

بررسی ظرفیت غیرالاستیک خاک بر ظرفیت باربری دینامیکی فونداسیون‌های متکی بر شمع در هنگام وقوع زلزله

عبدالحسین حداد، مصطفی فخاری فر

استادیار دانشگاه سمنان، دانشکده عمران

دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی زلزله دانشگاه سمنان

fakharifar_mostafa@livesync.com

چکیده

فونداسیون بسیاری از سازه‌ها به تنهایی تاب تحمل نیروهای ناشی از زلزله که در هنگام زلزله در آنها ایجاد می‌شود، ندارند. از موارد رایج این‌گونه از فونداسیون‌ها، پی در زیر ستونهای گوشه ساختمانها و مخازن هوایی مرتفع که بیشترین نیروی برکنش (uplift) در آنها اتفاق می‌افتد؛ می‌باشند. از اینرو استفاده از پی‌های متکی بر شمع یا گروه شمع‌ها از روش‌های سودمند در حل این معضل می‌باشد. در اینگونه از پی‌ها مسئله خصوصیات خاک از جمله ظرفیت غیرخطی خاک، خصوصیات پلاستیسیته و میرایی خاک در عملکرد و مکانیزم شکست اینگونه از پی‌ها مطرح می‌باشد. در این پژوهش با بهره‌گیری از مدل عددی المان محدود تأثیر رفتار غیرخطی و پلاستیسیته خاک بر ظرفیت باربری دینامیکی فونداسیون در دو حالت بارگذاری هارمونیک و رکورد واقعی چندین زلزله مورد بررسی قرار گرفته، و اثر این پارامتر در افزایش ظرفیت باربری دینامیکی فونداسیون و شمع مشخص گردید. میزان تأثیر این فاکتور به دامنه بارگذاری زلزله، فرکانس غالب زلزله وارده به سازه و فرکانس خود فونداسیون-شمع وابسته می‌باشد. جهت مدلسازی رفتار خاک معیار مور-کولمب برای خاک در نظر گرفته شده است.

کلمات کلیدی: فونداسیون، شمع، معیار مور-کولمب، ظرفیت غیرخطی.

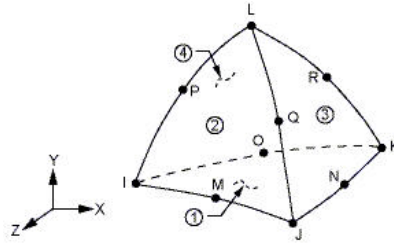
مقدمه

شمع یا گروه شمع‌ها به همراه پی متکی بر آن به عنوان یکی از روشهای احداث فونداسیون در مناطق با خطر لرزه‌خیزی بالا می‌باشد [1,2]. از مزایای اصلی این نوع از سیستم فونداسیون، انعطاف‌پذیری و شکل‌پذیری بالاتر این سیستم سازه‌ای در مقایسه با سایر سیستمهای فونداسیون می‌باشد [3,5]. از آنجا که کشورمان در منطقه‌ای با پتانسیل لرزه‌خیزی بالا بواسطه حضور سرچشمه‌های لرزه‌زا قرار دارد؛ و استفاده از این سیستم فونداسیون در سازه‌های بلند مرتبه رو به فزونی می‌باشد؛ انجام مطالعات در رابطه با ظرفیت دینامیکی این گونه از فونداسیون‌ها در هنگام زلزله از نقطه نظر وقوع مکانیزم شکست در خاک، فونداسیون و یا شمع مهم و حیاتی می‌باشد. مطالعات گذشته حاکی از این مطلب است که نیروهای زلزله باعث ایجاد نیروهای اینرسی زیادی در شمع و فونداسیون می‌گردد. بر پایه تحقیقات گذشته؛ نشان داده شده است، که می‌بایست ظرفیت غیرخطی خاک در طراحی پی-شمع لحاظ گردد. شواهد عینی از این مسئله زلزله‌های لوما پریتا ۱۹۸۹ (Loma Prieta 1989) و نورتریج ۱۹۹۴ (Northridge 1994) می‌باشند که پاسخ غیرخطی خاک موجب کاهش و تقلیل دامنه ارتعاشات و سرعت امواج زلزله در شتابهای حداکثر بیشتر از 0.1g-0.3g گردید [4]. هدف اصلی این مطالعه بررسی اثر ظرفیت غیرخطی خاک بر اندرکنش دینامیکی سیستم خاک-فونداسیون-سازه می‌باشد. شایان ذکر است که منظور از فونداسیون، مجموع سیستم خود فونداسیون به همراه شمع (یا گروه شمع‌ها) می‌باشد. مدل رفتاری خاک بر اساس معیار مور-کولمب فرض گردیده است. برای اعمال تحریک پایه، در یک حالت از ارتعاش هارمونیک و بار دیگر از رکورد چهار زلزله واقعی استفاده گردیده است.

مدل تحلیلی اندرکنش خاک-فونداسیون-سازه

آنالیزهای انجام شده در نرم افزار المان محدود *ANSYS Ver 10.0* صورت گرفته است. مدل رفتاری خاک بر پایه معیار مور-کولمب به صورت الاستوپلاستیک که در بر گیرنده رفتار غیرخطی خاک و حدود پاسخهای غیرخطی با پذیرش کرنشهای پلاستیک می‌باشد، در نظر گرفته شده است. شمع‌ها به صورت المانهای سه بعدی الاستیک که دارای چسبندگی و پیوستگی کامل با خاک می‌باشند؛ مدل گردیده‌اند. اتصال بین فونداسیون و شمع در محل زیر فونداسیون به صورت کاملاً صلب در نظر گرفته شده است. روسازه (سازه بنا نهاده شده بر فونداسیون) به صورت یک مدل ایده‌آل یک درجه آزادی که متشکل از یک ستون با سختی خمشی و جرم متمرکز در انتهای آن می‌باشد، مدل گردیده است. شرایط مرزی مناسب جهت اطمینان از انتقال امواج در المانها لحاظ گردیده است. میرایی بر اساس روش رایله محاسبه و در آنالیز وارد گردیده است. جهت مدلسازی فونداسیون-شمع از المان *Solid65* که قابلیت پذیرش آرماتور به دو صورت مجزا و همچنین درصدی از حجم کل مقطع را دارا می‌باشد استفاده گردیده است. جهت مدلسازی خاک از المان *10* گره‌ای مرتبه بالا *Solid187* استفاده گردیده است. این المان دارای سه درجه آزادی در هر گره: درجات آزادی انتقالی در جهات X و Y و Z می‌باشد. علت اصلی استفاده از این المان قابلیت‌های ویژه این المان در مدلسازی خصوصیات پلاستیسیته، هایپرالاستیسیته، خزش، سخت‌شدگی تنش، تغییرشکل‌های بزرگ و قابلیت پذیرش کرنشهای بزرگ می‌باشد.

شکل هندسی این المان در شکل (۱) به همراه موقعیت نقاط گره‌ای آن نشان داده شده است. شایان ذکر است که این المان قابلیت پذیرش ویژگی‌های مواد با خاصیت ارتروپویک را نیز دارا می‌باشد.



شکل ۱- مدل هندسی المان Solid187 با موقعیت نقاط گره‌ای آن

پاسخ به نیروی هارمونیک

فرضیات تحلیل

تحلیل‌ها بر روی فونداسیون متکی بر یک گروه شمع ۲ در ۲ که کاملاً در محیط خاک درگیر است، انجام پذیرفته است. همانطور که ذکر گردید از معیار مور-کولمب برای مدلسازی رفتار خاک استفاده گردیده است. بر پایه مطالعات و رابطه ارائه شده توسط جانپو فرض می‌گردد که مدول یانگ خاک با افزایش عمق افزایش می‌یابد [6]:

$$E_S(z) = E_{0S} \left(\frac{\sigma_m(z)}{P_0} \right)^n \quad (1)$$

که در این رابطه P_0 بیانگر فشار مرجع ($P_0 = 100 \text{ kPa}$) می‌باشد. E_{0S} پارامتری است که بیانگر میزان مدول یانگ در فشار مرجع P_0 می‌باشد؛ σ_m نشان دهنده تنش خالص بر اثر وزن لایه‌های خاک که توسط رابطه زیر محاسبه می‌گردد، می‌باشد:

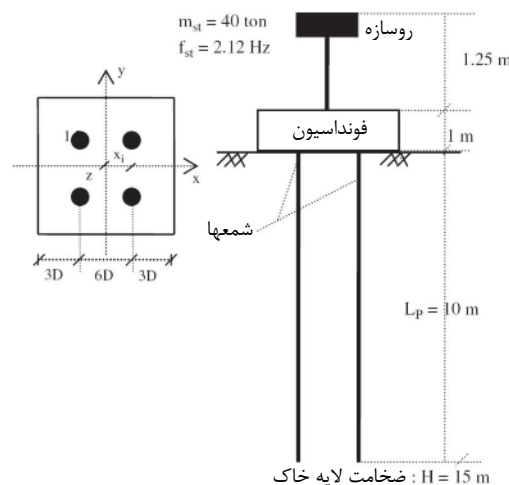
$$\sigma_m(z) = \frac{(1 + 2K_0)\gamma_S Z}{3} \quad (2)$$

که اگر $z < z_0$ آنگاه $\sigma_m(z) = \sigma_m(z_0)$.

که K_0 ضریب فشار جانبی در حالت ایستا، z_0 بیانگر ضخامت خاک با مدول یانگ ثابت می‌باشد. آنالیز به ازاء $z_0 = 1.25 \text{ m}$ انجام گرفته است.

مشخصات خاکی که در مدلسازی در نظر گرفته شده است و مطابق با یک نمونه خاک واقعی می‌باشد، در جدول (۱) ارائه گردیده است. مشخصات آورده شده نشانگر یک نمونه خاک نرم با زاویه اصطکاک داخلی $\phi = 30^\circ$ و چسبندگی $C = 17 \text{ kPa}$ می‌باشد. زاویه انبساط نیز برابر صفر فرض می‌گردد. مقدار پارامتر E_{0S} برابر 21 Mpa ، و فرکانس طبیعی لایه خاک (f_1) برابر 1.09 Hz فرض می‌گردند. مقدار فرکانس از طریق آنالیز پاسخ ستون خاک به بارگذاری هارمونیک با فرکانسهای متفاوت بدست آمده است.

شمعها به صورت صلب به زیر یک فونداسیون مربع شکل به طول 2.4 m و ضخامت 1 m متصل گردیده‌اند. مدول یانگ و جرم فونداسیون به ترتیب برابر 24 GPa و 14.4 ton می‌باشند. طول، قطر، سختی محوری و سختی خمشی شمعها در جدول (۲) ارائه گردیده‌اند. فاصله بین شمعها (S) شش برابر قطر شمعها می‌باشد ($S = 6D_p$). روسازه متشکل از یک جرم متمرکز $m_{st} = 40 \text{ ton}$ و یک ستون به ارتفاع 1.25 m می‌باشد. فرکانس روسازه برابر $f_{st} = 2.12 \text{ Hz}$ می‌باشد. نسبت میرایی (ξ) برای خاک برابر 5% و برای فونداسیون و روسازه برابر 2% در مدلسازی در نظر گرفته شده است. در شکل (۲) ابعاد هندسی سیستم خاک-فونداسیون-روسازه نشان داده شده است.



شکل ۲- ابعاد و مشخصات مدل واقعی

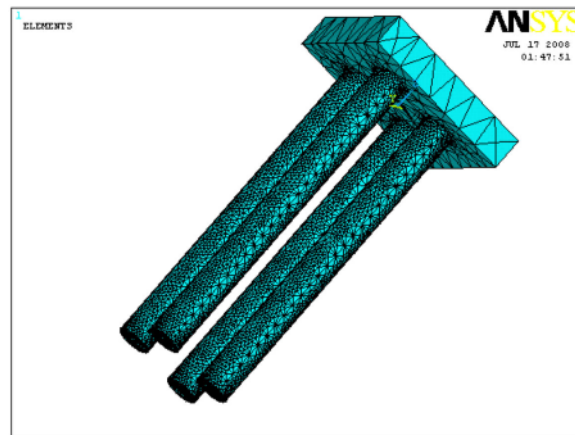
مطابق با ابعاد نشان داده شده در شکل (۲) که از یک مدل واقعی استخراج گردیده است، مدل سازی المان محدود انجام پذیرفته است. نمای ایزومتریک مدل المان محدود فونداسیون که متشکل از پی و شمع‌ها می‌باشد، در شکل (۳) نشان داده شده است. در مرحله بارگذاری هارمونیک، بار هارمونیک با فرکانسی برابر فرکانس خاک ($f_{ch} = f_1$) با مقدار 0.1g به پای مدل وارد گردیده است.

جدول ۱- مشخصات خاک به کار رفته در مدلسازی

E_{0S} (MPa)	ν_s	ρ_s (kg / m ³)	K_0	ξ_s (%)	C (kPa)	φ (°)	ψ (°)
21	0.45	1700	0.5	5	17	30	0

جدول ۲- مشخصات شمع‌ها

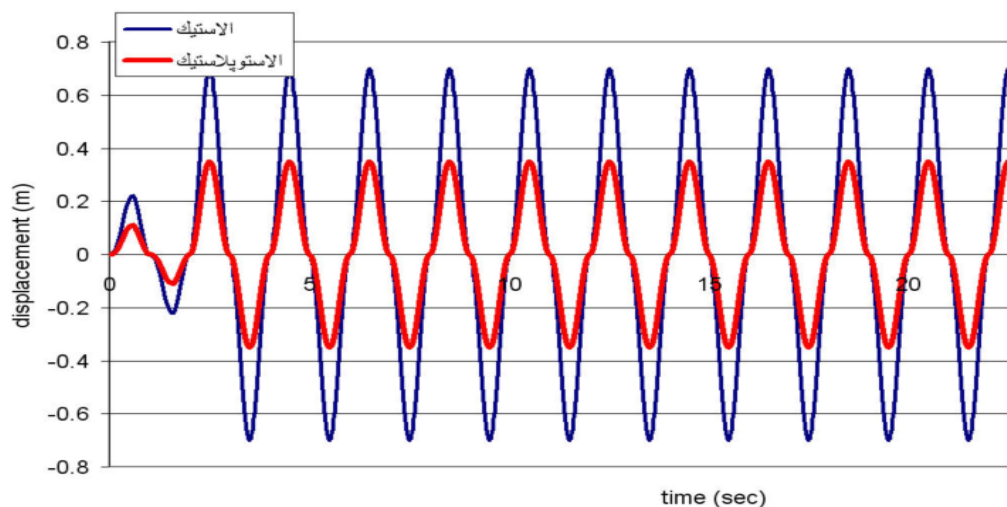
D_p (m)	L_p (m)	$(EA)_p$ (MN)	$(EI)_p$ (MN m ²)	ξ_p (%)
0.2	10	629	0.634	2



شکل ۳- نمای سه‌بعدی مدل فونداسیون به همراه شمع‌ها

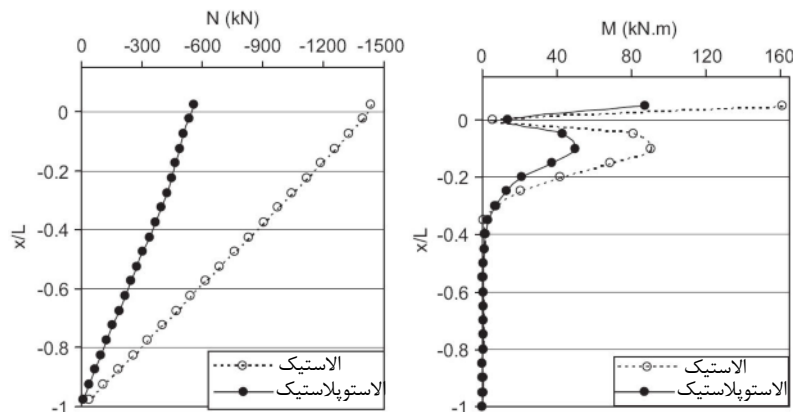
نتایج

پس از اعمال بار هارمونیک، تحلیل مدل المان محدود تحت اثر این بار صورت پذیرفت. شکل (۴) میزان جابجائی جانبی روسازه را در هر دو حالت مدل الاستیک و الاستوپلاستیک نشان می‌دهد. همانطور که از شکل میتوان مشاهده کرد، پاسخهای الاستیک 100% بیشتر از پاسخهای الاستوپلاستیک هستند. این مسئله بواسطه قابلیت استهلاک انرژی توسط تغییر شکل‌های پلاستیک با توجه به اثر غیرخطی و پلاستیسیته بر کاهش سختی سیستم دارد؛ که در عوض موجب کاهش فرکانس سیستم در مقایسه با سیستم الاستیک می‌گردد (فرکانس بار برابر فرکانس لایه خاک است).



شکل ۴- اثر پلاستیسیته بر جابجائی جانبی جرم روسازه

شکل (۵) منحنی پوش نیروی محوری و ممان خمشی در شمع‌ها را در اثر تحریک وارده به فونداسیون نشان می‌دهد. حداکثر نیروها در هر دو مورد در محل اتصال شمع‌ها به زیر فونداسیون بوجود آمده‌اند. این مسئله بیانگر نقش مهم نیروهای اینرسی بوجود آمده تحت تحریک وارده می‌باشد. به راحتی مشخص می‌گردد که پلاستیسیته موجب کاهش نیروهای داخلی در فونداسیون می‌گردد. به عبارت دیگر، پلاستیسیته موجب کاهش انرژی انتقالی به روسازه می‌گردد، و در نتیجه کاهش عمده نیروهای اینرسی را به همراه خواهد داشت. مقادیر نیروها در دو حالت الاستیک و الاستوپلاستیک در خاک و همچنین شمع‌ها در جداول (۳) و (۴) آورده شده‌اند.



شکل ۵- اثر پلاستیسیته بر پوش نیروی محوری و لنگر خمشی در شمع‌ها

جهت تسهیل محاسبات، نیروهای داخلی بر اساس نیروهای داخلی در پای روسازه (M_{st} و T_{st}) به صورت زیر نرمال گشته‌اند:

$$N^* = \frac{N}{M_{st} \cdot \sum x_i^2} \quad (3a)$$

$$T^* = nT / T_{st} \quad (3b)$$

$$M^* = n.M / M_{st} \quad (3c)$$

که در این رابطه N^* ، T^* و M^* نیروهای داخلی بدون بُعد در شمع‌ها می‌باشند. n تعداد شمع‌ها و x_i فاصله بین هر شمع تا محور گروه شمع‌ها می‌باشد (شکل ۲). در مدل مورد مطالعه $n=4$ ، $S=1.2$ m و $x_i = 0.6$ m می‌باشد. جداول (۳) و (۴) نشان می‌دهد که پلاستیسیته موجب افزایش نیروی برشی و ممان خمشی و کاهش نیروی محوری در شمع می‌گردد. به عبارت دیگر، به ازاء نیروهای اینرسی یکسان، شمع‌های در یک خاک پلاستیک قابلیت تحمل نیروی برشی و ممان خمشی بیشتری در مقایسه با شمع مشابه در خاک الاستیک خواهند داشت. به عنوان نمونه در جدول (۳) مشخص است که شتاب روسازه در حالت الاستیک 2.56 برابر شتاب متناظر در حالت الاستوپلاستیک می‌باشد.

جدول ۳- اثر پلاستیسیته (ظرفیت غیر الاستیک) خاک بر پاسخهای خاک-فونداسیون-سازه

خاک	$a_{mass} (m/s^2)$	$a_{foundation} (m/s^2)$	نیروهای اینرسی	
			$T_{st} (kN)$	$M_{st} (kN.m)$
الاستیک	34.64	8.23	1136	1561
الاستوپلاستیک	13.58	8.36	439	632

جدول ۴- اثر پلاستیسیته (ظرفیت غیر الاستیک) بر نیروهای داخلی در شمع

خاک	نیروهای زلزله			نیروهای نرمال شده		
	$N_{head} (kN)$	$T_{head} (kN)$	$M_{head} (kN.m)$	N^*_{head}	T^*_{head}	M^*_{head}
الاستیک	1435	312	161	2.21	1.10	0.41
الاستوپلاستیک	557	156	88	2.12	1.42	0.55

لازم به ذکر است که زیرنویس head در جدول (۴) بیانگر پی متکی بر شمعها می‌باشد. به عبارت دیگر، head، پی متصل به شمع می‌باشد.

پاسخ‌ها در اثر تحریکات زلزله

در انتها مدل المان محدود تحت اثر چهار رکورد زلزله مختلف کوکائلی ترکیه (Kocaeli)، ال سنتر و امریکا (El-Centro)، کوبه ژاپن (Kobe) و چی-چی تایوان (Chi-Chi) قرار گرفته است. فلسفه استفاده از چهار رکورد متفاوت زلزله استفاده از زلزله‌های با محتوای فرکانسی متفاوت و دامنه‌های حداکثر مختلف می‌باشد، تا از این مجزا از یک حدود فرکانسی خاص باشند و قابلیت تعمیم داشته باشند. در جدول (۵) مشخصات زلزله‌های فوق‌الذکر آورده شده است. در زلزله کوکائلی فرکانس غالب برابر $f=0.9 \text{ Hz}$ می‌باشد و این در حالی است که قسمت عمده‌ای از طیف در بازه 0.2 تا 2 Hz واقع شده است. سایر رکوردهای زلزله بر اساس فرکانسهای بالاتر مشخص گردیده‌اند، بدین ترتیب که 1.53 Hz برای زلزله چی-چی و 1.83 Hz برای زلزله کوبه و محتوای فرکانسی تا 8 Hz.

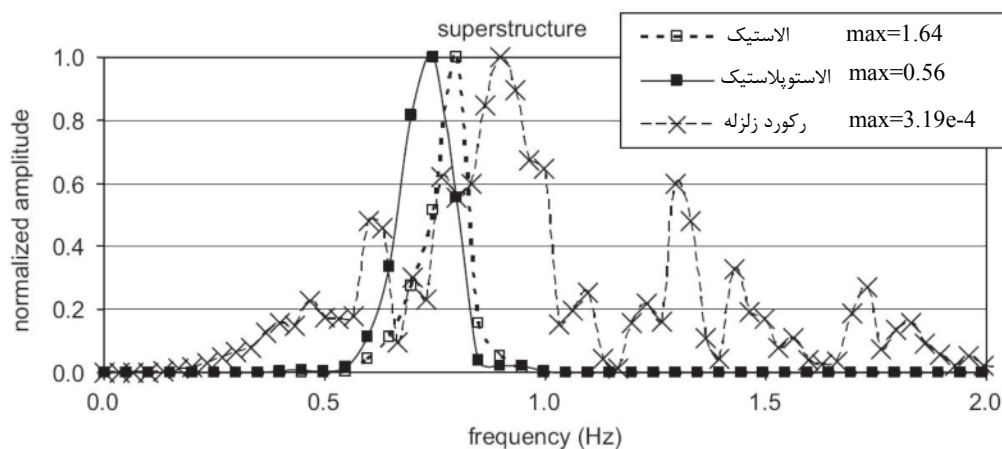
جدول ۵- مشخصات زلزله‌های به کار رفته در تحلیل

زلزله	تاریخ	ایستگاه ثبت	منبع اعلام رکورد	زمان (ثانیه)	فرکانس غالب (Hz)	دامنه (10^{-4})
Kocaeli (Turkey)	17/08/1999	Ambarli	KOERI	30	0.90	3.19
El-Centro (USA)	19/05/1940	117 El-Centro	USGS	8	1.62	10.40
Kobe (Japan)	16/01/1995	Shin-Osaka	CUE	8.2	1.83	4.34
Chi-Chi (Taiwan)	20/09/1999	ALS	CWB	11.8	1.53	7.76

بازتاب دینامیکی تحت اثر نیروی زلزله

مدل تحلیلی در هر گام به طور مجزا تحت اثر چهار رکورد مختلف زلزله واقع شده است. ابتدا مدل تحت اثر رکورد زلزله کوکائلی ترکیه با حداکثر سرعت زمین (PGV) 0.4 m/s قرار گرفت.

شکل (۶) اثر پلاستیسیته (ظرفیت غیرخطی خاک) را بر سرعت طیفی در سیستم خاک-فونداسیون-سازه نشان می‌دهد. این مسئله کاملاً مشهود است که پلاستیسیته موجب کاهش فرکانس غالب پاسخ سیستم می‌گردد.



شکل ۶- اثر پلاستیسیته بر سرعت طیفی روسازه (تحت رکورد زلزله کوکائلی ترکیه)

از شکل (۶) مشخص است که فرکانس سیستم الاستیک برابر 0.8 Hz و این در حالی است که فرکانس سیستم الاستوپلاستیک برابر 0.75 Hz می‌باشد. از آنجا که فرکانس غالب زلزله کوکائلی وارده برابر 0.9 Hz است، پلاستیسیته باعث افزایش فاصله بین فرکانس غالب زلزله وارده و فرکانس طبیعی سیستم خاک-فونداسیون-سازه می‌گردد؛ و نتیجتاً این مسئله موجب کاهش بازتاب‌های دینامیکی می‌گردد.

پس از انجام تحلیل تحت اثر سه رکورد دیگر، نتایج مشابهی در رابطه با افزایش بین اختلاف فرکانس تحریک لرزه‌ای وارده و فرکانس طبیعی سیستم در حالت الاستوپلاستیک در مقایسه با حالت الاستیک مشاهده گردید.

جدول (۶) اثر پلاستیسیته را پاسخهای خاک-فونداسیون-سازه بیان می‌دارد. مشاهده می‌گردد که شتاب روسازه در حالت الاستوپلاستیک (a_{mass}) برابر با 50% شتاب در حالت الاستیک می‌باشد. این نتیجه بیانگر این موضوع است که پلاستیسیته موجب کاهش بازتاب‌های دینامیکی تا حد قابل ملاحظه‌ای می‌گردد.

بنابراین پلاستیسیته و ظرفیت باربری غیرخطی نه تنها به عنوان یک عامل کاهنده در میزان نیروها عمل می‌نماید، بلکه از سویی دیگر موجب کاهش بازتاب‌های دینامیکی نیز می‌گردد.

جدول ۶- اثر پلاستیسیته بر پاسخهای خاک-فونداسیون-سازه (تحت اثر رکورد زلزله کواکالی)

مدل	$a_{mass} (m/s^2)$	$a_{foundation} (m/s^2)$	$T_{st} (kN)$	$M_{st} (kN.m)$	N_{head}^*	T_{head}^*	M_{head}^*
الاستیک	21.75	12.34	760	999	2.32	1.22	0.52
الاستوپلاستیک	11.67	9.49	417	534	2.63	1.71	0.89

اثر محتوای فرکانسی زلزله

مدل المان محدود، مجدداً به طور مجزا تحت اثر هر یک از رکوردهای زلزله تحلیل گردید. در جدول شماره (۷) خلاصه مقادیر نیروها تحت اثر هر یک از چهار رکورد زلزله به طور مجزا آورده شده است. همانطور که از جدول (۷) قابل مشاهده است، مقادیر بزرگ برای روسازه؛ همانند نیروهای شمع؛ عمدتاً وابسته به محتوای فرکانسی زلزله وارده می‌باشد. مقادیر این نیروها عمدتاً برای رکورد زلزله کواکالی در مقایسه با سایر رکوردها بزرگتر هستند. علت اصلی این مسئله بواسطه نزدیک بودن محتوای فرکانسی این زلزله (0.9 Hz) با فرکانس اصلی لایه خاک (1.09 Hz) در مقایسه با محتوای فرکانسی سایر زلزله‌ها می‌باشد.

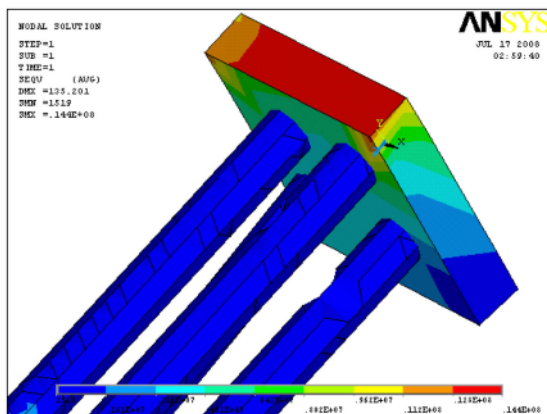
جدول ۷- اثر محتوای فرکانسی زلزله بر پاسخ خاک-فونداسیون-سازه

رکورد زلزله	$a_{mass} (m/s^2)$	$a_{foundation} (m/s^2)$	نیروهای اینرسی		نیروهای نرمال شده		
			$T_{st} (kN)$	$M_{st} (kN.m)$	N_{head}^*	T_{head}^*	M_{head}^*
Kocaeli	6.97	7.13	494	654	2.06	1.40	0.64
El-Centro	4.07	6.85	294	402	2.15	1.24	0.48
Kobe	2.22	3.63	144	209	1.75	1.07	0.39
Chi-Chi	4.20	5.10	285	389	2.08	1.16	0.44

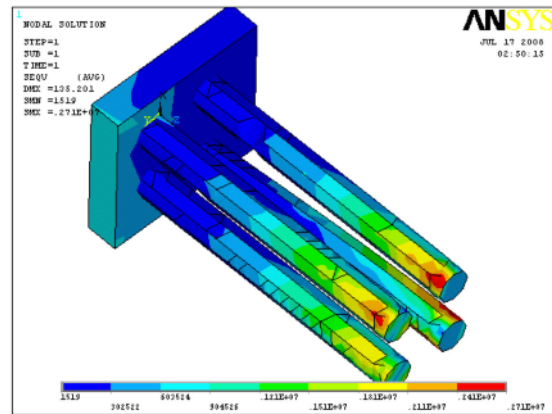
مکانیزم توزیع تنش در سیستم فونداسیون

از موارد مهم در رابطه با سیستم کلی فونداسیون که متشکل از خود پی به همراه شمعها می‌باشد، نحوه انتقال و توزیع تنش در فونداسیون تحت اثر نیروهای زلزله می‌باشد. چرا که تعیین دقیق نحوه توزیع نیروها منجر به طراحی صحیح پی و عدم وقوع گسیختگی را در فونداسیون در هنگام زلزله به همراه خواهد داشت.

مدل المان محدود تحت اثر رکورد زلزله ال-سنتر و مورد تحلیل قرار گرفته و مقادیر تنشها در آن در طول زمان محاسبه گردیدند. مقادیر تنشها در دو زمان مختلف در اشکال (۷) و (۸) نشان داده شده‌اند. تنش نشان داده شده در دو شکل تنش فون-میزر می‌باشد.



شکل ۸- توزیع تنش فون-میزر در سیستم فونداسیون در زمان $t=18 \text{ sec}$



شکل ۷- توزیع تنش فون-میزر در سیستم فونداسیون در زمان $t=35 \text{ sec}$

همانطور که از مقایسه اشکال (۷) و (۸) مشخص است، توزیع تنشها در طول زمان در سیستم فونداسیون (شامل پی و شمع‌ها) متغیر است. این مسئله برعکس حالت تحریک هارمونیک می‌باشد؛ که در آن حالت همانطور که در ابتدا ذکر گردید حداکثر مقادیر نیرویی و بالطبع حداکثر تنش‌ها در محل پی در محل اتصال پی به شمع‌ها روی می‌دهد. ولیکن تحت اثر رکورد زلزله مقادیر تنش حداکثر در یک زمان خاص، در محل سطح جانبی خود پی می‌باشد که گسیختگی پی در محل اتصال آن به شمع از محتمل‌ترین حالات مکانیزم شکست می‌باشد (شکل ۸). این در حالی است که در زمانی دیگر مقادیر حداکثر تنشها در محل پای شمع در عمق خاک می‌باشند؛ که منجر به گسیختگی و حصول شکست برشی در خود شمع می‌گردد. این مسئله را می‌توان به واسطه نیروی زلزله که یک پدیده با دامنه گسترده (از نوع broad band) و محتوای فرکانسی متفاوت می‌باشد، مرتبط دانست.

نتیجه‌گیری

در این مقاله با استفاده از مدلسازی سه بعدی المان محدود اثر ظرفیت غیرخطی خاک (پلاستیسیته) بر پاسخ لرزه‌ای سیستم خاک-فونداسیون-سازه مورد بررسی و تحلیل قرار گرفته است. آنالیزها در دو حالت بارگذاری هارمونیک و زلزله انجام گرفته‌اند. در مدلسازی خاک از معیار مور-کولمب استفاده گردیده است. نتایج حاصل از تحلیل حاکی از این مطلب است که رفتار غیرخطی خاک اثر عمده‌ای بر پاسخهای لرزه‌ای فونداسیون دارد. اثر رفتار غیرخطی خاک، عمدتاً متأثر از دامنه بارگذاری زلزله، فرکانس سیستم خاک-فونداسیون-سازه و محتوای فرکانسی زلزله می‌باشد. پلاستیسیته خاک موجب کاهش میزان انرژی انتقالی به روسازه، و متعاقباً کاهش عمده در نیروهای اینرسی می‌گردد. ظرفیت غیرخطی خاک همچنین موجب کاهش فرکانس غالب سیستم خاک-فونداسیون-سازه می‌گردد؛ که می‌تواند اثر بسیار مهمی بر بازتاب‌های دینامیکی در هنگام زلزله داشته باشد.

مراجع

- [1] Shahrour I, Juran I. Seismic behaviour of foundation-piled systems. *Ground Improv J* 2004;8(3):109–20.
- [2] Trifunac MD, Todorovska MI. Nonlinear soil response—1994 Northridge, California, earthquake. *J Geotech Eng* 1996;122:725–35
- [3] Juran I, Benslimane A, Hanna S. Engineering analysis of the dynamic behavior of pile systems. *Transportation research record no. 1772*, 2001. *Soil mechanics*; 2001. p. 91–106.
- [4] Sadek M, Shahrour I. Three-dimensional finite element analysis of the seismic behavior of inclined piles. *Soil Dyn Earthquake Eng* 2004;24:473–85.
- [5] Sadek M, Shahrour I. Influence of the head and tip connection on the seismic performance of micropiles. *Soil Dyn Earthquake Eng* 2006;26:461–8.
- [6] Satoh T, Sato T, Kawase H. Nonlinear behavior of soil sediments identified by using borehole records observed at Ashigara valley, Japan. *Bull Seismol SocAm* 1996;85:1821–34.
- [7] Trifunac MD, Todorovska MI. Nonlinear soil response—1994 Northridge, California, earthquake. *J Geotech Eng* 1996;122:725–35.