around the axis perpendicular to the plane. The foundation is assumed to be circular, and equivalent Winkler springs are used to model the soil. The results show that high damping effects and soil-structure interaction can increase the resonant period by up to 2.5 times. In addition, a table is provided to estimate the average range of earthquake periods leading to resonance, specifically for three types of structures (four, eight, and twelve stories) with damping ratios of 5%, 20% and 35%; and four types of soil (according to the 4th edition of the Iranian seismic code).

ARTICLE INFO

Receive Date: 28 July 2024

Revise Date: 09 November 2024

Accept Date: 23 November 2024

Keywords:

Resonance

Soil-Structure-interaction

Mechanical model

Period

Ricker wavelet

Seismic response

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: [10.22065/jsce.2024.469383.3475](https://doi.org/10.22065/jsce.2024.469383.3475)

*Corresponding author: Hamid Mohammadnezhad.

Email address: h_mohammadnezhad@sbu.ac.ir

مطالعه پارامتریک تأثیرات اندرکنش خاک - سازه بر تشدید پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌ها در زلزله

فاضل نجابتی^۱، نعمت حسنی^۲، حمید محمد نژاد^{۳*}

۱- دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

چکیده

مشاهدات و شواهد فراوان متعدد پیشین نشان می‌دهند که پدیده تشدید در زمان وقوع زلزله، موجب افزایش نیروهای لرزه‌ای وارد بر سازه‌ها شده و در بسیاری از موارد به تخریب آنها انجامیده است. این پدیده زمانی رخ می‌دهد که پریود طبیعی سیستم به پریود تحریک وارده بسیار نزدیک باشد. علاوه بر این، اندرکنش خاک-سازه منجر به تغییر پریود و میرایی سازه می‌شود و در نتیجه، پریود وقوع تشدید در سیستم مورد نظر نیز دستخوش تغییر می‌گردد. با این حال، به دلیل تصور محافظه کارانه بودن؛ تأثیر انعطاف پذیری خاک در روند تحلیل و طراحی سازه‌ها، اغلب نادیده گرفته می‌شود. با تعیین محدوده فرکانس تشدید در یک ساختمانگاه برای سازه‌های مختلف تحت زلزله‌های احتمالی و اعمال آن در فرآیند طراحی، می‌توان سازه‌های ایمن‌تر طراحی و اجرا کرد. در این پژوهش، پاسخ لرزه‌ای و پریود رخداد تشدید برای ۹ تیپ سازه (چهار، هشت و دوازده طبقه؛ میرایی کم، متوسط و زیاد) با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک-سازه تحت زلزله‌های مصنوعی (موجک ریچر) محاسبه و مقادیر بیشینه جابجایی نسبی حاصل از ۵۱۴۰۸ تحلیل تاریخچه زمانی مورد بررسی قرار گرفتند. مدل مکانیکی مورد استفاده در این پژوهش، دارای سه درجه آزادی می‌باشد که به ترتیب معرف جابجایی طبقه بام، جابجایی فونداسیون و دوران فونداسیون حول محور عمود بر صفحه می‌باشد. فونداسیون به صورت دایره‌ای شکل در نظر گرفته شده و همچنین جهت مدل سازی خاک از فنرهای معادل وینکلر استفاده شده است. نتایج نشان می‌دهد که اثرات میرایی زیاد و اندرکنش خاک و سازه می‌تواند تا ۲/۵ برابر پریود وقوع تشدید را افزایش دهد. همچنین جدولی جهت تخمین بازه پریود میانگین زلزله که موجب تشدید می‌گردد به تفکیک برای سه تیپ سازه (چهار، هشت و دوازده طبقه) با میرایی‌های ۵، ۲۰ و ۳۵ درصد و ۴ تیپ خاک (مطابق با ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰) ارائه گردیده است.

کلمات کلیدی: تشدید، اندرکنش خاک و سازه، مدل مکانیکی، پریود، موجک ریچر، پاسخ لرزه‌ای

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/jsce.2024.469383.3475	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	https://doi.org/10.22065/jsce.2024.469383.3475	۱۴۰۴/۰۳/۳۱	۱۴۰۳/۰۹/۰۳	۱۴۰۳/۰۹/۰۳	۱۴۰۳/۰۸/۱۹	۱۴۰۳/۰۵/۰۷
حمید محمد نژاد h_mohammadnezhad@sbu.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

شکست یا خرابی سازه مربوط به کاهش ظرفیت تحمل بار المان سازه‌ای یا سازه اصلی است. مقاومت نهایی مصالح یا سازه، حد ظرفیت تحمل بار است که با رسیدن به این حد، مصالح ساختمانی ممکن است دچار آسیب شوند و ظرفیت تحمل بار آنها به طور ناگهانی کاهش یابد. اگر سازه به درستی طراحی شده باشد، یک فروپاشی محلی به طور معمول نباید باعث شکست فوری یا تدریجی کامل ساختمان شود؛ مگر آنکه پدیده تشدید (رزونانس) رخ دهد. این پدیده زمانی رخ می‌دهد که پریود طبیعی سازه با پریود بار دینامیکی وارده بسیار به هم نزدیک شده باشند. در این حالت اثر بارهای وارده تشدید شده و تأثیرات شدیدی در سازه برجای می‌گذارد. داگلا و فوچ^۱ در سال ۱۹۷۸، براساس مفهوم پدیده تشدید، بالاترین تراز ساختمان دوازده طبقه فولادی را تحت تحریک بارگذاری هارمونیک با فرکانس‌های مختلف قرار دادند و فرکانس وقوع بیشینه جابجایی را به عنوان فرکانس مود اول سازه در نظر گرفتند [۱]. کوهرلر و همکاران^۲ در سال ۲۰۰۵ طیف فوریه بیشینه پاسخ ساختمان هفده طبقه فولادی واقع در لس آنجلس که تحت بادهای قوی در یک دوره ۲۴ ساعته قرار داشت، محاسبه کرده و فرکانس مود اول سازه را تخمین زدند [۲]. موراسی^۳ در سال ۲۰۱۱ با تکرار آزمایش ارتعاش اجباری بر روی ساختمان بانک واقع در شمال شرقی ایتالیا تحت تحریک بارگذاری هارمونیک با فرکانس‌های مختلف در طول عمر سازه و مقایسه فرکانس حاصل از آزمایش با مدل ریاضی، به خرابی سازه پی برد [۳]. کولینا و گونزالس^۴ در سال ۲۰۲۱ با انجام آزمایش ارتعاش اجباری بر روی ساختمان چهار طبقه بتنی تحت تحریک بارگذاری هارمونیک با فرکانس‌های مختلف؛ فرکانس مود اول را تخمین و با تکرار آزمایش در سال‌های مختلف به این نتیجه رسیدند که ساختمان‌مورد نظر دچار خرابی نشده است [۴].

در طراحی سازه‌ها، معمولاً خاک واقع در زیر سازه‌ها صلب در نظر گرفته می‌شود و اثر اندرکنش خاک و سازه معمولاً نادیده گرفته می‌شود. در حالی که خاک زیر سازه در واقعیت صلب نیست و انعطاف پذیری خاک زیر سازه باعث تغییر در خصوصیات دینامیکی سازه، شامل پریود و میرایی می‌شود. از دهه ۱۹۶۰، محققان زیادی بر روی تخمین پاسخ دینامیکی سازه با در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه متمرکز شده‌اند. از جمله این محققان، ماتسو و اوهارا^۵ بوده‌اند. این محققان، معادله دیفرانسیل حرکت یک دیوار حائل صلب را تحت تأثیر یک بار هارمونیک افقی بر مبنای دو فرض اولیه، برای دو حالت حدی حل کردند. در نتیجه، به دو کران بالا و پایین برای فرکانس ارتعاش آزاد دیوار رسیدند [۵]. چوپرا و گوترز^۶ در سال ۱۹۷۴، یک روش کارآمد برای تحلیل دینامیکی ساختمان‌های چند طبقه با در نظر گرفتن اندرکنش فونداسیون در زمان زلزله، ارائه نمودند. سیستم مورد نظر، یک ساختمان برشی واقع بر یک پی صفحه‌ای دایره‌ای صلب متصل به سطح نیم فضای الاستیک می‌باشد. در این روش، تغییر مکان‌های سازه به مدهای نرمال ارتعاش ساختمان واقع بر یک فونداسیون صلب تبدیل می‌شود. این روش، با در نظر گرفتن فقط چند مد اول ارتعاش، نتایج خوبی را ارائه داد [۶]. ولتسوس^۷ در سال ۱۹۷۷، اثرات اندرکنش خاک و سازه را بر ضریب کاهش مقاومت الاستیک سازه‌ها بررسی نمود و نتیجه گرفت که به طور کلی اندرکنش خاک-سازه باعث کم شدن ضریب کاهش مقاومت الاستیک سازه‌ها می‌گردد. که علت این امر، افزایش دوره تناوب سیستم خاک-سازه و نسبت میرایی بیشتر در مقایسه با سازه با پایه صلب می‌باشد [۷]. مولر^۸ در سال ۱۹۸۲ با این رویکرد که اگر میرایی را کلاً از خاک حذف نمائیم و به صورت فنر صرفاً با خاک برخورد نمائیم با بحرانی ترین حالت برای پاسخ لرزه‌ای مواجه خواهیم بود؛ معادلات مربوط برای دو حالت خاک بدون میرایی و خاک با میرایی را حل نموده است [۸]. ولف^۹ در سال ۱۹۸۵ طی توسعه معادلات حرکت برای تحلیل یک سازه غیرخطی با در نظر گرفتن اندرکنش خاک - سازه به این نتیجه رسید که برای مشارکت خاک نامحدود می‌توان از ضرایب انعطاف پذیری دینامیکی در حوزه زمان، به

¹ Dougl & Foutch

² Kohler et al.

³ Morassi

⁴ Colina & Gonzalez

⁵ Matsuo & Ohara

⁶ Chopra & Gutierrez

⁷ Veletsos

⁸ Muller

⁹ Wolf

همراه روش سختی مستقیم برای سیستم سازه و خاک نامنظم استفاده نمود [۹]. وو^{۱۰} در سال ۱۹۹۴، بر مبنای شبیه سازی سیستم دیوار - خاک با مدل تیربرشی اصلاح شده، یک رابطه تحلیلی برای محاسبه فرکانس طبیعی خاکریز تحت تأثیر زلزله‌های با شدت پائین ارائه کرده است [۱۰]. الگامال و همکاران^{۱۱} در سال ۱۹۹۶، یک دیوار حائل خاک مسلح در مقیاس واقعی را تحت زلزله‌های با شدت پائین قرار دادند و مشخصات دینامیکی آن را به شکل تجربی اندازه‌گیری کردند [۱۱]. استوارت و فنز^{۱۲} در سال ۱۹۹۸، با استفاده از روش‌های آماری و داده‌های لرزه‌ای ثبت شده تحت رکوردهای زلزله به شناسایی مشخصات دینامیکی سازه‌های با در نظر گرفتن اندرکنش خاک - سازه پرداختند. همچنین روش‌هایی برای تخمین پارامترهای دینامیکی برای حالتی که داده‌های لرزه‌ای موجود نیست، توسعه دادند [۱۲]. قناد و همکاران در سال ۱۹۹۸، پارامترهای دینامیکی مدل سه درجه آزادی معادل که معرف یک سیستم خاک-سازه هست را از طریق تحلیل مقادیر ویژه مورد بررسی قرار دادند. همچنین پس از مقایسه با نتایج مدل‌های واقعی، به این نتیجه رسیدند که نتایج حاصل از مدل‌سازی در مقایسه با مدل‌های واقعی رضایت بخش می‌باشد [۱۳]. رودریگز و مونتس^{۱۳} در سال ۲۰۰۰ با در نظر گرفتن فرضیاتی برای ساده سازی مدل‌سازی، اثر اندرکنش خاک-سازه بر رفتار غیر خطی سازه‌ها را با استفاده از زوج مؤلفه افقی رکورد زلزله مکزیک مورد بررسی قرار دادند. آنها به این نتیجه رسیدند که تأثیر اندرکنش بر پاسخ ارتجاعی بیشتر از پاسخ غیرارتجاعی می‌باشد [۱۴]. آویلس و پرز-روچا^{۱۴} در سال ۲۰۰۳ با بررسی پاسخ یک سازه الاستوپلاستیک تکدرجه آزادی که بر روی یک فونداسیون نیمه صلب قرار داشت، به این نتیجه رسیدند که اثر اندرکنش خاک-سازه با کاهش عمق دفن شدگی و ضخامت لایه، زیاد می‌شود [۱۵]. گجان و کاتر^{۱۵} در سال ۲۰۰۵ ظرفیت باربری و تغییر شکل دائمی ۵۰ مدل دیوار برشی که بر روی فونداسیون کم عمق قرار دارند را تحت بارگذاری چرخه‌ای و زلزله مورد بررسی قرار دادند. آنها به این نتیجه رسیدند که غیر خطی بودن خاک ممکن است به عنوان یک عامل اتلاف انرژی عمل نماید و به طور بالقوه لرزش‌های اعمال شده بر سازه را کاهش دهد [۱۶]. میلوناکیز و همکاران^{۱۶} در سال ۲۰۰۶ تحقیقی در مورد ریزش یک بخش ۶۳۰ متری از بزرگراه هانشین در طول زلزله ۱۹۹۵ کوبه که از نظر ژئوتکنیکی با روانگرایی‌های گسترده، گسترش جانبی و آسیب به سازه‌های اسکله همراه بوده است، ارائه دادند. مطابق شواهد ارائه شده نتیجه گرفتند که اندرکنش خاک-سازه نقش مخربی در عملکرد لرزه‌ای سازه اصلی داشته است [۱۷]. پائولوکی و همکاران^{۱۷} در سال ۲۰۰۸ با بهره‌گیری از روش عددی، نتایج آزمایش‌های قبلی انجام شده میز لرزان در موسسه تحقیقاتی تسوکوبا ژاپن را برای حصول اطمینان به منظور دستیابی به یک رویکرد ساده برای مدلسازی رفتار پی‌های کم عمق در طول زلزله، مورد بررسی قرار دادند [۱۸]. آناستاسوپولو و همکاران^{۱۸} در سال ۲۰۱۲، پس از انجام یکسری آزمایش‌های استاتیکی تحت بارگذاری یکنواخت و سیکلی آهسته بر روی سیستم‌های تکدرجه آزادی غیرالاستیک مستقر بر فونداسیون مربع، نشان دادند که خاک کم عمق می‌تواند پاسخ سازه را کاهش دهد. به عبارتی شکست خاک نقش فیوز برای سازه اصلی را ایفا کرده است [۱۹]. قنبری و همکاران در سال ۲۰۱۳، با استفاده از فرض تیر بر بسترالاستیک و مدلسازی خاک با فنرهای خطی وینکلر، فرمول جدیدی برای محاسبه فرکانس طبیعی ارتعاش دیوارهای حائل که به صورت طره‌ای، انعطاف پذیر و با مقطع متغیر در ارتفاع ارائه دادند [۲۰]. رویست^{۱۹} در سال ۲۰۱۳، مطالعه جامعی در زمینه اندرکنش لرزه‌ای سازه - خاک بویژه در رابطه با طراحی لرزه‌ای نیروگاه‌های هسته‌ای؛ انجام داد [۲۱]. شیونگ و همکاران^{۲۰} در سال ۲۰۱۶ با انجام ۶۸ آزمایش ارتعاش آزاد بر روی یک سازه فولادی با مقیاس ۰/۲۵ تحت سناریوهای مختلف با مقادیر مختلف سختی و جرم سازه تحت شرایط پایه ثابت و انعطاف‌پذیر، به بررسی تأثیر اندرکنش خاک - سازه بر ویژگی‌های دینامیکی

¹⁰ Wu

¹¹ Elgamal et al.

¹² Stewart & Fenves

¹³ Rodriguez & Montes

¹⁴ Aviles & Perez-Rocha

¹⁵ Gajan & Kutter

¹⁶ Mylonakis et al.

¹⁷ Paolucci et al.

¹⁸ Anastasopoulos et al.

¹⁹ Roesset

²⁰ Xiong et al.

ساختمان‌ها پرداختند [۲۲]. آناند و ساتیش کومار^{۲۱} در سال ۲۰۱۸ خلاصه‌ای از رویکردهای مختلف برای در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک - سازه در تحلیل سازه‌ها و دستورالعمل‌هایی که در آیین‌نامه‌های برجسته لرزه‌ای موجود می‌باشد، ارائه نمودند [۲۳]. گوکتپه و همکاران^{۲۲} در سال ۲۰۱۹، سازه شش طبقه بتنی با مقیاس آزمایشگاهی را تحت بارگذاری هارمونیک با فرکانس‌های مختلف بر روی میز لرزان قرار دادند و فرکانس مود اول سازه به تفکیک برای دو حالت پای ثابت و انعطاف پذیر، تخمین زدند. نتایج حاصل حاکی از آن بود که در نظر گرفتن اندرکنش خاک - سازه، پیرو مود اول سازه را ۱/۱۱ برابر افزایش داده است [۲۴]. فورسلینی^{۲۳} در سال ۲۰۲۱، به منظور ارزیابی اثرات اندرکنش خاک-سازه بر منحنی عملکرد دو سازه شامل بتن مسلح با دیوارهای بنایی پرکننده و بتن مسلح، منحنی‌های شکنندگی را با انجام تحلیل سه بعدی غیر خطی توسعه داد. همچنین اثرات تغییر شکل پذیری خاک و انعطاف پذیری سازه بر پاسخ غیرخطی سیستم با ارجاع به چهار حالت حدی (خفیف، متوسط، گسترده و فروریختگی) با توجه به حداکثر جابجایی نسبی بین طبقاتی ارزیابی و مورد بحث قرار داد [۲۵]. حمیدیا و نجابتی در سال ۲۰۲۲ با استخراج ۴۵ داده میدانی دوره تناوب، اطلاعات معماری و مشخصات خاک ساختگاه برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی فولادی به ارائه رابطه تجربی جهت تخمین دوره تناوب اصلی با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک - سازه پرداختند [۲۶]. خیاط و همکاران در سال ۲۰۲۳، با تجزیه و تحلیل یک ساختمان چند طبقه از طریق رویکرد مستقیم با استفاده از مدل المان محدود سه بعدی برای خاک و سازه و مقایسه آن با نتایج حاصل از روش زیر سازه، به این نتیجه رسیدند که روش زیرسازه و اثرات غیرخطی بودن خاک شامل یکسری محدودیت و مزایا بر رفتار و طراحی ساختمان‌های بلند مرتبه است [۲۷].

با توجه به مرور ادبیات فنی، به دو مقوله تشدید و تأثیر خاک ساختگاه توجه شده و مطالعات محدودی در زمینه بررسی پدیده تشدید در سازه با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک-سازه و در نظر گرفتن هم‌زمان پیرو سازه، زلزله و خاک انجام شده است. نتایج تحقیقات نشان می‌دهد که اندرکنش خاک-سازه موجب افزایش پیرو سازه و میرایی می‌شود، که این امر تغییر در پیرو وقوع پدیده تشدید را به همراه دارد. بنابراین، لازم است تا مطالعه پارامتریک جامعی بر تشدید پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌ها در زلزله با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک - سازه صورت و پارامترهای تاثیرگذار شناسایی گردد. همچنین نیاز است تخمینی از پیرو رخداد پدیده تشدید برای ساختمان‌های با ارتفاع، شرایط خاک ساختگاه و میرایی مختلف؛ صورت گیرد تا بتوان مشخصات دینامیکی سازه را موقع طراحی به‌گونه‌ای تعیین نمود که احتمال وقوع پدیده تشدید بر اساس شرایط خاک و کاتالوگ لرزه‌ای منطقه به‌حداقل برسد.

هدف از این پژوهش بررسی رفتار سازه تحت شرایط مختلف ساختگاهی و به دست آوردن بازه پیرو میانگین زلزله است که موجب تشدید می‌گردد. این بررسی به تفکیک برای سه تپ سازه (چهار، هشت و دوازده طبقه) با میرایی‌های ۵، ۲۰ و ۳۵ درصد و چهار تپ خاک (مطابق با ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰) انجام می‌شود. در مرحله نخست، سازه با مدل جرم و فنر معادل شبیه‌سازی شده و از فنرهای وینکلر^{۲۴} برای در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه استفاده شده است. سازه‌ها تحت رکوردهای زلزله مصنوعی حاصل از موجک ریچر^{۲۵} به روش عددی تحلیل گردیده و با تغییر مشخصات خاک و میرایی سازه، پاسخ آن مقایسه شده است. جهت اطمینان از نتایج مدل‌سازی، مشخصات دینامیکی ساختمان اداری-دولتی پانزده طبقه فولادی واقع در لس‌آنجلس^{۲۶} بر مدل دینامیکی ارائه شده اعمال گردید و پاسخ لرزه‌ای طبقه بام حاصل از مدل‌سازی عددی تحت زلزله نورثریج^{۲۷} ۱۹۹۴ با پاسخ لرزه‌ای ثبت شده توسط حسگر^{۲۸} واقع در طبقه بام مقایسه گردید.

21 Anand & Satish Kumar

22 Goktepe et al.

23 Forcellini

24 Winkler

25 Ricker wavelet

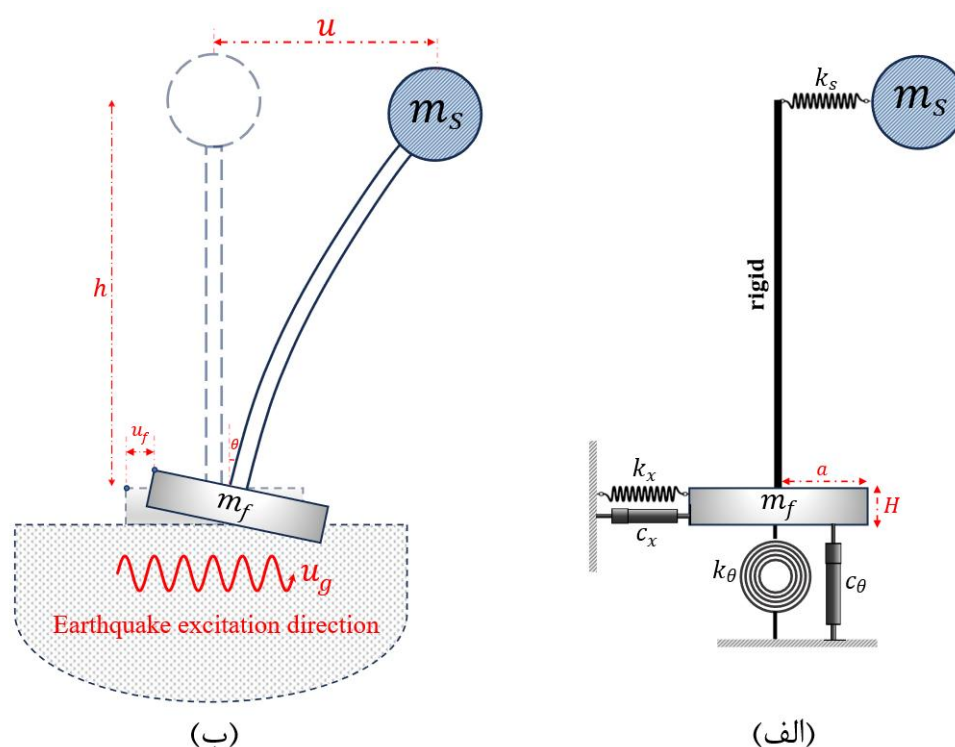
26 Los Angeles

27 Northridge

28 Sensor

۲- مدل مکانیکی سیستم سازه - خاک

شکل (۱) مدل ساده سازی شده یک سیستم تکدرجه آزادی با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه را نشان می‌دهد. با توجه به اینکه اصولاً مود اول ارتعاشی در ساختمان‌های با توزیع جرم یکنواخت در طبقات و نامنظمی کم بر پاسخ جابجایی سازه حاکم بوده و اثر مودهای بالاتر بسیار ناچیز می‌باشند، در این مطالعه، سازه با یک مدل جرم و فنر در حالت الاستیک معادل سازی گردیده است. همچنین جهت محافظه کارانه بودن؛ کل جرم موثر لرزه‌ای برای مود اول اختصاص داده شده است. جهت مدل سازی اندرکنش خاک-سازه، کف سازه با یک پی صلب دایره‌ای به شعاع a و ضخامت H و خاک زیر فونداسیون به صورت فضای نیمه بی نهایت همگن و با دو درجه آزادی انتقالی و دورانی جایگزین شده است. اگر از اینرسی انتقالی و دورانی فونداسیون صرف نظر کنیم، به عبارتی اندرکنش کینماتیکی را در نظر بگیریم، مدل فوق به یک مدل تحلیلی ساده که مبنای بسیاری از تحلیل‌های اندرکنش و همچنین راهکاری برای استخراج معیارهای آیین‌نامه‌ای است، تبدیل می‌گردد [۳۶ و ۴۰]. تحریک لرزه‌ای از نوع تغییر مکان و معادل u_g می‌باشد که بر پایه مدل اعمال می‌گردد. لازم به ذکر است که مدل رفتاری خاک در این روش به صورت الاستیک خطی می‌باشد و همچنین از اثرات توپوگرافی صرف نظر شده است.



شکل ۱: مدل پایه اندرکنش خاک و سازه، (الف) مدل جرم و فنر معادل، (ب) مدل ایده آل شده

در شکل (۱)، m_s بیانگر جرم سازه، m_f جرم فونداسیون، k_s سختی سازه و h ارتفاع سازه از تراز پایه می‌باشند. همچنین c_x ، k_x و c_θ به ترتیب بیانگر سختی و میرایی استاتیکی خاک در دو جهت افقی و دورانی می‌باشند که از روابط (۴ تا ۱) به دست می‌آید [۲۸]:

$$k_x = \frac{8\rho_{soil}(V_s)^2 a}{2-\nu} \quad (۱)$$

$$k_{\theta} = \frac{8\rho_{soil}(V_s)^2 a^3}{3(1-\nu)} \quad (2)$$

$$c_x = \frac{4.6\rho_{soil}(a)^2 V_s}{2-\nu} \quad (3)$$

$$c_{\theta} = \frac{0.4\rho_{soil}(a)^4 V_s}{1-\nu} \quad (4)$$

در روابط (۴ تا ۱)، ρ_{soil} بیانگر چگالی، V_s سرعت موج برشی و ν ضریب پواسون خاک ساختگاه می‌باشند. در این پژوهش چگالی خاک $1/8$ تن بر متر مکعب و ضریب پواسون خاک برابر $0/25$ در نظر گرفته شده است. پارامترهای بی بعد اندرکنش مورد نیاز در این پژوهش به قرار جدول (۱) می‌باشند [۱۳ و ۲۹]:

جدول ۱: پارامترهای بدون بعد مورد نیاز در مدلسازی اندرکنش خاک و سازه

پارامتر	توضیحات	مقدار در نظر گرفته شده
$s = \frac{\sqrt{k_s/m_s * h}}{v_s}$	فرکانس بدون بعد	$0 \leq \leq 2$
$\bar{h} = \frac{h}{a}$	نسبت ابعاد سازه	$1 \leq \leq 5$
$\bar{m} = \frac{m_s}{\rho_{soil} * a^3 * \bar{h}}$	شاخص نسبت جرم سازه به جرم خاک	0.5
m_f/m_s	نسبت جرمی فونداسیون به سازه	0.1

۳- معادلات حرکت مدل دینامیکی با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه

برای محاسبه تغییر مکان، سرعت و شتاب سیستم در اثر اعمال شتاب زلزله، بایستی معادله دیفرانسیل تعادل دینامیکی سیستم که به شکل ماتریسی در رابطه (۵) نشان داده شده است، تشکیل گردد:

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = -[m]\{r\}\ddot{u}_g \quad (5)$$

که در آن $\{u\} = \{u_r, u_{rf}, \theta\}^T$ بردار جابجایی به ازای سه درجه آزادی سیستم؛ $u_r = u - u_g$ و $u_{rf} = u_r - u_g$ به ترتیب جابجایی نسبی سازه و فونداسیون نسبت به حرکت افقی زمین؛ \ddot{u}_g شتاب افقی زلزله؛ $[m]$ ، $[k]$ ، $[c]$ و $\{r\}$ به ترتیب ماتریس جرم، سختی، میرایی و بردار ضریب تاثیر سیستم می‌باشند که مطابق روابط (۹ تا ۶) تعریف می‌شوند:

$$[m] = \begin{bmatrix} m_s & 0 & 0 \\ 0 & m_f & 0 \\ 0 & 0 & I_f \end{bmatrix} \quad (6)$$

$$[k] = \begin{bmatrix} k_s & -k_s & -k_s * h \\ -k_s & k_s + k_x & k_s * h \\ -k_s * h & k_s * h & k_\theta + k_s * h^2 \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$[r] = [1 \quad 1 \quad 0]^T \quad (8)$$

$$[c] = [c]_{Classical} + [c]_{Nonclassical} \quad (9)$$

در رابطه (۶)، I_f ممان اینرسی جرمی پی دایره‌ای مفروض می‌باشد که از رابطه (۱۰) به دست می‌آید. همچنین مطابق رابطه (۹) می‌توان میرایی سیستم را به صورت مجموع میرایی کلاسیک و غیر کلاسیک در نظر گرفت. میرایی کلاسیک که وابسته به مشخصات سیستم (جرم سختی) می‌باشد از رابطه کوشی^{۲۹}، رابطه (۱۱)، به دست می‌آید.

$$I_f = m_f \left(\frac{a^2}{4} + \frac{H^2}{3} \right) \quad (10)$$

$$[c]_{Classical} = [m] \sum_{l=0}^2 a_l [m]^{-1} [k] \quad (11)$$

در رابطه (۱۱)، ضرایب a_l از معادله ماتریسی رابطه (۱۲) که بر حسب فرکانس طبیعی و نسبت میرایی در ۳ مود از سیستم است به دست می‌آید [۳۰]:

$$\begin{bmatrix} 1 & \omega_1^2 & \omega_1^4 \\ 1 & \omega_2^2 & \omega_2^4 \\ 1 & \omega_3^2 & \omega_3^4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 2\omega_1 \xi_1 \\ 2\omega_2 \xi_2 \\ 2\omega_3 \xi_3 \end{Bmatrix} \quad (12)$$

در رابطه (۱۲)، $\omega_3, \omega_2, \omega_1$ به ترتیب فرکانس طبیعی در مود اول تا سوم سیستم می‌باشد که از مقادیر ویژه ماتریس $[m]^{-1}[k]$ حاصل می‌شوند. همچنین ξ_3, ξ_2, ξ_1 نسبت میرایی در سه مود از سیستم می‌باشد که در این پژوهش با یکدیگر برابر (ξ_0) در نظر گرفته شده است.

میرایی غیرکلاسیک در رابطه (۹) که بدلیل وجود میرایی هندسی فونداسیون (تشعشی) ایجاد می‌گردد، مطابق رابطه (۱۳) محاسبه می‌شود:

²⁹ Caughey

$$[c]_{Nonclassical} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & c_x & 0 \\ 0 & 0 & c_\theta \end{bmatrix} \quad (13)$$

۴- دوره تناوب و میرایی مود اول مدل دینامیکی ارائه شده

برای تحلیل مودال یک سیستم با میرایی غیر کلاسیک ابتدا بایستی فرمول بندی فضای حالت معادلات ارتعاش آزاد مطابق رابطه (۱۴) تشکیل گردد [۳۰]:

$$[A] \begin{Bmatrix} \ddot{u} \\ \dot{u} \end{Bmatrix} + [B] \begin{Bmatrix} \dot{u} \\ u \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (14)$$

در رابطه فوق، $[A]$ و $[B]$ ماتریس‌های مربعی هستند که از روابط زیر به دست می‌آیند [۳۰]:

$$[A] = \begin{bmatrix} 0 & [m] \\ [m] & [c] \end{bmatrix} \quad (15)$$

$$[B] = \begin{bmatrix} -[m] & [0] \\ [0] & [k] \end{bmatrix} \quad (16)$$

مسئله مقدار ویژه می‌تواند به صورت عددی با استفاده از یک الگوریتم مناسب، حل گردد. مقادیر ویژه، با فرض میرایی زیر بحرانی برای هر مود دلخواه n مطابق رابطه (۱۷) برابر است با [۳۰]:

$$\lambda_n, \bar{\lambda}_n = -\zeta_n \omega_n \pm i \omega_n \sqrt{1 - \zeta_n^2}, i = \sqrt{-1} \quad (17)$$

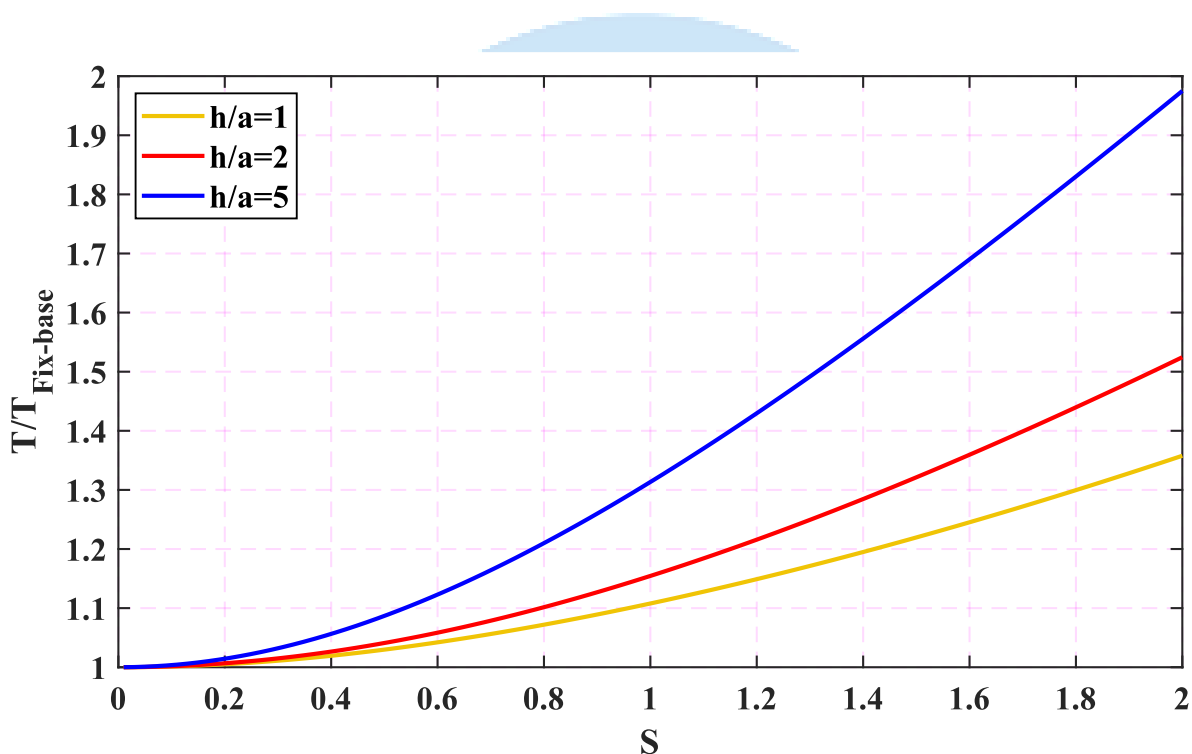
در نتیجه، زمان تناوب و نسبت میرایی مود دلخواه n ، با استفاده از مقادیر ویژه، مطابق رابطه های (۱۸) و (۱۹) به دست می‌آیند [۳۰]:

$$T_n = \frac{2\pi}{\sqrt{\lambda_n * \bar{\lambda}_n}} \quad (18)$$

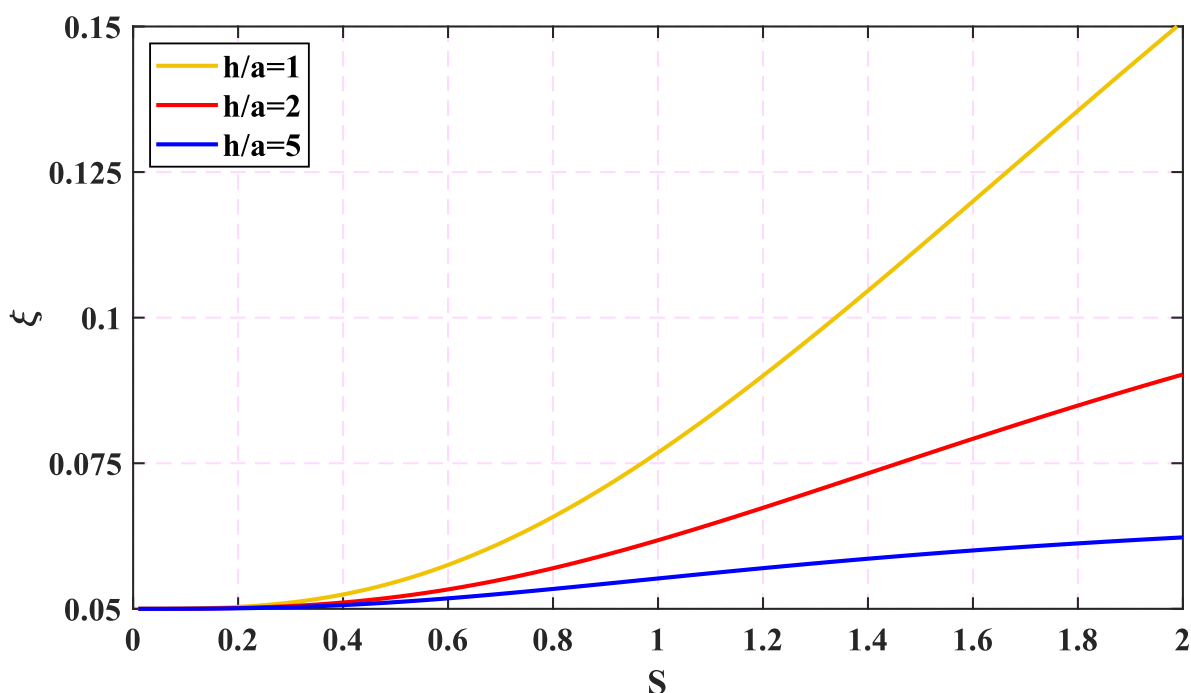
$$\xi_n = -\frac{\lambda_n + \bar{\lambda}_n}{2\sqrt{\lambda_n * \bar{\lambda}_n}} \quad (19)$$

شکل (۲)، تغییرات نسبت پریود سازه با در نظر گرفتن اندرکنش خاک - سازه را به پریود سازه با پایه ثابت بر حسب تغییرات پارامتر بدون بعد s برای مقادیر مختلف نسبت ابعاد سازه، (\bar{h}) نشان می‌دهد. نتایج حاصله حاکی از آن است که با نرم‌تر شدن خاک زیر سازه (افزایش پارامتر s)، پریود مود اول سازه افزایش چشم‌گیری نسبت به پریود سازه با پایه ثابت پیدا می‌کند. همچنین با افزایش لاغری سازه (افزایش \bar{h}) تأثیر اندرکنش خاک - سازه بر پریود سازه بیشتر خواهد شد.

شکل (۳)، تغییرات نسبت میرایی در مود اول سازه با در نظر گرفتن اندرکنش خاک - سازه را بر حسب تغییرات پارامتر بدون بعد s برای مقادیر مختلف نسبت ابعاد سازه، (\bar{h}) نشان می‌دهد. نتایج نشان می‌دهد که با نرم‌تر شدن خاک زیر سازه (افزایش پارامتر s)، میرایی در حال افزایش می‌باشد. همچنین با افزایش لاغری سازه (افزایش \bar{h}) تأثیر اندرکنش خاک - سازه بر میرایی سازه کمتر خواهد شد.



شکل ۲: تغییرات دوره تناوب نسبی مود اول سازه بر حسب تغییرات سرعت موج برشی خاک



شکل ۳: تغییرات نسبت میرایی مود اول سازه بر حسب تغییرات مشخصات خاک ($\xi_0=5\%$)

۵- حل عددی معادلات حرکت

معادلات دیفرانسیل حاکم بر ارتعاش سیستم با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه را نمی‌توان با استفاده از روش مدل‌سازی مودال کلاسیک به دلیل در نظر گرفتن میرایی هندسی فونداسیون که منجر به تشکیل ماتریس میرایی غیر کلاسیک می‌شود، حل نمود. در نتیجه، معادلات حاکم بر حرکت در شکل فزاینده با استفاده از روش گام به گام نیومارک - بتا و فرض تغییرات متوسط شتاب در فواصل زمانی کوچک حل می‌شوند. معادلات حرکت در شکل فزاینده به صورت رابطه (۲۰) بیان می‌شوند:

$$[m]\{\Delta\ddot{u}\} + [c]\{\Delta\dot{u}\} + [k]\{\Delta u\} = -[m]\{r\}\Delta\ddot{u}_g \quad (20)$$

در رابطه فوق، $\{\Delta u\} = \{\Delta u_r, \Delta u_{rf}, \Delta\theta\}^T$ و $\Delta\ddot{u}_g$ به ترتیب بردار تغییرات جزئی جابجایی سیستم و اختلاف شتاب وارده به سیستم در فاصله زمانی t و $t + \Delta t$ می‌باشند. بردارهای تغییرات جزئی شتاب $\{\Delta\ddot{u}\}$ و جزئی سرعت $\{\Delta\dot{u}\}$ به صورت روابط (۲۱) و (۲۲) بیان می‌شوند [۳۰]:

$$\{\Delta\dot{u}\} = \frac{2}{\Delta t}\{\Delta u\} - 2\{u(t)\} \quad (21)$$

$$\{\Delta\ddot{u}\} = \frac{4}{(\Delta t)^2}\{\Delta u\} - \frac{4}{\Delta t}\{\dot{u}(t)\} - 2\{\ddot{u}(t)\} \quad (22)$$

پس از جایگذاری روابط (۲۱) و (۲۲) در رابطه (۲۰)، می‌توان بردار تغییرات جزئی جابجایی سیستم را به صورت رابطه (۲۳) به دست آورد [۳۰]:

$$[k_{eff}] \{\Delta u\} = \{p_{eff}\} \quad (23)$$

در رابطه (۲۳) ماتریس سختی موثر و همچنین بردار نیروی موثر به صورت روابط (۲۴ و ۲۵) تعریف می‌شود [۳۰]:

$$[k_{eff}] = [k] + \frac{2}{\Delta t} [c] + \frac{4}{(\Delta t)^2} [m] \quad (24)$$

$$\{p_{eff}\} = -[m] \{r\} \Delta \ddot{u}_g + \left(\frac{4}{\Delta t} [m] + 2[c] \right) \{\dot{u}(t)\} + 2[m] \{\ddot{u}(t)\} \quad (25)$$

با به دست آمدن مقادیر بردار سرعت و جابجایی در لحظه دلخواه t ، مقدار بردار شتاب سیستم با جایگذاری در معادله دیفرانسیل به صورت رابطه (۲۶)، حاصل می‌شود [۳۰].

$$\{\ddot{u}(t + \Delta t)\} = [m]^{-1} \left(-[m] \{r\} \ddot{u}_g(t + \Delta t) - [c] \{\dot{u}(t + \Delta t)\} - [k] \{u(t + \Delta t)\} \right) \quad (26)$$

۶- صحت سنجی مدل دینامیکی ارائه شده

شکل (۴) ساختمان پانزده طبقه فولادی واقع در شهر لس‌آنجلس کالیفرنیا (طول جغرافیایی $34/058$ درجه، عرض جغرافیایی $118/25$ درجه) را نشان می‌دهد. سیستم باربر جانبی این ساختمان، قاب خمشی فولادی می‌باشد که در سال ۱۹۶۱ طراحی شده است. تاریخچه زمانی جابجایی تراز طبقه بام توسط حسگرهایی که محل نصب آن در شکل (۴) نشان داده شده است؛ تحت رخداد زلزله نورتریج در سال ۱۹۹۴، در وب سایت آنلاین داده‌های حرکت قوی (USGS, 2011) ثبت شده‌اند [۳۱]. دوره تناوب و نسبت میرایی مود اول سازه معرفی شده که توسط سونگ-هون هوانگ و همکاران^{۳۰} در سال ۲۰۱۸ برآورد شده است؛ در جدول (۲) ارائه شده است [۳۲]. همچنین دوره تناوب مود اول ساختمان با در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه با استفاده از تحلیل‌های شناسایی سیستم تحت رخداد زلزله نورتریج که توسط گول و چوپرا^{۳۱} برآورد شد، در جدول (۲) ارائه شده است [۳۳].

با توجه به مدل دینامیکی مورد استفاده در این پژوهش، مقدار شعاع پی دایره‌ای مورد نیاز است. مقدار ضریب لاغری (\bar{h}) به گونه‌ای در نظر گرفته شده است که دوره تناوب مود اول مدل دینامیکی با در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه نزدیک به مقدار ارائه شده در جدول (۲) باشد.

³⁰ Seong-Hoon Hwang et al.

³¹ Goel & Chopra



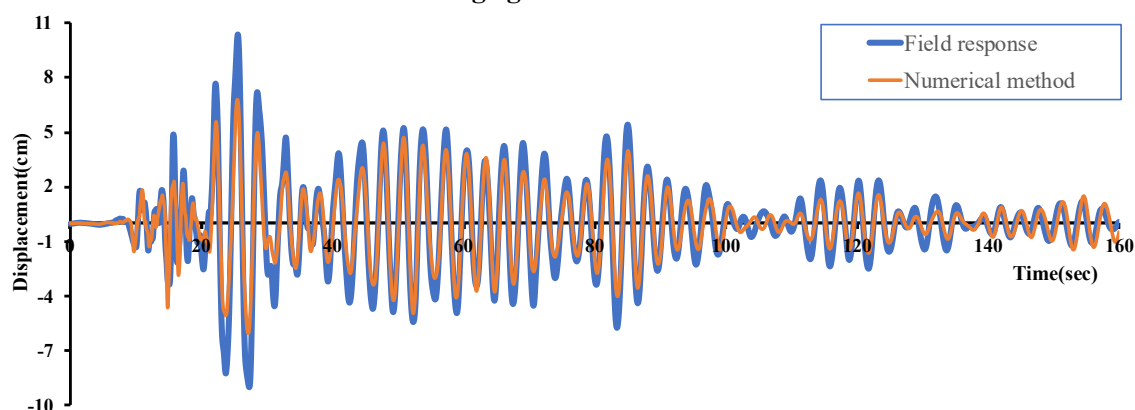
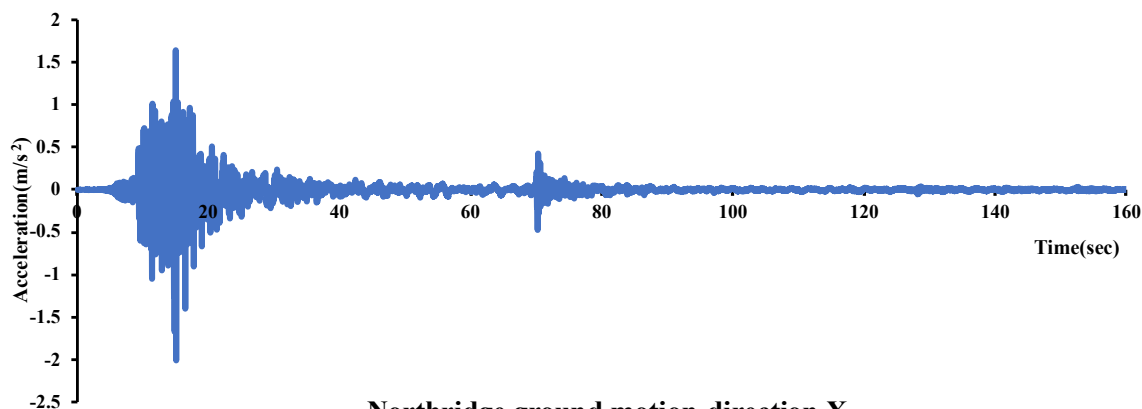
شکل ۴: ساختمان اداری-دولتی پانزده طبقه اسکلت فولادی واقع در شهر لس آنجلس، (الف) پلان و مقطع عرضی ساختمان، (ب) نمای

کلی [۳۱]

جدول ۲: مشخصات دینامیکی ساختمان اداری-دولتی پانزده طبقه اسکلت فولادی واقع در لس آنجلس [۳۲ و ۳۳]

جهت بارگیری	پریود مود اول	نسبت میرایی مود اول	ضریب لاغری	پریود مود اول سازه با در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه
	$T_{Fix-base}$ (sec)	ξ_0 (%)	\bar{h}	T (sec)
x	2.94	2.2	4	3.11

شکل (۵) مقایسه بین تاریخچه زمانی جابجایی ثبت شده توسط حسگر (Sensor11) و تاریخچه زمانی جابجایی حاصل از مدلسازی ارائه شده در این پژوهش را برای تراز طبقه بام نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، تطابق بسیار خوبی میان پاسخ حاصل از مدل سازی دینامیکی و پاسخ ثبت شده توسط حسگر وجود دارد. این امر صحت مدل دینامیکی ارائه شده در این پژوهش را تایید می‌کند.

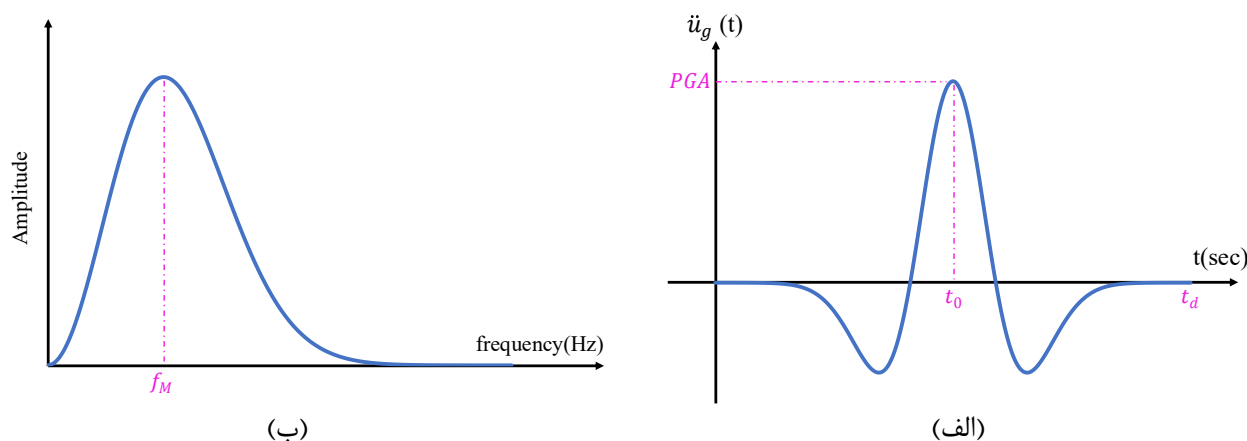


Response at the control point (Sensor11)

شکل ۵: مقایسه بین تاریخچه زمانی جابجایی ثبت شده توسط حسگر (Sensor11) و تاریخچه زمانی جابجایی حاصل از مدلسازی ارائه شده در این پژوهش تحت زلزله نورث ریج [۳۱]

۷- رکوردهای زلزله مصنوعی

در این پژوهش جهت بررسی طیف گسترده‌ای از رکوردهای زلزله با دوره تناوب‌های مختلف، از موجک ریچر استفاده شده است. این موجک از نظر تئوری یک راه حل برای معادله دیفرانسیل استوکس است که اثر ویسکوزیته نیوتنی را در نظر می‌گیرد و برای امواج لرزه ای منتشر شده از طریق محیط‌های همگن ویسکوالاستیک قابل استفاده است [۳۴]. نمودار تاریخچه زمانی این موجک در دو حوزه زمان و فرکانس، مطابق شکل (۵) نشان داده شده است [۳۵].



شکل ۶: موجک ریچر (الف) حوزه زمان، (ب) حوزه فرکانس

در شکل (۶)، t_0 بیانگر زمانی است که موجک به حداکثر مقدار خود می‌رسد، f_M بیانگر فرکانس مرکزی موجک یا به عبارتی فرکانسی که دارای بیشترین دامنه فوریه می‌باشد، مدت زمان موجک و PGA یک عامل مقیاس است که ارتفاع کلی موجک را تعیین می‌کند. معادله موجک ریچر در حوزه زمان به صورت رابطه (۲۷) بیان می‌شود [۳۵]:

$$\ddot{u}_g(t) = PGA \left(1 - 2\pi^2 f_M^2 (t - t_0)^2\right) e^{-\pi^2 f_M^2 (t - t_0)^2}, t \leq t_d \quad (27)$$

در این پژوهش دوره تناوب مرکزی در محدوده $0.5 \text{ sec} \leq T_M \leq 6 \text{ sec}$ ، زمان رسیدن به مقدار حداکثر موجک (t_0) برابر ۵ ثانیه، مدت زمان کلی برای اعمال موجک (t_d) برابر ۱۰ ثانیه و حداکثر شتاب زلزله (PGA) برابر $9/81$ متر بر مجذور ثانیه در نظر گرفته شده است.

۸- مشخصات سازه‌های مورد استفاده در پژوهش

در این پژوهش سه تپ سازه مختلف با تعداد طبقات چهار، هشت و دوازده (جهت مقایسه نسبی تأثیر افزایش طبقات سازه) می‌باشد؛ که به ترتیب نماینده سه سازه کوتاه، متوسط و بلند مرتبه است، تحلیل تاریخچه زمانی تحت رکوردهایی با پیوندهای مختلف شده اند. ارتفاع تمامی طبقات برای سه تپ سازه، برابر ۳ متر و مشخصات دینامیکی آن اعم از زمان تناوب مطابق با رابطه تجربی آئین نامه ASCE7-22 مفروض شده است [۳۶]. از میان روابط تجربی موجود در آیین نامه، قاب خمشی فولادی بدلیل انعطاف پذیری بیشتر نسبت به سایر سیستم های باربر، دارای بیشترین دوره تناوب می‌باشد. در این پژوهش نوع سیستم باربر، قاب خمشی فولادی در نظر گرفته شده است. مشخصات سه سازه اعم از ارتفاع و دوره تناوب؛ در جدول (۳) ارائه شده است.

جدول ۳: مشخصات سه سازه قاب خمشی فولادی مورد استفاده در این پژوهش [۳۴]

شناسه	سیستم باربر جانبی	تعداد طبقات	ارتفاع از تراز پایه (متر) $h(m)$	پیوند تجربی (ثانیه) $T_{\text{Fix-base}} = 0.0724 * (h)^{0.8}$
4-Story building	قاب خمشی فولادی	4	12	0.53
8-Story building	قاب خمشی فولادی	8	24	0.92
12-Story building	قاب خمشی فولادی	12	36	1.27

همچنین پارامتر بدون بعد \bar{h} طوری انتخاب شده است که بیشترین و کمترین تأثیر را به ترتیب بر پیوند و میرایی سازه داشته باشد. با توجه به شکل‌های (۲ و ۳)، مقدار ۵ مناسب می‌باشد. همچنین مابقی پارامترهای بدون بعد اندرکنش مطابق جدول (۱) برای تمامی تحلیل‌ها در نظر گرفته شده است.

با توجه به اینکه پارامترهای بدون بعد اندرکنش برای تمامی تحلیل‌ها ثابت در نظر گرفته شده است می‌بایست تحلیل حساسیت پاسخ حداکثر جابجایی نسبی سازه $(u - u_f - \theta * h)$ و پیوند رخداد تشدید (T_r) نسبت به پارامترهای تأثیرگذار انجام گردد. به این منظور از شبیه سازی مونت کارلو^{۳۲} (یکی از رایج‌ترین روش‌ها برای بررسی عدم قطعیت و تحلیل حساسیت^{۳۳}) استفاده شده است [۳۷]. در این روش ابتدا پارامتر مورد بررسی با توزیع احتمالاتی فرضی به صورت مجموعه‌ای از مقادیر تعینی تعریف گشته و سایر پارامترها در مقدار میانگین خود قرار دارند و مجموعه‌ای از خروجی تعینی را نتیجه می‌دهند. مرحله اول به ازای تعداد کل پارامترها تکرار شده و در نهایت نمودار توزیع فراوانی خروجی‌ها محاسبه و ارائه می‌شود [۳۸]. جهت مقایسه میان دامنه تغییرات پاسخ به تفکیک تغییرات پارامترهای تأثیرگذار می‌توان از نمودار گردباد^{۳۴} استفاده نمود. در این نمودار حساسیت پاسخ مورد نظر نسبت به پارامترهای تأثیرگذار بوسیله نمودارهای میله‌ای افقی نمایش داده می‌شود. همچنین نمودار گردباد به ترتیب میزان دامنه تغییرات پاسخ، از بالا به پائین به صورت نزولی مرتب شده و نشان دهنده کاهش تأثیرگذاری پارامتر بر روی پاسخ می‌باشد [۳۸].

در این پژوهش، توزیع احتمالاتی یکنواخت برای هفت پارامتر تأثیرگذار شامل پیوند مود اول سازه، فرکانس بدون بعد، پیوند میانگین زلزله، نسبت ابعادی سازه، شاخص نسبت جرم سازه به جرم خاک، نسبت میرایی سازه و نسبت جرمی فونداسیون به سازه؛ مفروض شده است. بازه تغییرات و میانگین پارامترها بر اساس ۱۰۰ داده تصادفی به تفکیک در جدول (۴) نشان داده شده است:

جدول ۴: مشخصات پارامترهای تأثیرگذار بر اساس توزیع احتمالاتی یکنواخت و ۱۰۰ داده تصادفی

پارامتر	حداقل مقدار	میانگین	حداکثر مقدار
$T_{\text{Fix-base}}$ (sec)	0.12	1.1	1.94
\bar{h}	1.02	2.87	4.98
\bar{m}	0.77	5.29	9.89
ξ_0 (%)	5	19	35
S	0.14	1.05	1.99
m_f/m_s	0.1	0.36	0.59
T_M (sec)	0.51	3.21	5.83

شکل (۷) توزیع فراوانی حداکثر پاسخ جابجایی نسبی سازه و پیوند رخداد تشدید را بر اساس مقادیر نشان داده شده در جدول (۴) نشان می‌دهد. همچنین دامنه تغییرات پاسخ به تفکیک پارامترهای تأثیرگذار در قالب نمودار گردباد در شکل (۸) نشان داده شده است. در این نمودار خط قرمز رنگ منقطع نشان دهنده پاسخ بر اساس مقادیر میانگین پارامترهای تأثیرگذار می‌باشد.

همانطور که مشاهده می‌شود تحلیل حساسیت پاسخ حداکثر جابجایی نسبی سازه $(u - u_f - \theta * h)$ نسبت به ۷ پارامتر انجام شده است. نتایج نشان می‌دهند که تغییرات پارامترهای پیوند طبیعی سازه ($T_{\text{Fix-base}}$) و پیوند مرکزی موجک (T_M) بیشترین تأثیر را بر میزان

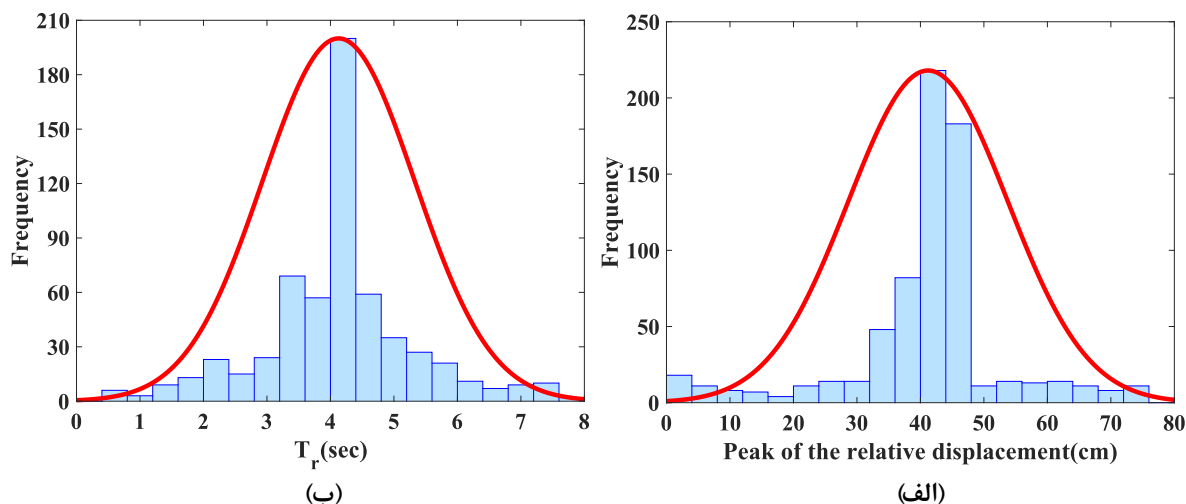
³² Monte Carlo

³³ Sensitivity analysis

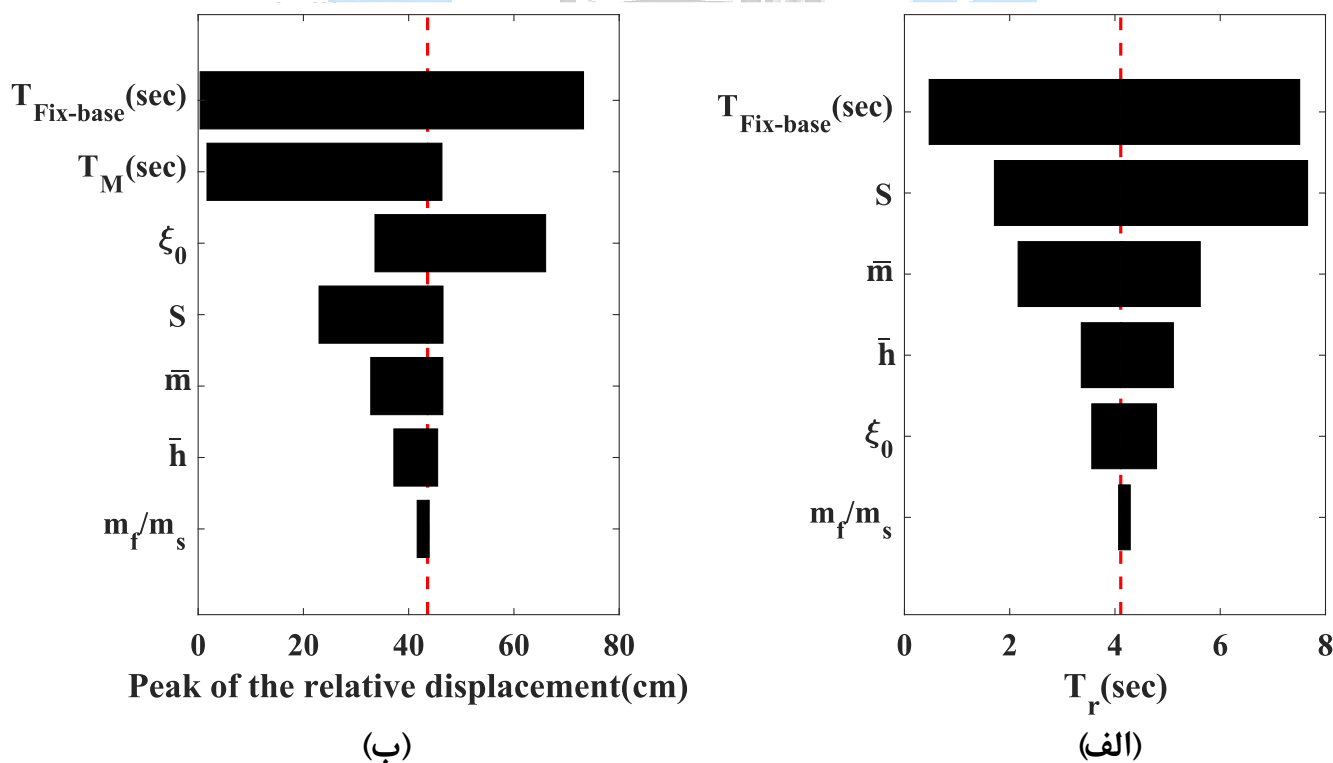
³⁴ Tornado

حداکثر پاسخ جابجایی نسبی سازه دارد و تغییرات پارامترهای نسبت ابعادی سازه (\bar{h}) و نسبت جرمی فونداسیون به سازه (m_f/m_s) کمترین تاثیر را بر میزان حداکثر پاسخ جابجایی نسبی سازه خواهد داشت.

تحلیل حساسیت پریود رخداد تشدید نسبت به ۶ پارامتر انجام شده است. نتایج نشان می‌دهند که تغییرات پارامترهای پریود طبیعی سازه ($T_{\text{Fix-base}}$) و فرکانس بدون بعد (S) بیشترین تاثیر را بر میزان پریود رخداد تشدید سازه دارد و تغییرات پارامترهای نسبت میرایی سازه (ξ_0) و نسبت جرمی فونداسیون به سازه (m_f/m_s) کمترین تاثیر را بر میزان پریود رخداد تشدید سازه خواهد داشت.



شکل ۷: توزیع فراوانی (الف) حداکثر پاسخ جابجایی نسبی سازه ، (ب) پریود رخداد تشدید



شکل ۸: نمودار گردباد الف) پرپود رخداد شدید، ب) حداکثر پاسخ جابجایی نسبی سازه

۹- نتایج و بحث

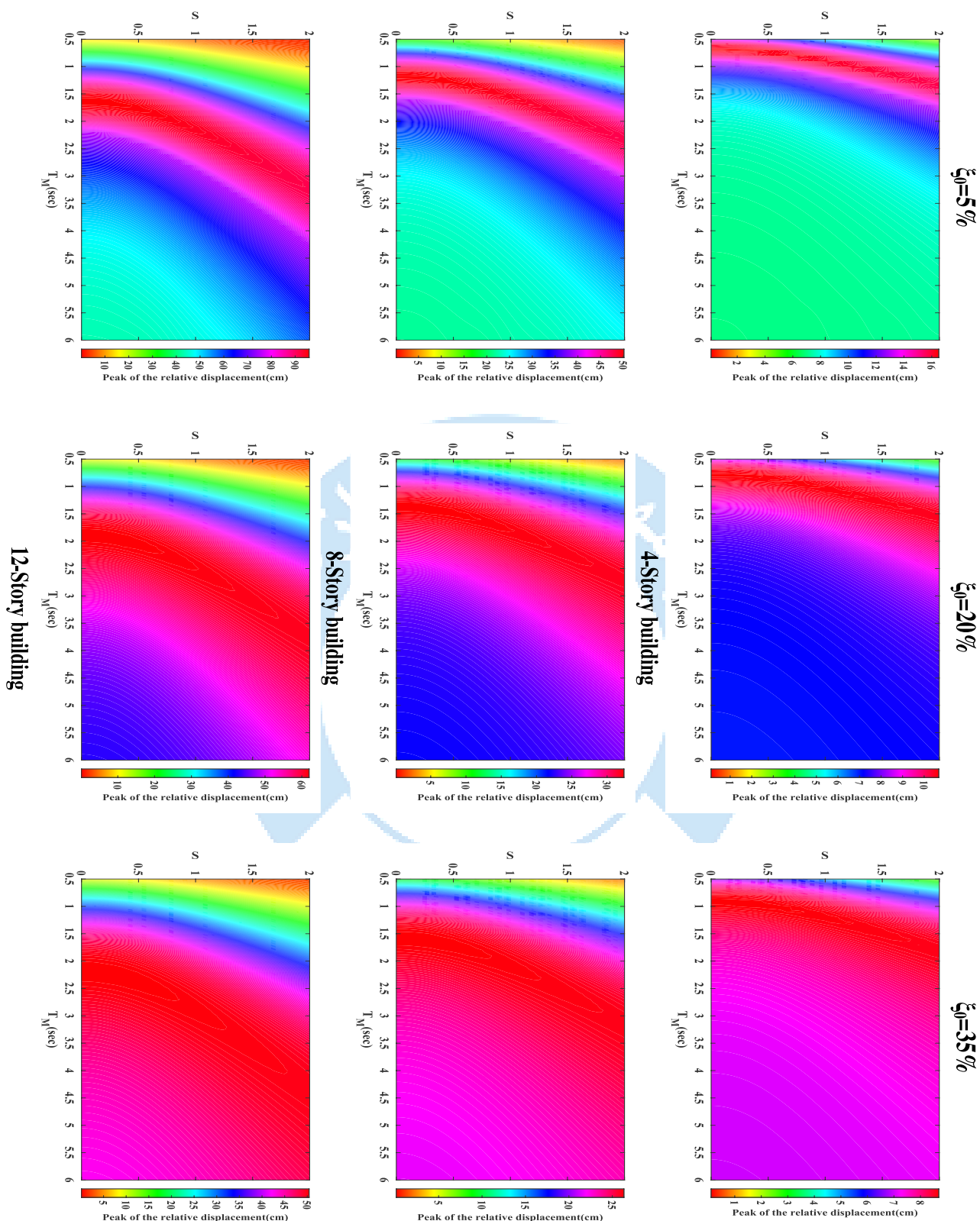
در این بخش نتایج تحلیل تاریخیچه زمانی سازه‌های معرفی شده در بخش قبلی ارائه شده است. شکل (۹)، کانتورهای رنگی حداکثر پاسخ لرزه‌ای سه تیپ سازه با در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه به تفکیک نسبت های میرایی متفاوت تحت رکوردهای مصنوعی معرفی شده در بخش ۷، نشان می‌دهند. میرایی ۵ درصد معرف سازه بدون ادوات کنترل لرزه‌ای می‌باشد؛ همچنین مطابق با درخت‌واره طراحی میراگر مطابق با نشریه ۷۶۶، حداکثر میرایی هدف برابر با ۳۵ درصد و میرایی ۲۰ درصد به عنوان حد وسط این دو مقدار در نظر گرفته شده است [۳۹]. در این نمودارها محورهای افقی و قائم به ترتیب دوره تناوب مرکزی موجک T_M و فرکانس بی بعد S هستند.

پیکسل‌های رنگی نشان دهنده حداکثر پاسخ جابجایی نسبی سازه $(u - u_f - \theta * h)$ حاصل از ۵۱۴۰۸ تحلیل تاریخیچه زمانی می‌باشد که در سمت راست تمامی نمودارها، مقادیر عددی متناظر با هر طیف رنگ درج گردیده است.

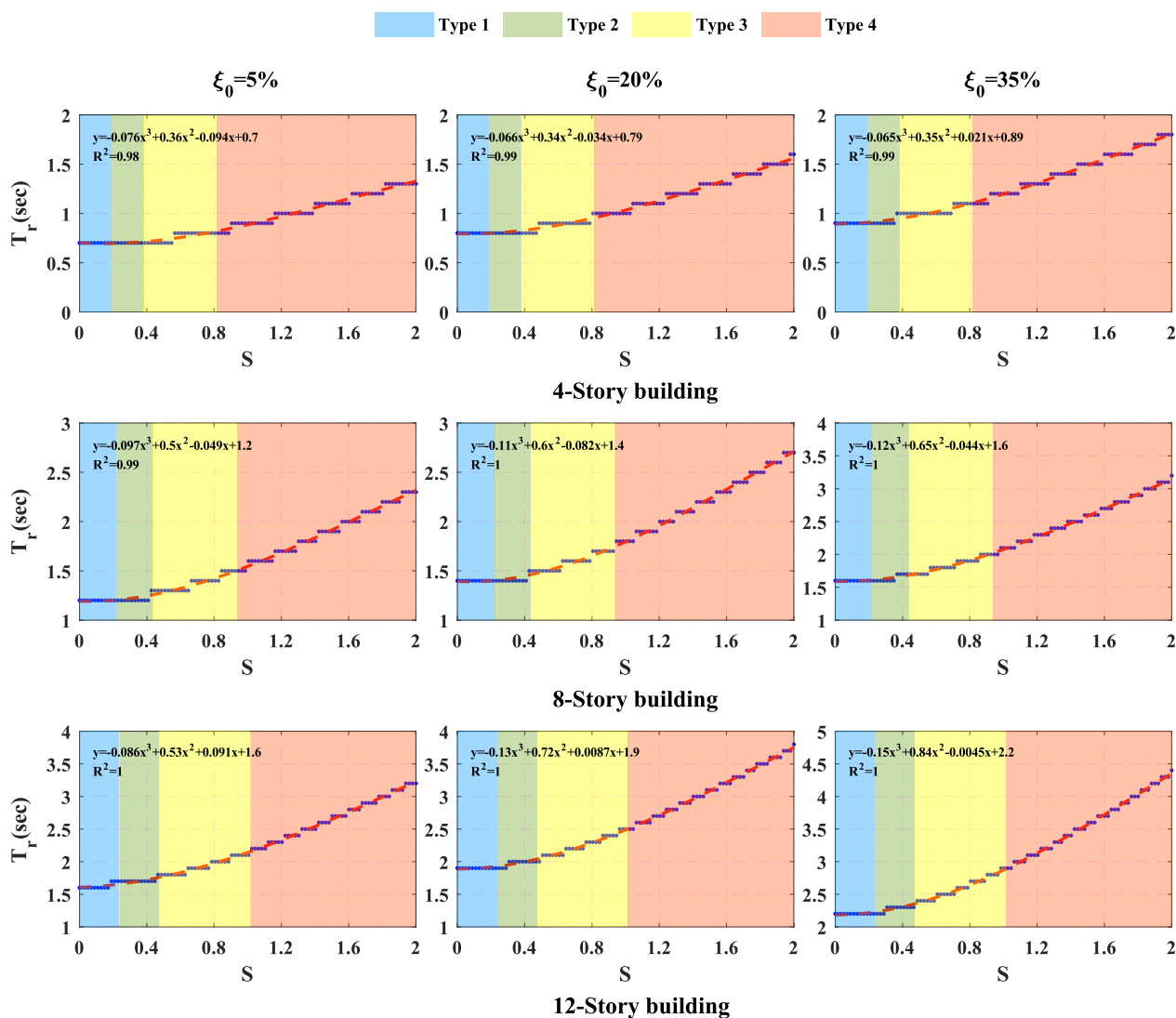
همانگونه که مشاهده می‌شود، در یک سازه با مشخصات ثابت با افزایش انعطاف پذیری خاک ساختگاه؛ حداکثر جابجایی نسبی سیستم در حوالی دوره تناوب مود اول سازه و کمتر از آن، کاهش و در مابقی بازه‌ها افزایش می‌یابد. با توجه به ناحیه قرمز رنگ کانتورهای نشان داده شده؛ همانطور که انتظار میرفت، پرپود وقوع شدید در تمامی طیف‌های رنگی با افزایش انعطاف پذیری خاک و میرایی سازه در حال تغییر می‌باشند.

شکل (۱۰) روند تغییرات پرپود رخداد شدید (T_I)، به تفکیک سه تیپ سازه و میرایی‌های ۲۰، ۳۵ و ۵۰ درصد، بر حسب تغییرات فرکانس بدون بعد (S) را نشان می‌دهد. برای هر نمودار، معادله درجه سوم با روش تقریب کمترین مربعات خطا برازش شده است. همچنین برای هر نمودار چهار بازه رنگی مشخص شده است که نشان دهنده تیپ بندی خاک مطابق با ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد [۴۰]. همانطور که مشاهده می‌شود، ساختمان چهار طبقه بدون ادوات کنترل لرزه‌ای ($\xi_0=0.05$)، در تحریکات زلزله با پرپودهای پائین شدید خواهند شد. این در حالی است که با افزایش میرایی سازه ($\xi_0>0.05$) و انعطاف پذیری خاک، پرپود رخداد شدید از ۰/۷ ثانیه به ۱/۸ ثانیه افزایش خواهد یافت.

این امر موجب می‌شود تا محدودیت‌هایی از لحاظ ارتفاع جهت احداث ساختمان برای مناطق با شرایط خاک متفاوت بر اساس کاتالوگ لرزه‌ای ایجاد گردد تا در حد امکان احتمال وقوع شدید به حداقل رسد. به منظور جمع بندی کاربرد نتایج حاصل از تحلیل‌ها در جدول (۵)، بازه پرپود میانگین زلزله که موجب شدید می‌گردد به تفکیک برای سه تیپ سازه (چهار، هشت و دوازده طبقه) با میرایی‌های ۲۰، ۳۵ و ۵۰ درصد و ۴ تیپ خاک (مطابق با ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰) ارائه گردیده است:



شکل ۹: پاسخ حداکثر جابجایی نسبی سازه های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه بر حسب تغییرات دوره تناوب مرکزی موجک و فرکانس بی بعد (میرایی های ۵، ۲۰ و ۳۵ درصد)



شکل ۱۰: تغییرات پریود رخداد تشدید بر حسب تغییر فرکانس بی بعد و به تفکیک ساختمان های ۸، ۴ و ۱۲ طبقه (میرایی های ۵، ۲۰ و ۳۵ درصد)

جدول ۵: بازه رخداد پدیده تشدید به تفکیک ۳ تپ سازه، میرایی های (۲۰، ۳۵ درصد) و ۴ تپ خاک

				تپ بندی خاک	
4	3	2	1		
0.8 sec < Tr < 2.3 sec	0.7 sec < Tr < 1.5 sec	0.7 sec < Tr < 1.3 sec	0.7 sec < Tr < 1.2 sec	$\xi_0 = 5\%$	12m ≤ h < 24m
1 sec < Tr < 2.8 sec	0.8 sec < Tr < 1.8 sec	0.8 sec < Tr < 1.5 sec	0.8 sec < Tr < 1.4 sec	$\xi_0 = 20\%$	
1.1 sec < Tr < 3.2 sec	0.9 sec < Tr < 2 sec	0.9 sec < Tr < 1.7 sec	0.9 sec < Tr < 1.6 sec	$\xi_0 = 35\%$	
1.5 sec < Tr < 3.2 sec	1.3 sec < Tr < 2.1 sec	1.2 sec < Tr < 1.8 sec	1.2 sec < Tr < 1.7 sec	$\xi_0 = 5\%$	24m ≤ h < 36m
1.8 sec < Tr < 3.9 sec	1.5 sec < Tr < 2.6 sec	1.4 sec < Tr < 2.1 sec	1.4 sec < Tr < 2 sec	$\xi_0 = 20\%$	
2 sec < Tr < 4.4 sec	1.7 sec < Tr < 2.9 sec	1.6 sec < Tr < 2.4 sec	1.6 sec < Tr < 2.2 sec	$\xi_0 = 35\%$	
Tr > 3.2 sec	Tr > 2.1 sec	Tr > 1.8 sec	Tr > 1.7 sec	$\xi_0 = 5\%$	h ≥ 36m
Tr > 3.9 sec	Tr > 2.6 sec	Tr > 2.1 sec	Tr > 2 sec	$\xi_0 = 20\%$	
Tr > 4.4 sec	Tr > 2.9 sec	Tr > 2.4 sec	Tr > 2.2 sec	$\xi_0 = 35\%$	

۹- جمع بندی و نتیجه گیری

پدیده تشدید در هنگام وقوع زلزله، موجب افزایش نیروهای لرزه‌ای وارد بر سازه‌ها شده و در موارد زیادی منجر به تخریب آنها گردیده است. علاوه بر این، اندرکنش خاک-سازه تغییراتی در پیروید و میرایی سازه ایجاد می‌کند که این امر می‌تواند منجر به تغییر پیروید رخداد تشدید در سازه شود. در این پژوهش، با استفاده از مدل مکانیکی ساده‌سازی شده یک سازه با در نظر گرفتن اندرکنش خاک - سازه تحت رکوردهای زلزله مصنوعی ایجاد شده توسط موجک ریچر به بررسی پاسخ‌های لرزه‌ای و همچنین فرکانس وقوع پدیده تشدید پرداخته شده است. همچنین پارامترهای تاثیرگذار بر میزان حداکثر جابجایی نسبی سازه و پیروید رخداد تشدید از طریق تحلیل حساسیت بررسی شد. جهت اطمینان از نتایج حاصله، مشخصات دینامیکی ساختمان اداری-دولتی پانزده طبقه فولادی واقع در لس‌آنجلس بر مدل دینامیکی ارائه شده اعمال گردید و پاسخ لرزه‌ای طبقه بام حاصل از مدل‌سازی عددی تحت زلزله نورتریج ۱۹۹۴ با پاسخ لرزه‌ای ثبت شده توسط حسگر واقع در طبقه بام مقایسه شده است. براساس داده‌های موجود حاصل از ۵۱۴۰۸ تحلیل تاریخیچه زمانی، جدولی ارائه شده است که بازه پیروید رخداد پدیده تشدید را به تفکیک تیپ بندی‌های مختلف سازه و خاک نشان می‌دهد. نتایج حاصل از این پژوهش، با توجه به مشخصات سازه، خاک و رکوردهای زلزله مورد استفاده به شرح زیر می‌باشد:

۱- در یک سازه با مشخصات ثابت، با افزایش انعطاف‌پذیری خاک ساختگاه، پیروید وقوع پدیده تشدید به صورت قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد. این افزایش برای خاک‌های نوع ۳ و ۴ بیشتر مشهود است. به‌طوریکه با کاهش متوسط سرعت موج برشی خاک با توجه به نوع سازه، پیروید وقوع پدیده تشدید در خاک نوع ۳، ۱۵-۲۳ درصد و در خاک نوع ۴، ۵۰-۶۴ درصد افزایش می‌یابد.

۲- پیروید وقوع پدیده تشدید برای ساختمان‌های بلندتر از هشت طبقه، با درصد میرایی‌های مختلف و مستقر بر تیپ‌های مختلف خاک، بزرگتر از یک ثانیه می‌باشد. لذا در صورت احداث چنین سازه‌های در مناطق با احتمال رخداد زیاد زلزله‌های با پیروید کوتاه ($T_M < 1 \text{sec}$)، احتمال وقوع پدیده تشدید کمتر است.

۳- استفاده از ادوات کنترل لرزه‌ای که باعث افزایش میرایی سازه می‌شود ($0.05 > \xi_0$)، پیروید رخداد پدیده تشدید را برای هر تیپ دلخواه سازه و خاک افزایش خواهد داد. به‌طوریکه با افزایش میرایی به میزان ۱۵٪، پیروید وقوع پدیده تشدید ۱۳ الی ۱۹ درصد افزایش می‌یابد.

۴- در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک - سازه برای پیرویدهای زلزله در محدوده پیروید مود اول سازه و کمتر از آن، حداکثر دریافت سازه کاهش پیدا می‌کند و به ازای مابقی پیرویدهای زلزله، افزایش می‌یابد.

۵- با افزایش توأمان لاغری سازه (افزایش مقدار h/a) و انعطاف‌پذیری خاک، پیروید مود اول سازه با در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه افزایشی در حدود دو برابر و میرایی مود اول سازه در حدود ۲۵ درصد نسبت به حالت پایه ثابت خواهد یافت.

۶- دو پارامتر پیروید طبیعی سازه ($T_{\text{Fix-base}}$) و فرکانس بدون بعد (S) بیشترین تأثیر را بر میزان پیروید رخداد تشدید سازه دارد. به‌طوریکه با فرض ثابت بودن سایر پارامترها، با تغییر پیروید طبیعی سازه و فرکانس بدون بعد، پیروید رخداد تشدید می‌تواند به ترتیب در بازه $0.5 \text{sec} \leq T_r \leq 7.5 \text{sec}$ و $1.7 \text{sec} \leq T_r \leq 7.7 \text{sec}$ تغییر کنند.

۷- دو پارامتر پیروید طبیعی سازه ($T_{\text{Fix-base}}$) و پیروید میانگین زلزله (T_M) بیشترین تأثیر را بر میزان حداکثر پاسخ جابجایی نسبی سازه (PRD^{35}) دارد. به‌طوریکه با فرض ثابت بودن سایر پارامترها، با تغییر پیروید طبیعی سازه و پیروید میانگین زلزله، حداکثر پاسخ جابجایی نسبی سازه می‌تواند به ترتیب در بازه $0.4 \text{cm} \leq PRD \leq 73.2 \text{cm}$ و $1.7 \text{cm} \leq PRD \leq 46.3 \text{cm}$ تغییر کنند.

35 Peak Relative Displacement

مراجع

- [1] Foutch, D. S. (1978). The vibrational characteristics of a twelve-storey steel frame building. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 6(3), 265-294.
- [2] Kohler, M. D., Davis, P. M., & Safak, E. (2005). Earthquake and ambient vibration monitoring of the steel-frame UCLA factor building. *Earthquake Spectra*, 21(3), 715-736.
- [3] Morassi, A. (2011). Dynamic testing and structural identification of the Hypo Bank office complex. I: Experiments. *Journal of Structural Engineering*, 137(12), 1527-1539.
- [4] De-la-Colina, J., & Valdés-González, J. (2021). Forced-vibration tests of a reinforced concrete four-story building structure. *Journal of Structural Engineering*, 147(7), 04721004.
- [5] Matsuo, H., & Ohara, S. (1960). Lateral earth pressure and stability of quay walls during earthquakes. In: *Second World Conference on Earthquake Engineering*. Tokyo-Kyoto: Science Council of Japan, 165-181.
- [6] Chopra, A. K., & Gutierrez, J. A. (1974). Earthquake response analysis of multistorey buildings including foundation interaction. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 3(1), 65-77.
- [7] Veletsos, A. (1977). Dynamics of structure-foundation systems. *Structural and geotechnical mechanics*, 333-361.
- [8] Muller, F., & Keintzel, E. (1982). Ductility requirements for flexibly supported antiseismic structures. In: *7th European Conference on Earthquake Engineering*.
- [9] Wolf, J. P., & Oberhuber, P. (1985). Non-linear soil-structure-interaction analysis using dynamic stiffness or flexibility of soil in the time domain. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 13(2), 195-212.
- [10] Wu, G. (1994). *Dynamic soil-structure interaction: pile foundations and retaining structures*. Doctoral. University of British, Columbia.
- [11] Elgamal, A.-W., Alampalli, S., & Laak, P. V. (1996). Forced vibration of full-scale wall-backfill system. *Journal of geotechnical engineering*, 122(10), 849-858.
- [12] Stewart, J. P., & Fenves, G. L. (1998). System identification for evaluating soil-structure interaction effects in buildings from strong motion recordings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 27(8), 869-885.
- [13] Ali, G. M. (1998). 11 A STUDY ON THE FREQUENCY AND DAMPING OF SOIL-STRUCTURE SYSTEMS USING A SIMPLIFIED MODEL. *構造工学論文集*, B(44), 85-93.
- [14] Rodriguez, M. E., & Montes, R. (2000). Seismic response and damage analysis of buildings supported on flexible soils. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 29(5), 647-665.
- [15] Avilés, J., & Pérez-Rocha, L. E. (2003). Soil-structure interaction in yielding systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 32(11), 1749-1771.
- [16] Gajan, S., Kutter, B. L., Phalen, J. D., Hutchinson, T. C., & Martin, G. R. (2005). Centrifuge modeling of load-deformation behavior of rocking shallow foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25(7-10), 773-783.
- [17] Mylonakis, G., Syngros, C., Gazetas, G., & Tazoh, T. (2006). The role of soil in the collapse of 18 piers of Hanshin Expressway in the Kobe earthquake. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35(5), 547-575.
- [18] Paolucci, R., Shirato, M., & Yilmaz, M. T. (2008). Seismic behaviour of shallow foundations: Shaking table experiments vs numerical modelling. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37(4), 577-595.
- [19] Anastasopoulos, I., Kourkoulis, R., Gelagoti, F., & Papadopoulos, E. (2012). Rocking response of SDOF systems on shallow improved sand: An experimental study. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 40, 15-33.
- [20] Ghanbari, A., Hoomaan, E., & Mojallal, M. (2013). An analytical method for calculating the natural frequency of retaining walls. *International Journal of Civil Engineering*, 11(1), 1-9.
- [21] Roesset, J. M. (2013). Soil structure interaction the early stages. *Journal of Applied Science and Engineering*, 16(1), 1-8.
- [22] Xiong, W., Jiang, L.-Z., & Li, Y.-Z. (2016). Influence of soil-structure interaction (structure-to-soil relative stiffness and mass ratio) on the fundamental period of buildings: experimental observation and analytical verification. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14, 139-160.
- [23] Anand, V., & Kumar, S. S. (2018). Seismic soil-structure interaction: a state-of-the-art review. *Structures*, 16, 317-326.
- [24] Goktepe, F., Celebi, E., & Omid, A. J. (2019). Numerical and experimental study on scaled soil-structure model for small shaking table tests. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 119, 308-319.
- [25] Forcellini, D. (2021). Analytical fragility curves of shallow-founded structures subjected to Soil-Structure Interaction (SSI) effects. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 141, 106487.

- [26] Hamidia, M., & Nejabati, F. (2022). Predictive equations for fundamental period of steel moment frames considering the effects of irregularity in the floor plan and height and soil-structure interaction. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 54(6), 2281-2302.
- [27] AlKhayat, A., Hassan, T., Ahmed, S. M., & Moustafa, A. (2023). Effect of Soil Structure Interaction on the Design of Tall Concrete Buildings. In: *Geo-Congress 2023*.
- [28] Davoodi, M., Sadjadi, M., Goljahani, P., & Kamalian, M. (2012, September). Effects of near-field and far-field earthquakes on seismic response of sdof system considering soil structure interaction. In: *15th World Conference on Earthquake Engineering*.
- [29] Ghannad, M. A., Amiri, A., & Ghahari, S. F. (2008, July). Effects of Soil-Structure Interaction on Response of Structures Subjected to Near-Fault Earthquake Records. In: *AIP Conference*. American Institute of Physics, 642-649.
- [30] Chopra, A. K. (2022). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*.
- [31] USGS. 2011. Center for Engineering Strong Motion Data. Retrieved August 2011, from <http://strongmotioncenter.org/>.
- [32] Hwang, S. H., & Lignos, D. G. (2018). Nonmodel-based framework for rapid seismic risk and loss assessment of instrumented steel buildings. *Engineering Structures*, 156, 417-432.
- [33] Goel, R. K., & Chopra, A. K. (1997). Period formulas for moment-resisting frame buildings. *Journal of Structural Engineering*, 123(11), 1454-1461.
- [34] Wang, Y. (2015). Frequencies of the Ricker wavelet. *Geophysics*, 80(2), A31-A37.
- [35] Ricker, N. (1940). The form and nature of seismic waves and the structure of seismograms. *Geophysics*, 5(4), 348-366.
- [36] American Society of Civil Engineers. (2022). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Virginia: ASCE.
- [37] Kucherenko, S., Rodriguez-Fernandez, M., Pantelides, C., & Shah, N. (2009). Monte Carlo evaluation of derivative-based global sensitivity measures. *Reliability Engineering & System Safety*, 94(7), 1135-1148.
- [38] Byrne, A. W., Parnell, A., O'Keeffe, J., & Madden, J. M. (2021). The challenge of estimating wildlife populations at scale: the case of the European badger (*Meles meles*) in Ireland. *European Journal of Wildlife Research*, 67(5), 85.
- [39] Manual for Structural Damping Systems in Design and Retrofitting of Buildings.
- [40] Iran Ministry of Roads and Urban Development. (2013). *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Standard No. 2800*, 4th ed. Tehran: Building and Housing Research Center.