

نشریه مهندسی سازه و ساخت (علمی - پژوهشی)

www.jsce.ir

اثر وابستگی سختی دینامیکی خاک به فرکانس زلزله و تأثیر پارامترهای اندرکنشی بر پاسخ ارتجاعی و غیر ارتجاعی سیستم‌های خاک-سازه

بهنود گنجوی^{۱*}، سید رضا موسوی^۲

۱- استادیار، دانشکده مهندس عمران، دانشگاه مازندران، بابلسر، ایران

۲- کارشناس ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه مازندران، بابلسر، ایران

چکیده

در تحلیل و طراحی لرزه‌ای سازه‌ها عموماً فرض می‌شود که خاک زیر شالوده صلب است و از انعطاف‌پذیری آن صرف‌نظر می‌گردد. با در نظر گرفتن انعطاف‌پذیری خاک زیر پی، انتظار می‌رود که پاسخ سازه تحت تأثیر متقابل اندرکنش دینامیکی سیستم خاک و سازه قرار گیرد. به‌طور کلی مقادیر مختلف پارامترهای مؤثر خاک و سازه بر پاسخ‌های لرزه‌ای تأثیرات متفاوتی خواهند گذاشت. در این مطالعه با استفاده از یک تحلیل پارامتریک، اثرات پارامترهای مؤثر خاک و سازه مانند جرم و اینرسی دورانی سازه و پی، نسبت سختی سازه به خاک، نسبت ارتفاع به بُعد سازه، نسبت جرم سازه به جرم خاک و همچنین اثر وابستگی سختی دینامیکی خاک به فرکانس تحریک زمین بر پاسخ‌های ارتجاعی و غیر ارتجاعی سازه مورد بررسی قرار گرفته است. در این پژوهش خاک زیر پی به روش مخروطی مدل شده است، و برای تحلیل سیستم خاک-سازه از روش زیر سازه استفاده شده است. نتایج نشان داد وابستگی سختی دینامیکی خاک به فرکانس تحریک زمین، تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر پاسخ غیر ارتجاعی و ارتجاعی سازه‌های یک درجه آزاد نخواهد داشت. بنابراین می‌توان برای سازه‌های با شالوده‌های سطحی، با دقت قابل قبولی سختی دینامیکی خاک را به صورت مستقل از فرکانس مدل کرد. هرچند که پارامترهای مؤثر خاک-سازه نظیر نسبت جرم سازه به خاک، فرکانس بی‌بعد و نسبت لاغری تأثیر قابل توجهی بر پاسخ سیستم‌های خاک-سازه با پی سطحی خواهند گذاشت.

کلمات کلیدی: اندرکنش خاک و سازه، ضریب اصلاح تغییر مکان، ضریب برش پایه، مدل مخروطی، وابستگی به فرکانس

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
10.22065/jsce.2017.92297.1260	doi: 10.22065/jsce.2017.92297.1260	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
		۱۳۹۷/۱۰/۳۰	۱۳۹۶/۰۸/۱۴	۱۳۹۶/۰۸/۱۴	۱۳۹۶/۰۸/۰۶	۱۳۹۶/۰۴/۲۳
بهنود گنجوی					*نویسنده مسئول:	
b.ganjavi@umz.ac.ir					پست الکترونیکی:	

Influence of frequency-dependent dynamic soil stiffness and interacting parameters on elastic and inelastic response of soil-structure systems

Behnoud Ganjavi^{1*}, S. Reza Mousavi²

1- Assistant professor, Department of civil engineering. University of Mazandaran, Babolsar, Iran

2- M.Sc, Department of civil engineering. University of Mazandaran, Babolsar, Iran

ABSTRACT

In seismic analysis and design of structures, it is generally assumed that the soil beneath the foundation is rigid and, thus, its flexibility is not taken into account. Soil flexibility can affect the response of structures through complex phenomenon of dynamics soil-structure interaction effect. It is believed that effective soil and structural parameters could in some case significantly influence seismic response of structures in different manners and conditions. In this study, through an intensive parametric study, the effect of key parameters of soil-structures for both constant-strength and constant-ductility conditions are examined. In this regard, the effect of foundation mass, structure and foundation mass moment of inertia, structure-to-soil stiffness ratio, structural aspect ratio, the ratio of structural mass to soil mass, and, more importantly, the effect of frequency-dependent soil dynamic stiffness on the elastic and inelastic response of superstructures are investigated. The results of this study indicate that excitation frequency dependence, foundation mass and mass moment of inertia have insignificant effects on the base shear coefficient, displacement amplification factor of soil-shallow foundation systems. Nevertheless, other parameters such as soil foundation-to-structure mass ratio and dimensionless frequency and aspect ratio could have considerable effects on the response of the soil-shallow foundation SDOF systems.

ARTICLE INFO

Received: 14/07/2017

Revised: 28/10/2017

Accepted: 05/11/2017

Keywords:

*Soil-structure interaction,
Displacement amplification
factor,
Base shear,
Cone model,
Excitation Frequency*

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2017.92297.1260

*Corresponding author: Behnoud Ganjavi.

Email address: : b.ganjavi@umz.ac.ir

۱- مقدمه

امروزه اکثر ساختمان‌ها طبق آیین‌نامه‌های طراحی برای نیروهای برشی کوچک‌تر از نیروی برش الاستیک خود طراحی می‌شوند، در نتیجه می‌توان انتظار داشت که با مواجه شدن سازه با زلزله‌ای نظیر زلزله طرح، تغییر شکل‌های سازه بیش‌تر از تغییر شکل در حالت الاستیک آن باشد. بنابراین بر اساس آیین‌نامه‌های طراحی می‌بایست میزان تغییر شکل حداکثر در سازه‌ها محدود شود. در آیین‌نامه‌های مختلف این تغییر شکل‌ها با روش‌های مختلفی به دست می‌آیند که برای نمونه، در روش تحلیل پوش‌آور که در آیین‌نامه‌های FEMA 356 [۱] و FEMA 450 [۲] به آن اشاره شده است، مقدار تغییر مکان بام، بر اساس روش تغییر مکان به دست می‌آید.

پاسخ‌های سازه در ناحیه غیر ارتجاعی به عوامل مختلفی نظیر مشخصات سازه، پارامترهای زلزله و شرایط ساختگاه از جمله اثر اندرکنش خاک و سازه^۱ بستگی دارند. در سال‌های اخیر مطالعات زیادی بر روی اثر اندرکنش خاک و سازه بر پاسخ‌های غیر ارتجاعی سازه‌های یک درجه آزاد صورت گرفته است [۳ و ۴]. یکی از نخستین تحقیقات در مورد اثر اندرکنش خاک و سازه بر پاسخ غیر ارتجاعی سازه را مولر و کینزل^۲ [۵] انجام دادند. آن‌ها شکل‌پذیری^۳ نیاز سازه‌های یک درجه آزاد را تحت اثر اندرکنش خاک و سازه بررسی کردند و نشان دادند که شکل‌پذیری نیاز سازه‌های یک درجه آزاد دارای اثر اندرکنش خاک و سازه در مقایسه با سازه‌های با پایه ثابت می‌تواند متفاوت باشد. گنجوی و هاو^۴ [۶] در تحقیقی به بررسی اثر اندرکنش خاک و سازه بر پاسخ ارتجاعی و غیر ارتجاعی سازه‌های یک درجه آزاد و چند درجه آزاد پرداختند. در این تحقیق از ۲۱ رکورد زلزله بر خاک‌های رسوبی و نرم برای در نظر گرفتن اثر پارامترهای مختلف خاک و سازه استفاده شده است. سازه‌های مورد استفاده برای شکل‌پذیری‌های هدف ۱، ۲ و ۶ طراحی شده‌اند و سپس تحت رکوردهای مذکور قرار گرفته‌اند. نتایج تحقیقات آنان به این صورت بود که در سیستم‌های معادل یک درجه آزاد دارای اثر اندرکنش خاک و سازه، صرف‌نظر از میزان غیرخطی بودن آن، قبل از یک دوره تناوب آستانه، میزان شکل‌پذیری نیاز در سازه نسبت به سازه با پایه ثابت بیشتر است و بعد از دوره تناوب آستانه این گرایش معکوس می‌شود. همچنین آن‌ها دریافته‌اند که در سازه‌های چند درجه آزادی با اثر اندرکنش خاک و سازه کمتر، ضریب شکل‌پذیری نیاز در اغلب دوره تناوب‌ها بیشتر از مقدار واحد است که با افزایش تعداد طبقات بیشتر خواهد شد. پس از آن‌ها خشنودیان و همکاران^۵ [۷] به بررسی اثر اندرکنش خاک و سازه بر ضریب تغییر مکان غیر ارتجاعی^۶ سازه پرداختند. سازه مورد بررسی در این پژوهش یک درجه آزاد می‌باشد و تأثیر پارامترهای مهم اندرکنش خاک و سازه در آن مورد بررسی قرار گرفته است. در این تحقیق از ۲۰ رکورد زلزله مربوط به خاک‌های نرم استفاده شده است. آن‌ها در این تحقیق به این نتیجه رسیدند که تحت اثر اندرکنش خاک و سازه میزان جابجایی‌های ارتجاعی و غیر ارتجاعی کاهش می‌یابد. همچنین آن‌ها دریافته‌اند که برای سازه‌های با دوره تناوب کوتاه، افزایش در میزان جابجایی غیر ارتجاعی بیشتر از جابجایی ارتجاعی است. این در حالی است که برای سازه‌های با دوره تناوب بالا این پدیده معکوس است و همچنین اثر لاغری در سازه‌های با دوره تناوب‌های مختلف یکسان نیست. تا قبل از یک دوره تناوب آستانه افزایش لاغری باعث کاهش ضریب تغییر مکان غیر ارتجاعی می‌شود و پس از دوره تناوب آستانه نتیجه معکوس خواهد بود. پس از آن‌ها اسر و همکاران^۷ [۸] به بررسی اثر اندرکنش خاک و سازه بر ضریب تغییر مکان غیر ارتجاعی سازه‌ی یک درجه آزاد با رفتار الاستوپلاستیک پرداختند. در این پژوهش از ۶۴ رکورد زلزله بر انواع خاک‌های خیلی نرم، نرم، سخت و بستر سنگی استفاده شده است. در پایان نتایج سیستم دارای اثر اندرکنش خاک و سازه با پایه ثابت مقایسه شده است. نتایج پژوهش آن‌ها این‌چنین بود که در شکل‌پذیری‌های بالا تا قبل از یک دوره تناوب آستانه، هرچه لاغری سازه بیشتر باشد مقدار ضریب تغییر مکان غیر ارتجاعی مشابه حالت قبل کمتر می‌شود، با این تفاوت که این اختلاف در شکل‌پذیری‌های بالا بیشتر است. ضریب تغییر مکان غیر ارتجاعی در حالت پای ثابت بیشتر از حالت اندرکنش خاک و سازه است و این

¹ Soil-Structure Interaction² Muller and Keintzel³ Ductility⁴ Ganjavi and Hao⁵ Khoshnoudian and etc⁶ Inelastic Displacement Ratio⁷ Eser and etc

$$\mu = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} \quad (2)$$

که در آن μ تغییر مکان تسلیم سازه می‌باشد.

میزان ضریب برش پایه در حالت الاستیک نیز از رابطه زیر بدست خواهد آمد:

$$C_e = \frac{V_e}{M \cdot PGA} \quad (3)$$

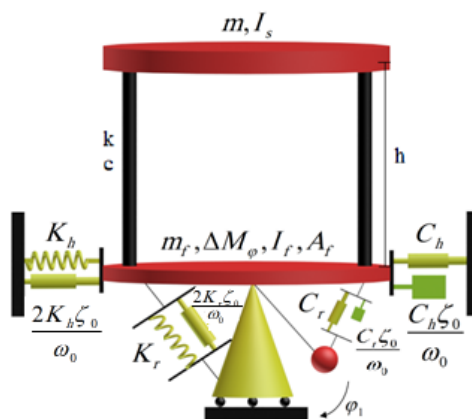
که در آن V_e مقاومت الاستیک سازه، M جرم سازه و PGA بیشینه شتاب زلزله می‌باشد.

۳- مدل خاک و سازه

اثر خاک در عملکرد سازه حین زلزله مورد توجه بسیاری از پژوهشگران در سال‌های اخیر قرار گرفته است [۱۳ و ۱۴]. خاک عاملی است که می‌تواند به مقدار زیادی بر عملکرد سازه تأثیرگذار باشد. در حالت کلاسیک برای آنالیز سازه فرض می‌شود حرکت اعمال شده بر پایه سازه، مساوی حرکت میدان آزاد زمین است (حرکت زمین در تراز فونداسیون، وقتی هیچ سازه‌ای موجود نباشد). این فرض در مورد سازه‌های ساخته شده بر سنگ‌بستر یا زمین سخت صحیح است. در حالتی که سازه بر روی یک لایه خاک نرم قرار گرفته باشد پاسخی کاملاً متفاوت با حالت سازه با پایه ثابت خواهد داشت. در واقع این موضوع همان مسأله‌ی اندرکنش خاک و سازه است. اثر اندرکنش با اثر ساختگاهی که در واقع تغییر حرکات دریافتی در سطح زمین در اثر تغییر دامنه و محتوای فرکانسی تحریکات زلزله به علت عبور امواج از لایه‌های خاک محلی است تفاوت دارد. در حالت اندرکنش خاک و سازه، پاسخ سازه متأثر از پاسخ لایه خاک و پاسخی که سازه، متأثر از حضور سازه بوده و خاک و سازه اثر متقابل بر پاسخ هم دارند.

سیستم جدید در مقایسه با سیستم قرار گرفته روی بستر صلب دارای انعطاف بیشتری است. با افزایش انعطاف پذیری خاک رفتار سازه دچار تغییرات مهمی می‌گردد. همچنین علاوه بر میرایی مصالح خاک^۹، به دلیل انتقال بخشی از انرژی ارتعاشی امواج به سوی فضای نیمه بی‌نهایت، منبع جدیدی از میرایی به نام میرایی تشعشعی^{۱۰} به وجود خواهد آمد که باعث تغییر در رفتار دینامیکی سازه می‌گردد. تغییرات ایجاد شده در پاسخ سازه‌های خطی پس از قرارگیری روی بستر انعطاف پذیر توسط پژوهشگران زیادی در طول سه دهه اخیر مورد بررسی قرار گرفته است [۱۵ و ۱۶]. همچنین اخیراً تأثیر اندرکنش خاک و سازه بر رفتار غیر ارتجاعی سازه نیز مورد توجه پژوهشگران واقع شده است [۱۷ و ۱۸]. با این وجود تا به حال پژوهشی جامع در مورد تأثیر پارامترهایی مانند جرم (m_f) و اینرسی دورانی پی (I_f)، ممان اینرسی سازه (I_s)، جرم اضافی ناشی از تراکم ناپذیری خاک (ΔM_ϕ)، و بررسی اثر وابستگی سختی دینامیکی خاک به فرکانس حرکت زمین بر پاسخ‌های ارتجاعی و غیر ارتجاعی سازه صورت نگرفته است.

برای وارد کردن اثر اندرکنش خاک و سازه در پاسخ سیستم تحت رکورد زلزله، از مدلی جهت اعمال اثرات اندرکنش خاک و سازه بر پاسخ سازه استفاده می‌شود. همان‌طور که در شکل ۲ نشان داده شده است سیستم اندرکنشی خاک و سازه مفروض، چهار درجه آزاد می‌باشد و همچنین رو سازه دارای میرایی مصالح ζ_s می‌باشد و به صورت دوخطی با کرنش سختی ۳ درصد مدل شده است.



⁹ Material Damping

¹⁰ Radiation Damping

شکل ۲: مدل خاک و سازه

برای مدل سازی اندرکنش خاک و سازه از روش زیر سازه استفاده شده است. در روش زیر سازه، خاک و سازه جداگانه مدل گردیده و سپس با یکدیگر ترکیب می شوند [۱۹] و خاک به وسیله تعدادی فنر، جرم و میراگر برای هر دو حرکت افقی و گهواره‌ای از طریق مدل مخروطی^{۱۱} و سازه نیز با یک فنر دوخطی و یک جرم و یک میراگر مدل می گردند. در نتیجه ترکیب دو مدل فوق، مدل خاک و سازه با چهار درجه آزادی مطابق شکل ۲ ساخته می شود. در این شکل با معرفی درجه آزادی داخلی φ_i و یک جرم دورانی (m_r) وابستگی سختی دینامیکی خاک به فرکانس نیز در مسأله در نظر گرفته شده است [۱۹]. روش مخروطی که بر اساس تئوری انتشار موج یک بعدی است پی صلب دایره‌ای را با جرم m_f و اینرسی دورانی I_f بر روی یک محیط نیمه بی نهایت همگن در نظر می گیرد [۲۰]. درجات آزادی نوسانی و گردشی برای حرکات انتقالی در جهت افقی و دورانی پی تعریف شده اند، ولی از حرکات پیچشی و انتقالی در جهت عمودی صرف نظر شده است. همچنین سختی و اتلاف انرژی خاک به ترتیب به وسیله فنرها و میراگرهایی مدل سازی شده اند و به علاوه، با وجود رفتار هیستریسیس^{۱۲} ذاتی میرایی مصالح خاک، این میرایی به صورت ویسکوز مدل شده است تا از پیچیدگی های بیشتر در حوزه زمان اجتناب شود.

ضرایب فنرها و میراگرها برای حرکات نوسانی و گردشی استفاده شده در شکل ۲ به صورت زیر خلاصه شده است:

$$K_h = \frac{8\rho v_s^2 r}{2-\nu}, \quad C_h = \rho v_s A_f \quad (4)$$

$$K_r = \frac{8\rho v_s^2 r^3}{3(1-\nu)}, \quad C_r = \rho v_p I_f \quad (5)$$

که K_h ، C_h ، K_r و C_r به ترتیب سختی نوسانی، میرایی ویسکوز نوسانی، سختی گردشی و میرایی گردشی خاک می باشند. شعاع معادل و مساحت پی استوانه‌ای به ترتیب با r و A_f نشان داده شده اند. به علاوه پارامترهای ρ ، ν ، v_p و v_s به ترتیب برابر با چگالی ویژه خاک، ضریب پواسون خاک، سرعت موج اتساعی و برشی خاک هستند. معادله زیر رابطه بین v_p و v_s را نشان می دهد:

$$v_p = v_s \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \quad \text{if } \nu < 1/3, \quad (6)$$

$$v_p = 2v_s \quad \text{if } 1/3 < \nu < 1/2$$

ν برای وارد کردن میرایی مصالح خاک، ξ_0 ، در المان خاک و پی، هر فنر و میراگر به ترتیب به یک میراگر و جرم اضافی به صورت موازی متصل شده اند. همچنین برای اعمال اثر تراکم ناپذیری خاک، یک جرمی اضافی، M_s ، که برابر با $0.3\pi(\nu-1/3)\rho r^5$ می باشد می تواند به پی برای $\nu > 1/3$ اضافه شود [۲۱].

۴- زلزله های انتخاب شده

در این تحقیق از ۱۵ رکورد ثبت شده از ۹ زلزله با بزرگای ۶/۵ تا ۷/۶ در فاصله ۱۰ تا ۲۸ کیلومتری استفاده شده است. رکوردهای انتخابی بر اساس آیین نامه IBC2015 [۲۲] جز ساختمان نوع D قرار دارند. تمام رکوردهای انتخاب شده دارای ماکزیمم شتاب بزرگ تر از ۰/۲g و ماکزیمم سرعت بیش از ۱۵ سانتیمتر بر ثانیه می باشند. مشخصات اصلی رکوردهای انتخابی در جدول ۱ ارائه شده است.

¹¹ Cone Model

¹² hysteresis

جدول ۱

نام زلزله	*رویداد	بزرگا	سال	**فاصله [km]	قوی			ضعیف		
					A _g [g]	V _g [cm/s]	D _g [cm]	A _g [g]	V _g [cm/s]	D _g [cm]
LA - Hollywood Stor FF	1	6.61	1971	22.8	0.2	21.7	15.9	0.2	16.9	12.9
Calexico Fire Station	2	6.53	1979	10.5	0.3	22.5	9.9	0.2	18.7	15.9
El Centro Array #11	2	6.53	1979	12.6	0.4	44.6	21.3	0.4	36.0	25.1
El Centro Imp. Co. Cent	3	6.54	1987	18.2	0.4	48.1	19.3	0.3	41.8	21.9
Westmorland Fire Sta	3	6.54	1987	13.0	0.2	32.3	22.3	0.2	23.5	15.0
Capitola	4	6.93	1989	15.2	0.5	38.0	7.1	0.4	29.6	4.9
Hollister - South & Pine	4	6.93	1989	27.9	0.4	63.0	32.3	0.2	30.9	19.7
Hollister Differential Array	4	6.93	1989	24.8	0.3	44.2	19.7	0.3	35.8	14.6
Beverly Hills - 14145 Mulhol	5	6.69	1994	17.2	0.5	66.7	12.2	0.4	59.3	15.5
LA - Saturn St	5	6.69	1994	27.0	0.4	41.6	5.0	0.5	37.2	4.4
Santa Monica City Hall	5	6.69	1994	26.5	0.9	41.6	15.2	0.4	25.0	7.4
Kakogawa	6	6.90	1995	22.5	0.3	26.9	8.8	0.2	20.8	6.4
Duzce	7	7.51	1999	15.4	0.3	58.9	44.1	0.4	55.7	25.0
CHY036	8	7.62	1999	16.0	0.2	44.8	34.0	0.3	41.7	19.5
Fortuna Fire Station	9	7.01	1992	20.4	0.3	38.1	16.7	0.3	33.9	20.9

* (1) San Fernando; (2) Imperial Valley-06; (3) Superstition Hills-02; (4) Loma Prieta; (5) Northridge-01; (6) Kobe, Japan; (7) Kocaeli, Turkey; (8) Chi-Chi, Taiwan; (9) Cape Mendocino

** نزدیکترین فاصله ناحیه رکورد ضبط شده از منطقه گسیختگی گسل

۵- پارامترهای کلیدی

برای یک زلزله خاص، پاسخ دینامیکی سازه بر اساس میزان تأثیر عوامل مختلف بر رو سازه و خاک زیر آن می تواند تفسیر شود. پارامترهای تأثیرگذار در پاسخ دینامیکی سیستم اندرکنش خاک و سازه عبارتند از:

- پارامتر فرکانس بی بعد^{۱۳} به عنوان نسبت سختی سازه به خاک برابر است با:

$$a_0 = \frac{\omega_{fix} \bar{H}}{v_s} \quad (Y)$$

که در آن ω_{fix} فرکانس طبیعی سیستم با پایه ثابت و \bar{H} ارتفاع معادل سازه می باشد. این پارامتر نشان دهنده میزان اثر اندرکنش خاک و سازه است (مقادیر ۱ و ۳ برای a_0 به ترتیب بیانگر سیستم با اثر اندرکنش خاک و سازه کم و زیاد می باشند).

¹³ Non-Dimensional Frequency

- نسبت لاغری^{۱۴} سازه که برابر است با نسبت ارتفاع سازه به بعد آن (h/r).
- ضریب رفتار^{۱۵} سازه (R) که با توجه به شکل ۱ برابر است با:

$$R = \frac{V_e}{V_y} \quad (۸)$$

- نسبت جرم سازه به خاک زیر آن که برابر است با:

$$\bar{m} = \frac{m_{tot}}{\rho r^2 H} \quad (۹)$$

که در آن m_{tot} و H به ترتیب برابر با جرم و ارتفاع کلی سازه می‌باشند.

- میرایی مصالح خاک (ζ_0) و میرایی مصالح سازه (ζ_s).

دو پارامتر اول به‌عنوان دو پارامتر کلیدی در اندرکنش خاک و سازه مطرح هستند و پارامتر سوم نشان‌دهنده سطح غیرخطی بودن سازه می‌باشد. سایر پارامترها به‌عنوان پارامتری جهت نشان دادن سیستم‌هایی با ویژگی‌های مختلف می‌باشند. در این پژوهش، سیستم سازه اصلی وابسته به فرکانس بوده و دارای ضریب پواسون 0.4 ، میرایی مصالح خاک و سازه 0.5% و مدل آن دارای پارامترهای I_f و I_m ، ΔM_ϕ ، m_f می‌باشد که به‌اختصار با نماد DIPP نشان داده می‌شود. سیستم دوم وابسته به فرکانس بوده و مقادیر پارامترهای I_f و I_m ، ΔM_ϕ ، m_f در آن برابر با صفر می‌باشند و به‌اختصار با نماد DIPN نشان داده می‌شود. و سیستم سوم نیز سیستمی است مستقل از فرکانس که دارای پارامترهای I_f و I_m ، ΔM_ϕ ، m_f می‌باشد و به‌اختصار با نماد INDP نشان داده می‌شود. برای مشاهده اختلاف پاسخ‌های مختلف دو سیستم نظیر DIPP, INDP و همچنین DIPP, DIPN پارامتر γ_0 معرفی شده است که برابر است با:

$$\gamma_0 = \frac{(C_i)_{INDP \text{ or } DIPN} - (C_i)_{DIPP}}{(C_i)_{INDP \text{ or } DIPN}} \times 100 \quad (۱۰)$$

که در آن C_i برابر مقدارهای C_e ، C_R می‌باشد.

همچنین برای مشاهده اختلاف پاسخ در سازه‌های دارای نسبت جرمی (\bar{m}) 0.7 و 0.2 نیز با استفاده از پارامتر γ خواهیم داشت:

$$\gamma = \frac{(C_i)_{\bar{m}=0.2} - (C_i)_{\bar{m}=0.7}}{(C_i)_{\bar{m}=0.2}} \times 100 \quad (۱۱)$$

۶- روش تحقیق

مدل خاک و سازه انتخاب شده که در قسمت‌های قبل معرفی شده است در حوزه زمان مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار می‌گیرد که در آن سیستم موردنظر گام‌به‌گام تحت اعمال تدریجی بارگذاری دینامیکی قرار می‌گیرد. در این راستا، به دنبال زلزله‌های گوناگون، مدل‌های خاک و سازه بر اساس پارامترهای کلیدی مختلف در نظر گرفته شده‌اند. این مدل‌ها شامل سازه‌هایی با ۳۵ دوره تناوب اصلی سازه با پایه ثابت (از 0.1 تا 5 ثانیه و به فاصله 0.2 ثانیه)، با لاغری‌های (h/r) 1 ، 3 و 5 ، نسبت فرکانس بی‌بعد (ao) 1 و 3 ، شکل‌پذیری (μ) 2 و 6 و ضریب

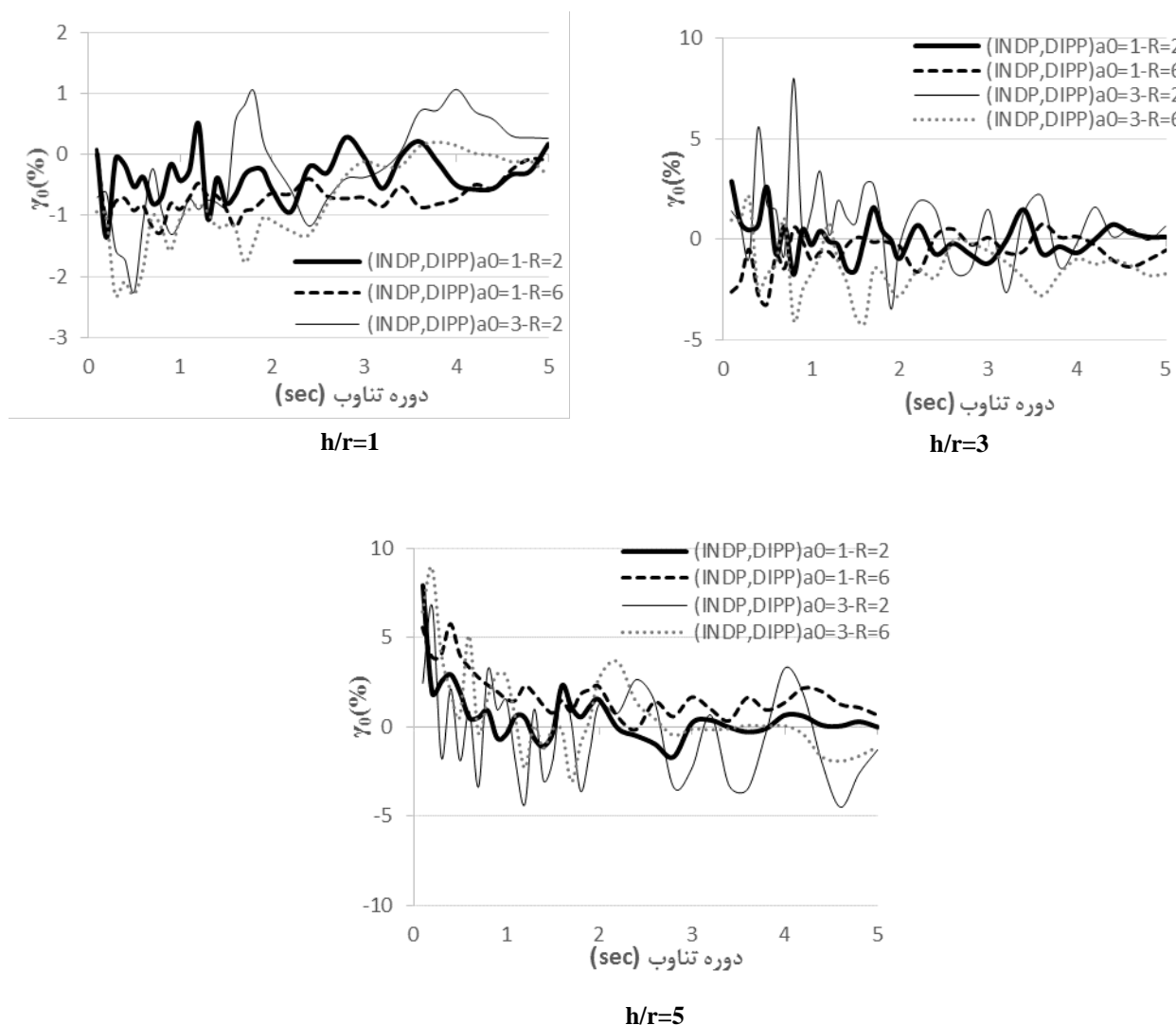
¹⁴ Aspect Ratio

¹⁵ Strength Reduction factor

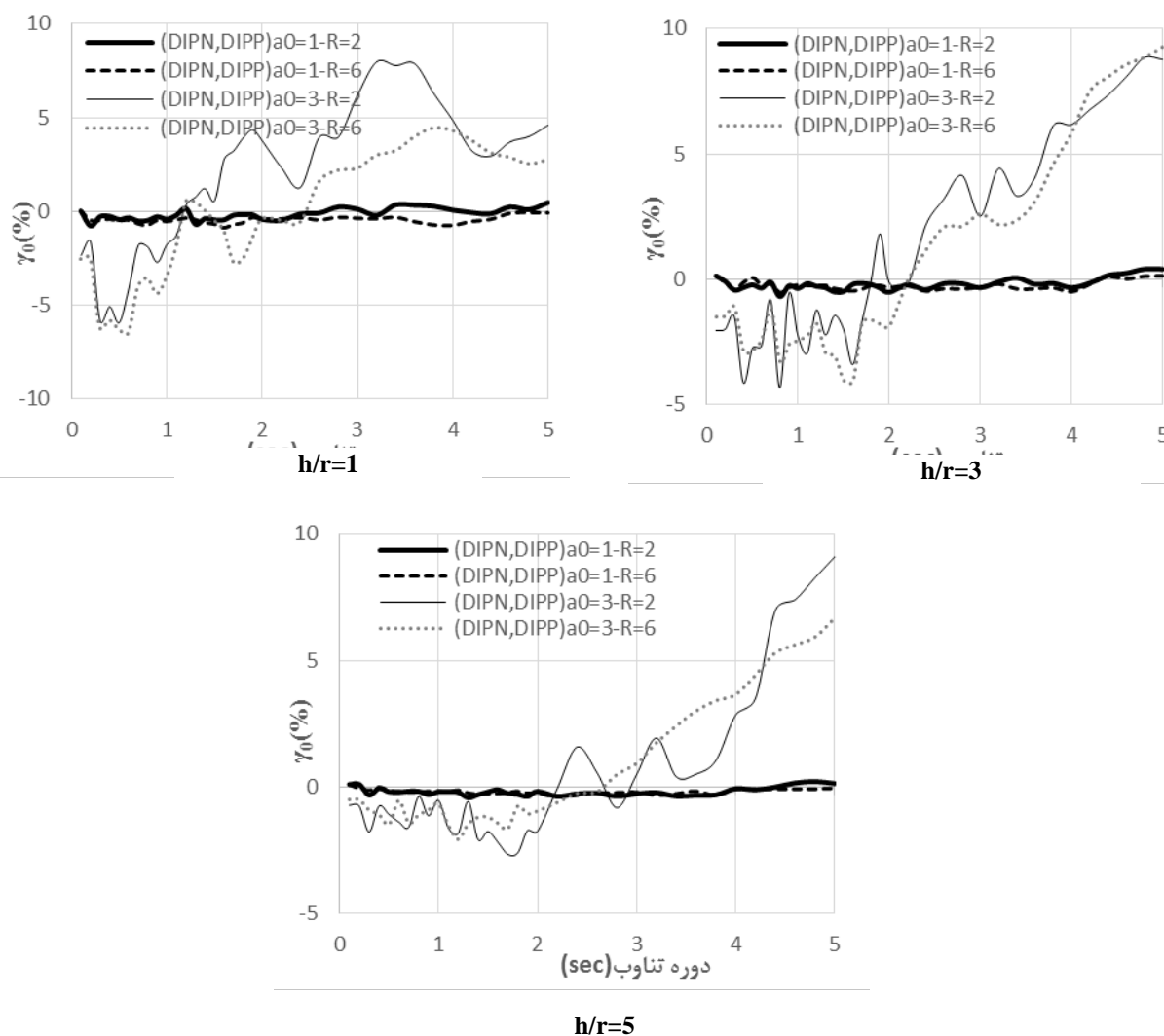
رفتار (R) ۱، ۲ و ۶ می‌باشند که مقدار ۱ نمایانگر الاستیک بودن سازه است. جهت انجام تحلیل‌های دینامیکی خطی و غیرخطی از برنامه OPenSees [۲۳] و نرم‌افزار توسعه‌یافته برای تحلیل‌های پارامتریک اندرکنشی توسط گنجوی و هاو [۳] استفاده شده است.

۷- بررسی و تفسیر نتایج

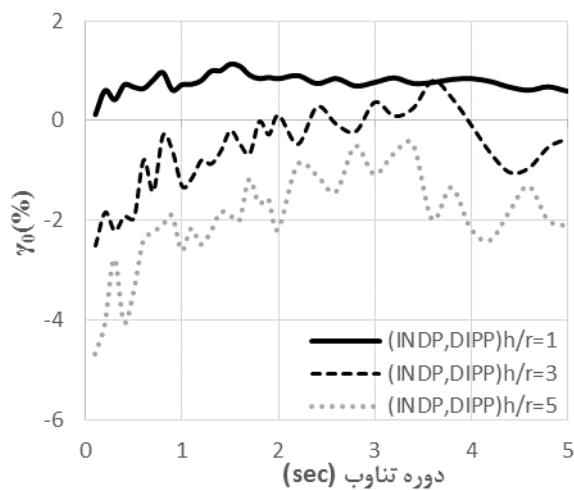
در این بخش به بررسی و تفسیر نتایج به دست آمده پرداخته می‌شود. با مشاهده شکل‌های ۳ تا ۶ اینچنین دریافت می‌شود که میانگین درصد اختلاف پاسخ سیستم‌های مختلف در حالت تحلیل سیستم با مقاومت ثابت کم‌تر از ۵٪ می‌باشد که در نتیجه نشان‌دهنده آن است که اثر وابستگی سختی دینامیکی خاک به فرکانس زلزله و در نظر گرفتن پارامترهایی مانند m_f ، ΔM_ϕ ، I_m و I_f تأثیری بر پاسخ C_R و C_e در سیستم یک درجه آزاد نخواهد داشت.



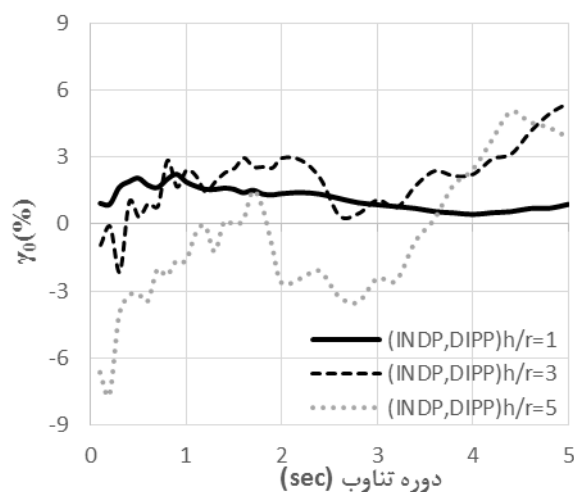
شکل ۳: مقایسه اختلاف ضریب C_R در ۲ حالت INDP, DIPP برای $a_0=1,3-R=2,6$ (متوسط ۱۵)



شکل ۴: مقایسه اختلاف ضریب C_R در ۲ حالت DIPN, DIPP برای $a_0=1,3-R=2,6$ (متوسط ۱۵ زلزله)

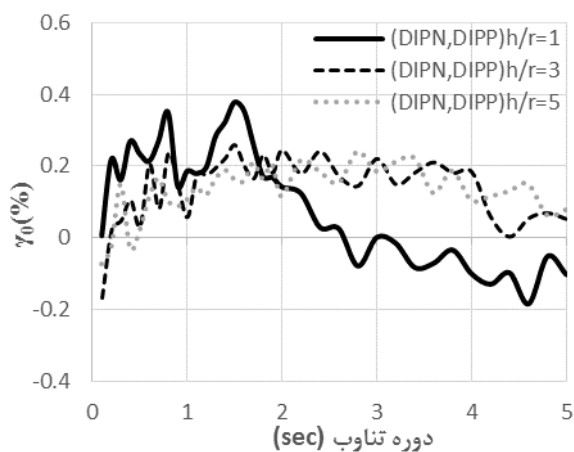


$a_0=1$

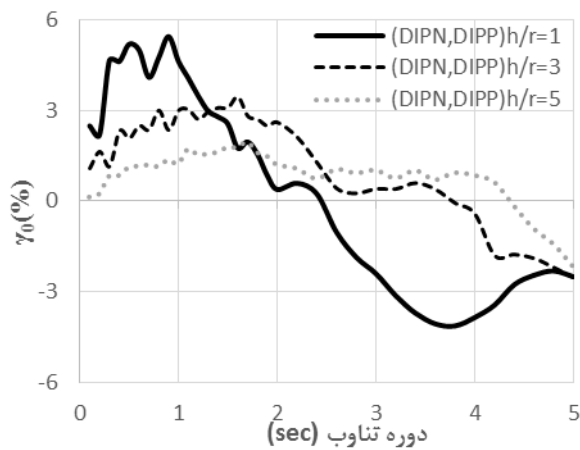


$a_0=3$

شکل ۵: مقایسه اختلاف ضریب C_e در ۲ حالت **INDP, DIPP** برای $h/r=1,3,5-R=1$ (متوسط)



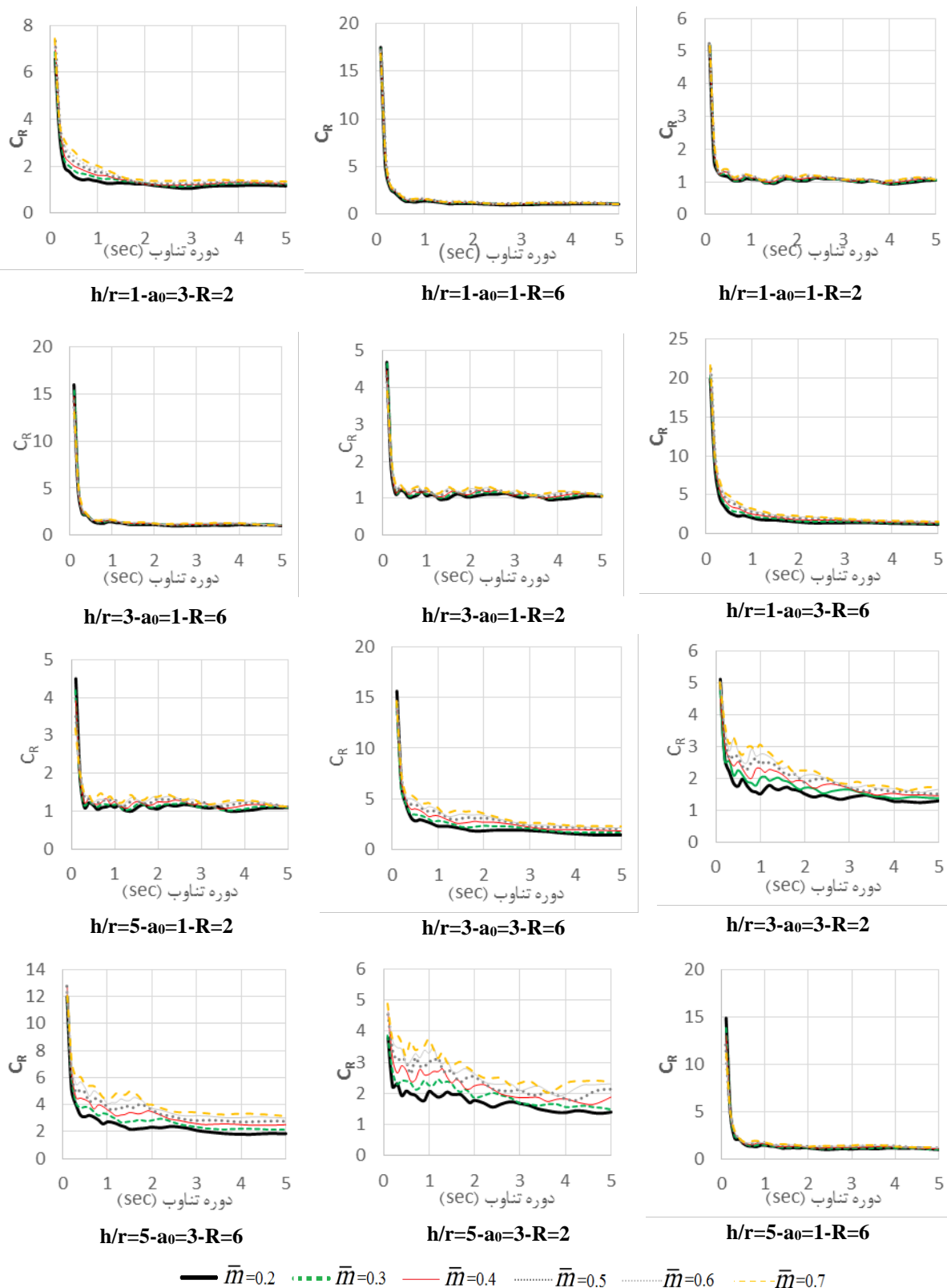
$a_0=1$



$a_0=3$

شکل ۶: مقایسه اختلاف ضریب C_e در ۲ حالت **DIPP, DIPP** برای $h/r=1,3,5-R=1$

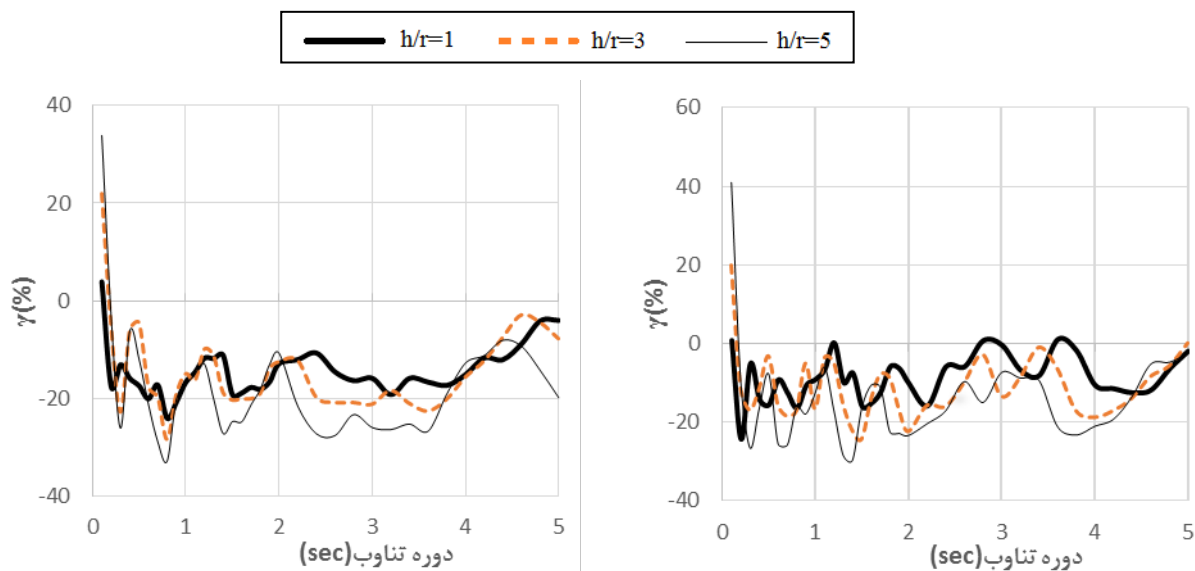
(متوسط ۱۵ زلزله)



شکل ۷: میزان ضریب اصلاح تغییر مکان برای سیستم‌های مختلف با $\bar{m}=0/2, 0/3, 0/4, 0/5, 0/6, 0/7$ و $h/r=1, 3$ و $a_0=1$ و $R=2, 6$ (متوسط ۱۵ زلزله)

اثر پارامترهای اندرکنشی بر ضریب اصلاح تغییر مکان (C_R) در حالت مقاومت ثابت

با توجه به شکل ۷، ۸ و ۹ مشاهده می‌گردد که در سیستم‌های گوناگون بیشتر شدن مقدار نسبت جرمی (\bar{m}) باعث افزایش میزان C_R می‌گردد که نرخ افزایش آن در سیستم‌های مختلف متفاوت است. به‌طور مثال در سیستم‌های دارای اثر غیرخطی و فرکانس بی‌بعد کم ($R=2$ و $a_0=1$)، لاغرتر شدن سازه سبب افزایش اثر \bar{m} بر پاسخ C_R می‌شود. این در حالی است که با افزایش اثر اندرکنش خاک و سازه تأثیر \bar{m} بر C_R چشم‌گیرتر خواهد بود.



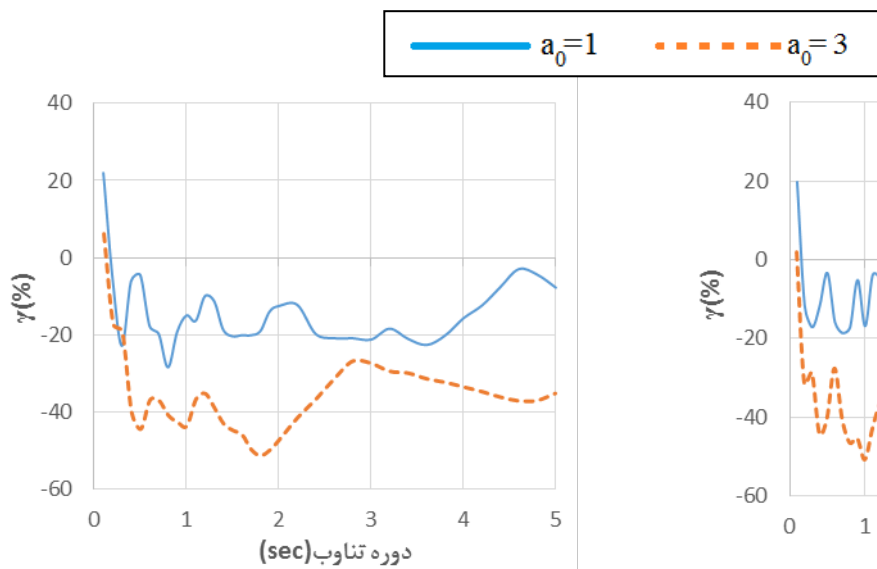
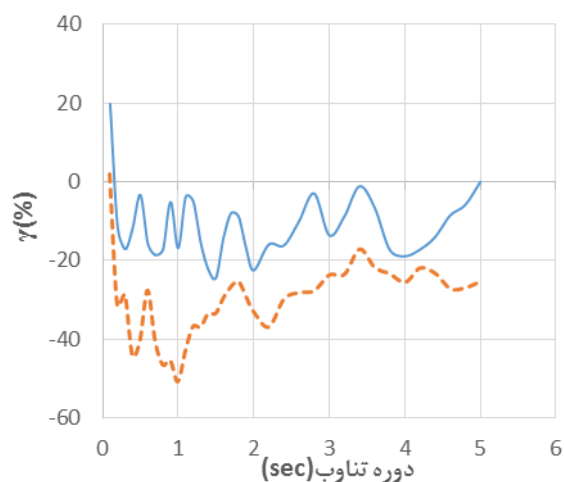
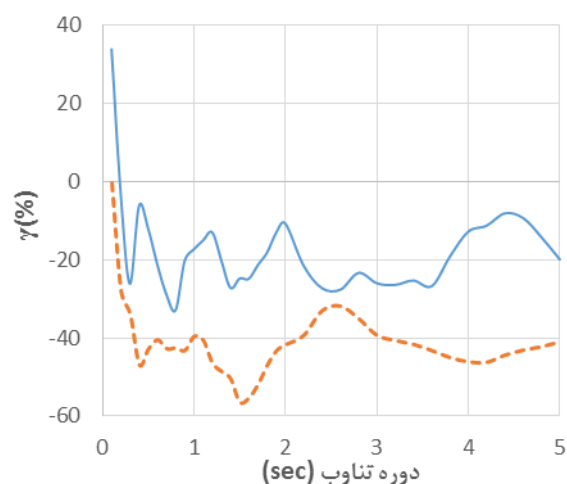
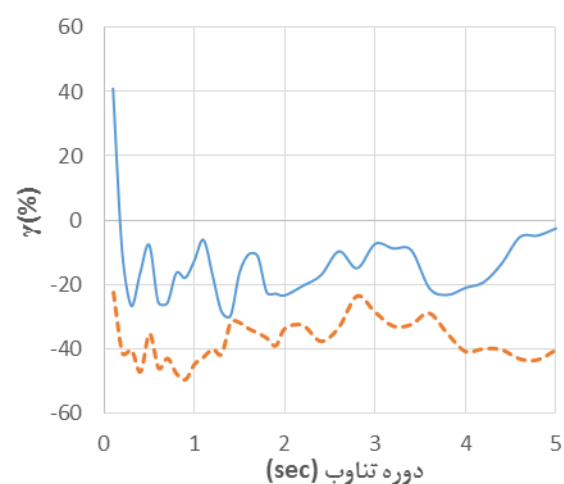
شکل ۹: اختلاف ضریب C_R در سیستم با $h/r=1,3,5$ ($a_0=1, R=6$ متوسط ۱۵ زلزله)

شکل ۸: اختلاف ضریب C_R در سیستم با $h/r=1,3,5$ ($a_0=1, R=2$ متوسط ۱۵ زلزله)

البته باید توجه داشت که سازه‌های چاق در دوره تناوب‌های بالا و همچنین سازه‌های لاغر در دوره تناوب‌های پایین به‌ندرت یافت می‌شوند و نمودارهای در نظر گرفته‌شده صرفاً اثر کیفی افزایش لاغری سازه بر تأثیر \bar{m} بر پاسخ C_R را نشان می‌دهند. سازه‌ای با نسبت لاغری ۱ به‌ندرت می‌تواند دارای دوره تناوبی بیش از ۳ ثانیه باشد، باین‌حال این موضوع خدشه‌ای به نتایج کلی بدست آمده از نمودارها وارد نمی‌کند.

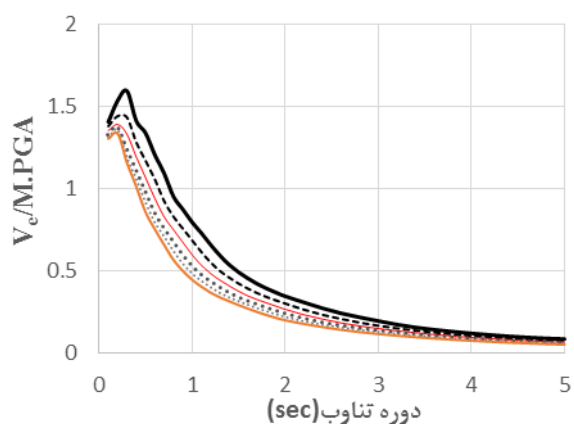
بیشتر شدن R سبب افزایش میزان اختلاف ضریب C_R در نسبت‌های جرمی 0.2 و 0.7 (γ) می‌شود که این اختلاف در دوره تناوب‌های پایین محسوس‌تر می‌باشد. در سیستم‌های با مقادیر مختلف فرکانس بی‌بعد نیز لاغرتر شدن سازه سبب افزایش مقدار γ می‌شود که در دوره تناوب‌های مختلف تقریباً روند ثابتی دارد ولی در سازه‌های چاق و نسبتاً لاغر مقدار اختلاف ضریب C_R در نسبت‌های جرمی 0.2 و 0.7 در دوره تناوب‌های پایین بیشتر از دوره تناوب‌های بالا است. به‌عنوان مثال در سازه لاغر ($h/r=5$) و دارای اثر اندرکنش خاک و سازه زیاد ($a_0=3$) مقدار γ در سازه‌های دارای ضریب رفتار ۲ و ۶ به ترتیب برابر 20% و 42% می‌باشد که نشان‌دهنده تأثیر زیاد اثر غیرخطی بودن سازه بر مقدار C_R می‌باشد.

از مقایسه نتایج شکل‌های ۸ تا ۱۳ این نتیجه حاصل می‌شود که در سازه‌های لاغر نسبت به سازه‌های چاق، اثر اندرکنش خاک و سازه تأثیر بیشتری بر مقدار اختلاف ضریب C_R در \bar{m} ‌های مختلف دارد. به‌طورکلی همان‌طور که در شکل‌های ۷ تا ۱۳ مشاهده می‌گردد افزایش \bar{m} در بیشتر دوره تناوب‌ها سبب افزایش اختلاف ضریب اصلاح تغییر مکان می‌گردد.

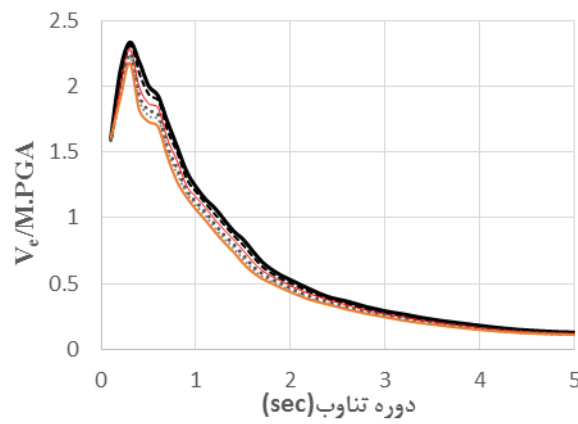
شکل ۱۱: اختلاف ضریب C_R در سیستم با $h/r=3, a_0=1, R=6$ شکل ۱۰: اختلاف ضریب C_R در سیستم با $h/r=3, a_0=1, R=2$ شکل ۱۳: اختلاف ضریب C_R در سیستم با $h/r=5, a_0=1, R=6$ شکل ۱۲: اختلاف ضریب C_R در سیستم با $h/r=5, a_0=1, R=2$ (متوسط ۱۵ زلزله)

اثر پارامترهای اندرکنشی بر ضریب برش پایه (C_e) در حالت مقاومت ثابت

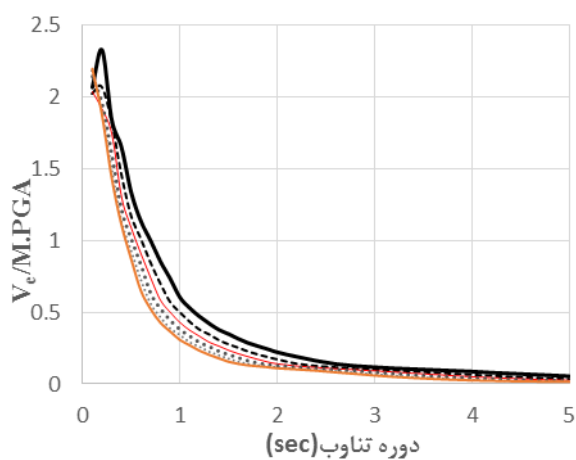
با توجه به شکل ۱۴ مشاهده می‌گردد که افزایش نسبت جرمی سبب کاهش ضریب برش پایه می‌شود که مقدار این ضریب با افزایش دوره تناوب سازه کاهش می‌یابد و در دوره تناوب‌های بالا در سیستم‌های با مقادیر مختلف نسبت جرمی، مقدار آن تقریباً ثابت می‌ماند.



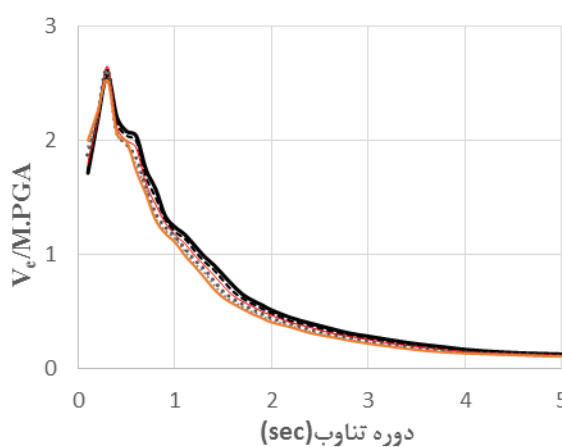
$h/r=1-a_0=3$



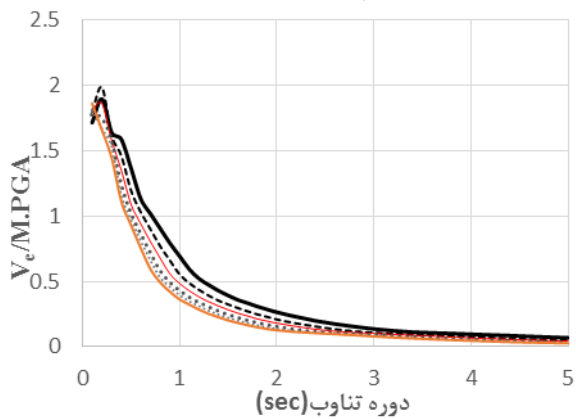
$h/r=1-a_0=1$



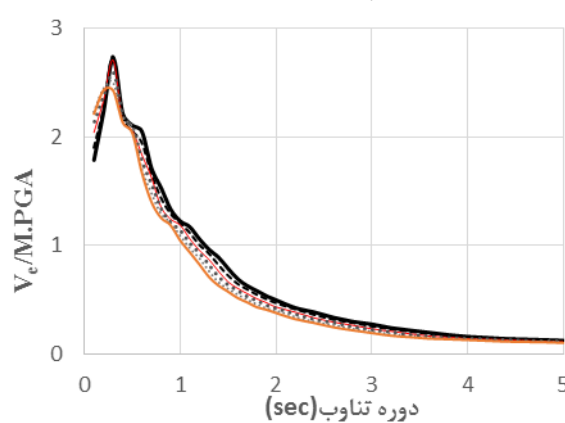
$h/r=3-a_0=3$



$h/r=3-a_0=1$



$h/r=5-a_0=3$

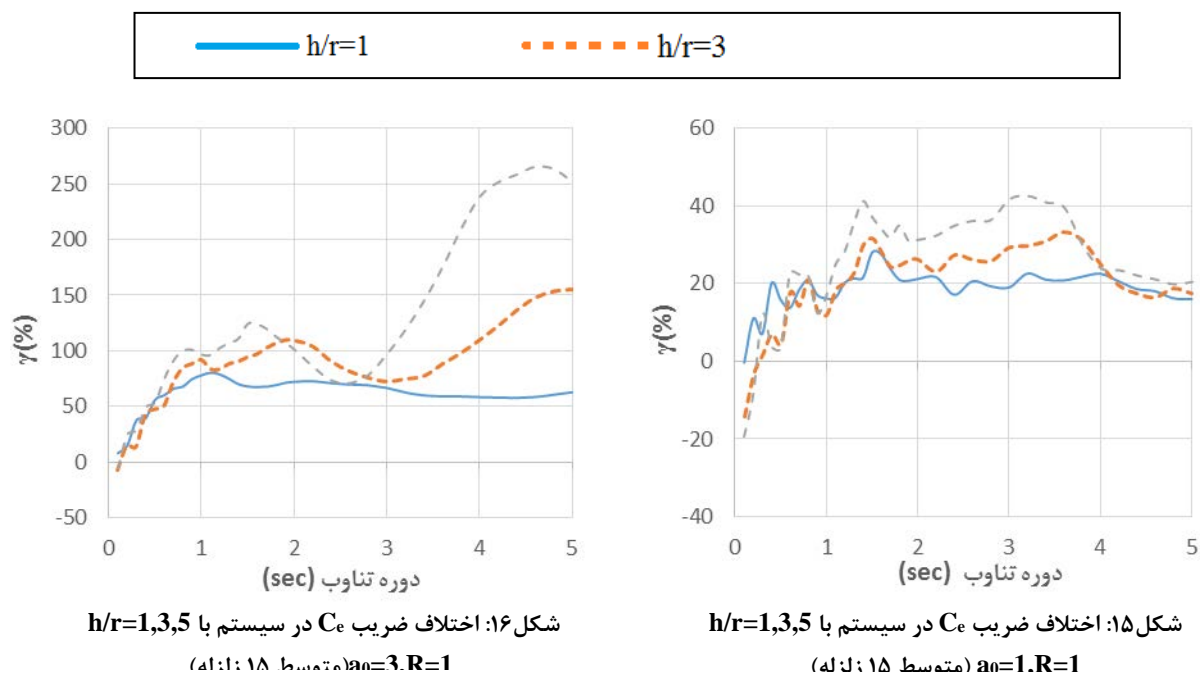


$h/r=5-a_0=1$

— $\bar{m}=0.2$ - - - $\bar{m}=0.3$ — $\bar{m}=0.4$ ····· $\bar{m}=0.5$ ····· $\bar{m}=0.6$ — $\bar{m}=0.7$

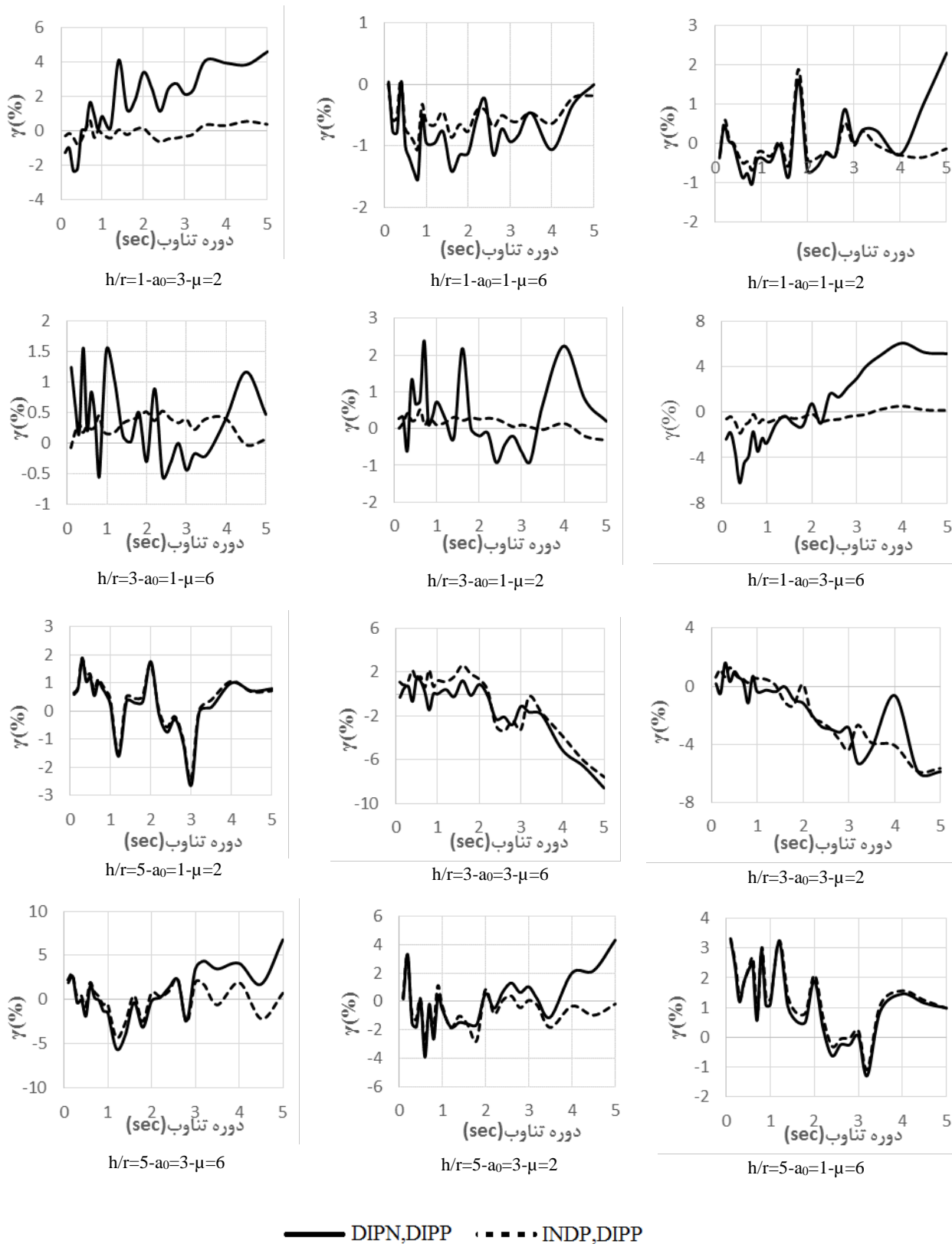
شکل ۱۴: مقایسه نتایج C_e برای سیستم‌های با $\bar{m} = 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7$ با $a_0=1.3$ و $h/r=1.3, 3, 5$ (متوسط ۱۵ زلزله)

شکل ۱۵ و ۱۶ اثر لاغری را بر اختلاف مقدار C_e در سازه‌های با نسبت‌های جرمی 0.2 و 0.17 (γ) برای سیستم خاک-سازه نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌گردد با بیشتر شدن لاغری سیستم مقدار γ افزایش می‌یابد. در سیستم لاغر و دارای اثر اندرکنش خاک و سازه کم، مقدار این افزایش در بازه دوره تناوب ۱ تا ۴ ثانیه بیشتر است و در بازه دوره تناوبی کمتر از ۱ ثانیه و همچنین ۴ تا ۵ ثانیه این اختلاف کمتر می‌شود. اما با افزایش اثر اندرکنش خاک و سازه و با توجه به شکل ۱۶ مقدار γ به‌طور چشم‌گیری نسبت به حالت قبل افزایش می‌یابد به‌طوری‌که در دوره تناوب‌های بالا این مقدار به 265% می‌رسد.



اثر وابستگی فرکانس بر ضریب اصلاح تغییر مکان (C_μ) در حالت شکل‌پذیری ثابت

همان‌طور که در شکل ۱۷ مشاهده می‌شود نتایج در حالت تحلیل با μ ثابت نیز مشابه حالت تحلیل با مقاومت ثابت می‌باشد. با توجه به شکل ۱۷ وابستگی یا مستقل بودن سختی خاک به فرکانس زلزله به‌طور میانگین تأثیری بر پاسخ ضریب اصلاح تغییر مکان و تغییر مکان نسبی سازه یک درجه آزاد نخواهد داشت. علاوه بر آن وارد کردن مقادیر مختلف m_f ، ΔM_ϕ ، I_m و I_f نیز مشابه حالت تحلیل با مقاومت ثابت تأثیری بر پاسخ ضریب اصلاح تغییر مکان و تغییر مکان نسبی سازه یک درجه آزاد نخواهد گذاشت.



شکل ۱۷: مقایسه نتایج در سیستم‌های DIPN,DIPP و INDP,DIPP (متوسط ۱۵)

۸- نتیجه گیری

در این مقاله ضریب اصلاح تغییر مکان و ضریب برش پایه با استفاده از ۱۵ رکورد زلزله واقع بر خاک نرم مورد بررسی قرار گرفته‌اند. خاک زیر رو سازه بر اساس مدل مخروطی و رو سازه نیز به صورت مدل یک درجه آزاد نوسانگر غیرخطی مدل سازی شده‌اند. از پارامترهای فرکانس بی‌بعد (ao)، نسبت ارتفاع سازه به بعد آن (h/r) جهت تأثیر اثر اندرکنش خاک و سازه و ضریب رفتار سازه (R) و ضریب شکل پذیری (μ) جهت اثر رفتار غیرخطی سازه به عنوان پارامترهای کلیدی بر پاسخ غیر ارتجاعی سازه استفاده شده است.

در این مطالعه که هدف آن بررسی دو اثر که: ۱- تأثیر وابستگی سختی دینامیکی خاک به فرکانس زلزله بر ضریب اصلاح تغییر مکان و ضریب برش پایه در حالت الاستیک. و ۲- تأثیر نسبت جرم سازه به جرم خاک زیر آن بر ضریب اصلاح تغییر مکان و ضریب برش پایه در حالت الاستیک بوده است، نتایج زیر به دست آمده است:

۱. در سیستم‌های یک درجه آزاد دارای اثر اندرکنش خاک و سازه، وابستگی سختی خاک به فرکانس زلزله و همچنین در نظر گرفتن پارامترهایی مانند جرم و اینرسی دورانی پی، ممان اینرسی سازه و اضافه جرم محبوس شده تأثیری بر ضریب اصلاح تغییر مکان و ضریب برش پایه در هر دو حالت تحلیل با مقاومت ثابت و شکل پذیری ثابت نخواهد داشت و لذا می‌توان از آن صرف نظر کرد.

۲. تأثیر افزایش نسبت جرمی (\bar{m}) بر افزایش ضریب اصلاح تغییر مکان و ضریب برش پایه در سازه‌های لاغر بیش تر از افزایش آن در سازه‌های چاق می‌باشد. با افزایش نسبت جرمی (\bar{m})، مقدار ضریب اصلاح تغییر مکان در سازه‌های با اثر غیرخطی زیاد حداکثر تا ۲۲٪ بیشتر از حالت اثر غیرخطی کم می‌باشد.

۳. تأثیر افزایش نسبت جرمی (\bar{m}) بر افزایش ضریب برش پایه در سازه‌های دارای اثر اندرکنش زیاد حداکثر تا ۹۶٪ بیش تر از حالت سازه با اثر اندرکنش کم می‌باشد. همچنین این افزایش می‌تواند تا ۵۸٪ بر ضریب اصلاح تغییر مکان تأثیرگذار باشد.

مراجع

- [1] FEMA, Prestandard And Commentary For the Seismic Rehabilitation Of Buildings., (2000)., Washington, D.C.: Report FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, 519.
- [2] FEMA, NEHRP Recommended Provisions For Seismic Regulations For New Buildings And Other Structures., (2003)., Washington, D.C.: Report FEMA 450, Federal Emergency Management Agency, 356.
- [3] Ganjavi, B., And Hao, H. (2014). Strength Reduction Factor for MDOF Soil-Structure Systems. The structural Design of Tall and Special Buildings, 23 (3), 163-180.
- [4] Ahmadi, E., And Khoshnoudian, F. (2015). Near-fault effects on strength reduction factors of soil-MDOF structure systems. *Soils and Foundations*, 55(4), 841-856.
- [5] Muller FP, And Keintzel E. (1982) Ductility requirements for flexibly supported anti-seismic structures. Proceedings of the Seventh European Conference on Earthquake Engineering, , 3, 27-34.
- [6] Ganjavi, B., And Hao, H. (2012). A parametric study on the evaluation of ductility demand distribution in multi-degree-of freedom systems considering soil-structure interaction effects. *Engineering Structures*, 43, 88-104.
- [7] Khoshnoudian, F., Ahmadi, E., & Nik, F. A. (2013). Inelastic displacement ratios for soil-structure systems. *Engineering Structures*, 57, 453-464.
- [8] Eser, M., Aydemir, C., And Ekiz, I. (2012). Inelastic displacement ratios for structures with foundation flexibility. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 16(1), 155-162.
- [9] Ahmadi, E. And Khoshnoudian, F. (2013). Evaluation of maximum displacement factor for soil-structure systems, *CSCE 2013 General Conference*. Montreal, Québec, Canada: 95, 1.
- [10] Ganjavi, B. Hajirasouliha, I. And Bolourchi, A. (2016). Optimum lateral load distribution for seismic design of nonlinear shear-buildings considering soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 88, 356-368.
- [11] Cruz, C. And Miranda, E. (2017). Evaluation of soil-structure interaction effects on the damping ratios of buildings subjected to earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 100, 183-195.

- [12] Akkar, S. Yazgan, U. And Gulkan, P. (2004). Deformation limits for simple non-degrading systems subjected to near-fault ground motions. In *Proc., 13th World Conf. on Earthquake Engineering*. Vancouver, B.C., Canada, Mirad: 2276.
- [13] Jennings, P. C. And Bielak, J. (1973). Dynamics of building-soil interaction. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 63(1), 9-48.
- [14] Moghaddasi, K. M. Cubrinovski, M. Pampanin, S. Carr, A. And Chase, G. (2009). Monte Carlo simulation of SSI effects using simple rheological soil model. *NZSEE Conference*. Christchurch, New Zealand: 3-5.
- [15] Khalil, L. Sadek, M. And Shahrour, I. (2007). Influence of the soil-structure interaction on the fundamental period of buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36(15), 2445-2453.
- [16] Veletsos, A. S. And Nair, V. V. (1975). Seismic interaction of structures on hysteretic foundations. *Journal of the Structural Division*, 101(1), 109-129.
- [17] Nik, F. A. And Khoshnoudian, F. (2014). Strength reduction factor for multistory building-soil systems. *Earthquakes and Structures*, 6(3), 301-316.
- [18] Barcena, A. And Esteva, L. (2007). Influence of dynamic soil-structure interaction on the nonlinear response and seismic reliability of multistorey systems. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 36(3), 327-346.
- [19] Wolf, J. P. (1985). *Dynamic soil-structure interaction*. Prentice Hall inc, 466.
- [20] Nakhaei, M. And Ghannad, M. A. (2008). The effect of soil-structure interaction on damage index of buildings. *Engineering Structures*, 30(6), 1491-1499.
- [21] Wolf, J. P. (1994). *Foundation vibration analysis using simple physical models*. Prentice Hall: Pearson Education, 464.
- [22] IBC-2015, International Code Council (ICC)., (2015). *International Building Code*. Bir- mingham: ICC, 690.
- [23] OpenSees (2016). *Open System for Earthquake Engineering Simulation*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, Calif.