

# بررسی اثرات محلی ساختگاه روی جنبش‌های قوی زمین در منطقه‌ی عباس‌آباد (محدوده‌ی مصلی تهران)

سید مجدالدین میرحسینی<sup>۱</sup>؛ سید مهدی بابایی<sup>۲</sup>

## چکیده

اثرات محلی ساختگاه نقش بسیار مهمی در مشخصات حرکات لرزه‌ای و از آن طریق در حرکات مبنای طرح زمین دارند زیرا می‌توانند جنبش‌های لرزه‌ای را قبل از رسیدن به سطح زمین با شدت بزرگ (یا کوچک) نمایند. هدف این مقاله بررسی پاسخ محلی زمین در منطقه‌ی عباس‌آباد (محدوده‌ی مصلی تهران) است. برای انجام تحلیل دینامیکی آبرفت و ویژگی‌های دینامیکی لایه‌های خاک با استفاده از نتایج آزمایشات لرزه‌ای امواج نزولی در محل ۶ گمانه تعیین و پس از بررسی ویژگی‌های لرزه‌خیزی سنگ بستر منطقه، ۱۵ شتابنگاشت از زمین‌لرزه‌های مختلف دنیا انتخاب شده است. با توجه به توپوگرافی و شرایط خاک محلی از تحلیل یک‌بعدی خطی معادل استفاده شده و نتایج آن به صورت نقشه‌های ریزپهنه‌بندی بیشینه شتاب و سرعت زمین، بیشینه بزرگنمایی و طیف طرح ویژه‌ی ساختگاه ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهد که حضور لایه‌های خاک دانه‌ای متراکم، با سختی بالا و ضخامت کم روی حرکت لرزه-ای سنگ بستر تاثیر چندانی ندارد و کاربرد طیف نرمال طراحی آیین‌نامه زلزله ایران (۲۸۰۰) برای ساختگاه مورد بررسی، در زمان‌های تناوب بلند نتایج محافظه‌کارانه‌ای بدست می‌دهد.

## کلمات کلیدی

اثرات محلی ساختگاه، پاسخ محلی زمین، تحلیل خطی معادل، ریزپهنه‌بندی.

## *An Investigation of Local Site Effects on Strong Ground Motions in Abbas-Abad (Tehran Mosalla) Region*

S. M. Mirhoseini; S. M. Babaee

### ABSTRACT

Local site effects play a very important role in characterizing seismic and design ground motions because they may strongly amplify (or deamplify) seismic motions before reaching the ground surface.

The purpose of this paper is to evaluate local ground response in ABASBAD region (around the TEHRAN MOSALLA). To perform dynamic analysis, soil layers dynamic characteristics is determined from seismic down-hole tests performed at 6 borehole stations. Bedrock Seismicity characteristics is evaluated and 15 accelerograms from various earthquakes around the world is selected. Considering the local topography and soil conditions, one dimensional equivalent linear analysis is performed and results is presented in form of microzonation maps of maximum ground acceleration and velocity, maximum amplification and site specific design spectra. The results indicate that presence of stiff shallow granular soil layers has no considerable affect on bedrock seismic motions and using Iranian earthquake code (2800) normalized design spectra for this site, is conservative at long periods.

### KEYWORDS

Local Site Effect, Local Ground Response, Equivalent Linear Analysis, Microzonation.

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۸۶/۱۲/۲۳

تاریخ اصلاحات مقاله: ۱۳۸۷/۱۱/۲۹

<sup>۱</sup> نویسنده مسئول و دانشیار دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران:

Email: mirh53@yahoo.com

<sup>۲</sup> دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی خاک و پی، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران:

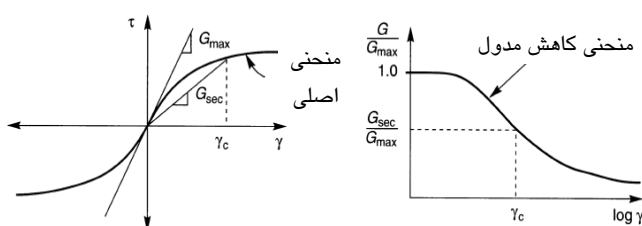
Email: sm.babaee@gmail.com



تئوری تحلیل یک بعدی خطی معادل مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

## ۲- مروری بر خواص دینامیکی خاکها

بطور کلی دو پارامتر دینامیکی خاک که با شدت به سطح کرنش برشی وابسته و در تحلیل پاسخ زمین مورد نیاز هستند عبارتند از: ۱- مدول برشی دینامیکی ( $G$ ) و ۲- میرایی. در کرنش‌های کم، پوش نقاط متناظر با نقاط فوقانی حلقه‌های هیستریزس متعلق به کرنش‌های سیکی مختلف، منحنی اصلی (Backbone Curve) نامیده می‌شود. شکل (۱) تغییرات ضریب مدول با کرنش برشی را که بصورت ترسیمی بوسیله منحنی کاهش مدول بیان شده است نشان می‌دهد [۹].



شکل (۱): منحنی اصلی و تغییرات تپ  $G_{SEC}$  با کرنش برشی [۹].

### ۱-۲- مدول برشی ماکزیمم ( $G_{max}$ )

مدول برشی ماکزیمم هم از طریق آزمایش‌های لرزه‌ای و هم بر اساس پارمترهای خاک ( بدست آمده از مطالعات آزمایشگاهی یا صحرایی) قابل بازیافت است. از آنجا که اغلب آزمایشات ژئوفیزیکی لرزه‌ای کرنش برشی کمتر از  $0.003$  درصد تولید می‌نمایند و مشکل دست‌خوردگی نمونه‌ها حین نمونه برداری نیز وجود ندارد، سرعت‌های موج برشی اندازه‌گیری شده برای محاسبه  $G_{max}$  قابل استفاده می‌باشند [۹]:

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (۱)$$

### ۲-۲- منحنی‌های نسبت مدول و میرایی

منحنی‌های استاندارد نسبت مدول و میرایی بیشتر از دو راه به دست آمده‌اند. اول، منحنی‌هایی که حاصل مطالعات آزمایشگاهی سیکی است و برای خاک‌های چسبنده حساس به پلاستیسیته خاک و بیش‌تحکیم یافتگی و برای خاک‌های دانه‌ای حساس به فشار محصور کننده است. دوم، منحنی‌هایی که حاصل آنالیز برگشتی رکوردهای حرکات زمین است [۷] [۱۳]. منحنی‌های به دست آمده از مطالعات آزمایشگاهی، در محدوده کرنش  $0.001$  تا  $1$  درصد، برای تنش سربار موثر کمتر از  $3$  اتمسفر و در فرکانس بارگذاری یک هرتز (Hz)

سال‌هاست که اثر شرایط محلی زمین‌شناسی و خاک بر شدت لرزش‌های زمین و خرابی‌های زلزله شناخته شده است. Mac Murdo (۱۸۲۴) خاطر نشان ساخت که در زلزله‌ی ۱۸۱۹، Cutch در هندوستان، ساختمان‌هایی که بر سنگ مستقر بودند به اندازه ساختمان‌هایی که شالوده‌ی آنها به انتهای لایه‌ی خاک نرسیده بود، تحت تأثیر قرار نگرفتند. Wood (۱۹۰۸) و Reid (۱۹۱۰) نشان دادند که شدت زمین‌لرزه سانفرانسیسکو به شرایط محلی خاک و زمین‌شناسی مربوط بوده است [۹].

اثرات ساختگاهی زمانی بیشتر مورد توجه قرار گرفت که طی زلزله سال ۱۹۸۵ میچواکان مکزیک، بزرگنمایی به علت وجود لایه‌های نرم رس، باعث تخریب ساختمان‌های بلندمرتبه‌ای شد که در فواصل زیادی نسبت به مبدا زلزله قرار داشتند [۹].

زلزله‌ی سال ۱۹۸۹ لوماپریتا در محدوده‌ی خلیج سانفرانسیسکو، خرابی گسترده‌ای در ساختگاه‌های رسی عادی تحکیم یافته، معروف به گل خلیج جوان (Young Bay Mud) و خرابی‌های جزئی در دیگر نقاط به وجود آورده بود که الگوی خرابی بیانگر اهمیت اثرات محلی لایه‌های رسی نرم است [۱۲].

Hough و همکاران در سال ۱۹۹۰، با مطالعه‌ی پاسخ گل خلیج جوان، آبرفت و سنگ طی پس‌لرزه‌های زلزله‌ی لوماپریتا، نتیجه‌گیری کردند که لایه سخت و عمیق در زیر لایه گل خلیج جوان تأثیر مهمی در افزایش پاسخ‌ها دارد [۵].

Dickenson در سال ۱۹۹۴، پاسخ ثبت شده‌ی ۱۰ ساختگاه رسی عمیق طی زلزله‌ی سال ۱۹۸۹ لوماپریتا در ناحیه خلیج سانفرانسیسکو را با پاسخ محاسبه شده با استفاده از تحلیل خطی معادل و تحلیل غیرخطی مورد مطالعه قرار داد [۷].

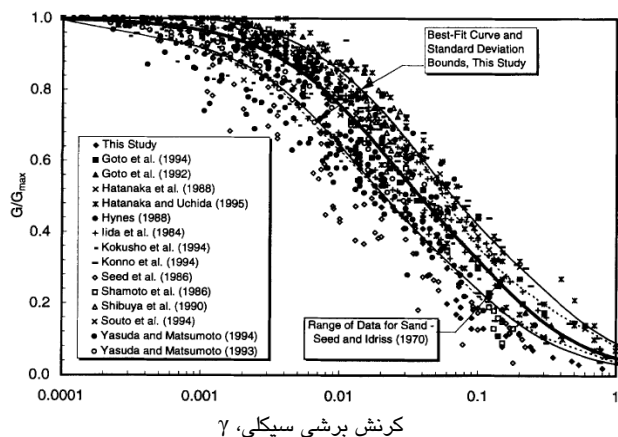
Chang در سال ۱۹۹۶ با بررسی پاسخ سه ساختگاه رسی بیش‌تحکیم یافته‌ی سخت و عمیق با پاسخ محاسبه شده با استفاده از تحلیل خطی معادل و تحلیل غیرخطی نتیجه گرفت که لایه‌های سخت و عمیق خاک رس به اندازه لایه‌های نرم رسی می‌توانند در تشدید امواج زلزله موثر باشند [۵].

Chang و همکاران در سال ۱۹۹۶ با بررسی پاسخ زمین طی زلزله‌ی ۱۹۹۴ نورتریج و مقایسه با نتایج تحلیل‌های خطی معادل و غیرخطی، بر اهمیت لایه‌های آبرفتی عمیق و سخت (بیشتر ماسه‌ای) در تشدید حرکات زمین تأکید کردند [۶].

در این مقاله پس از مروری بر ویژگی‌های دینامیکی خاک‌ها و تئوری تحلیل خطی معادل، پاسخ محلی زمین در منطقه عباس‌آباد (محدوده مصلی امام خمینی (ره)) با استفاده از

### ۲-۲-۲ - میرایی

Zhang و Ishibashi در سال ۱۹۹۳ رابطه‌ی (۳) را برای ضریب میرایی خاک‌های خمیری و غیر خمیری ارائه دادند.



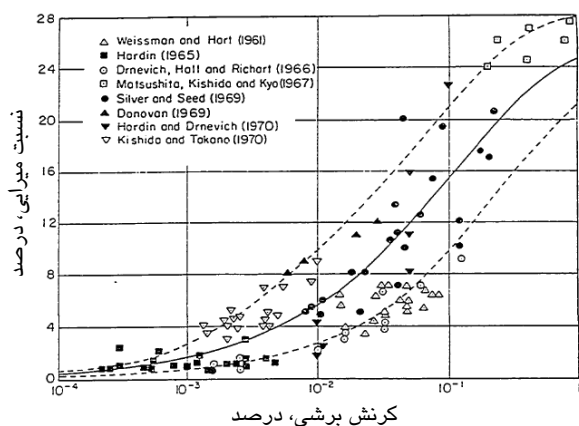
گرنش برشی سبکی،  $\gamma$

شکل (۳): منحنی نسبت مدول برحسب گرنش برای شن بر اساس نتایج مطالعات ۱۵ محقق مختلف، به همراه منحنی پیشنهاد شده توسط سید و ادريس در سال ۱۹۷۰ [۱۰].

با استفاده از رابطه‌ی (۲) برای محاسبه نسبت مدول  $G/G_{max}$ ، ضریب میرایی چنین خواهد شد [۸].

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145 PI^{1.3})}{2} \left[ 0.586 \left( \frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right] \quad (3)$$

Seed و Idriss در سال‌های ۱۹۷۰ و ۱۹۸۶ منحنی شکل (۵) را برای ضریب میرایی خاک‌های غیر چسبنده ارائه کردند [۱۱].



گرنش برشی، درصد

شکل (۴): تغییرات ضریب میرایی خاک‌های غیر چسبنده (ماسه‌ای و شنی) با گرنش برشی سبکی [۱۱].

### ۳- مروری بر تئوری انتشار یک بعدی امواج

با فرض معادله یک بعدی حرکت برای موج برشی که به صورت قائم منتشر می‌شود و مدلسازی خاک به صورت

تعریف شده‌اند. وقتی شرایط میدانی متفاوت از شرایطی باشد که منحنی‌های استاندارد تحت آن به دست آمده‌اند، نیاز به انجام آزمایش‌های ویژه برای تعیین خواص خاک است [۱۳].

### ۱-۲-۲ - نسبت مدول ( $G/G_{max}$ )

اثرات دامنه‌ی خمیری و فشار محدودکننده‌ی موثر بر رفتار نسبت مدول‌ها توسط Zhang و Ishibashi در سال ۱۹۹۳ به صورت رابطه (۲) ترکیب شده است [۸]:

$$G/G_{max} = K(\gamma, PI) (\sigma'_m)^{m(\gamma, PI) - m_0} \quad (2)$$

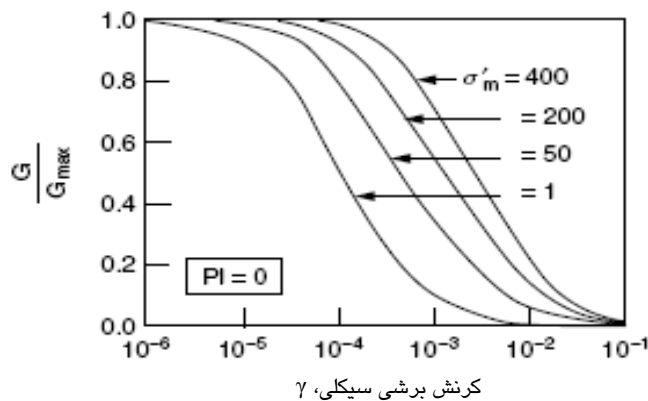
که در آن

$$k(\gamma, PI) = 0.5 \left\{ 1 + \operatorname{tgh} \left[ \ln \left[ \frac{0.000102 + n(PI)}{\gamma} \right]^{0.492} \right] \right\}$$

$$m(\gamma, PI) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \operatorname{tgh} \left[ \ln \left[ \frac{0.000556}{\gamma} \right]^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145 PI^{1.3})$$

$$n(PI) = \begin{cases} 0.0 & PI = 0 \\ 3.37 \times 10^{-6} PI^{1.404} & 0 < PI \leq 15 \\ 7.0 \times 10^{-7} PI^{1.976} & 15 < PI \leq 70 \\ 2.7 \times 10^{-5} PI^{1.115} & PI > 70 \end{cases}$$

اثر فشار محدود کننده بر رفتار نسبت مدول برای خاک‌های غیر پلاستیک مطابق روابط Zhang و Ishibashi در شکل (۲) نشان داده شده است.



گرنش برشی سبکی،  $\gamma$

شکل (۲): اثر فشار محدودکننده‌ی موثر متوسط بر منحنی‌های نسبت مدول برای خاک غیر پلاستیک ( $PI=0$ ) [۹].

Rollins و همکاران در سال ۱۹۹۸ با استفاده از نتایج ۱۵ تحقیق مختلف، منحنی‌های شکل (۴) را برای خاک‌های شنی پیشنهاد کردند. همانطور که مشخص است، نتایج برابری خوبی با منحنی Seed و Idriss در سال ۱۹۷۰ برای ماسه دارد. آنها در ادامه نتیجه گرفتند وقتی فشار محدود کننده افزایش می‌یابد، مقادیر از باند پایین به سمت باند بالا افزایش می‌یابد [۱۰].

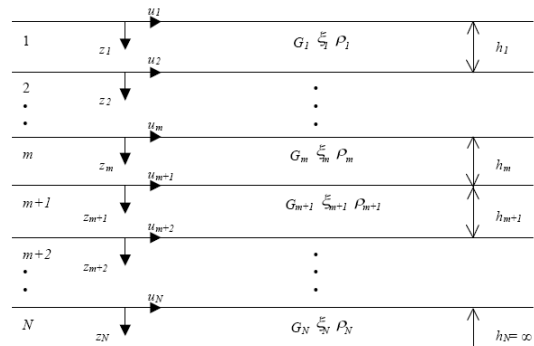
المان‌ها با مدل رفتاری Kelvin-Voigt. رابطه‌ی جابجایی در هر زمان و مکان برای بارگذاری هارمونیک به صورت رابطه (۴) بیان می‌شود:

$$u(z, t) = Ee^{i(\omega t + K^* z)} + Fe^{i(\omega t - K^* z)} \quad (4)$$

که در آن  $E$  و  $F$  دامنه‌ی موج بالا رونده و پایین رونده وابسته به شرایط مرزی بوده،  $K^* = \omega / v_s^*$  عدد موج مختلط و  $v_s^*$  سرعت موج برشی مختلط و طبق رابطه‌ی (۵) برابر است با:

$$v_s^* = \sqrt{\frac{G^*}{\rho}} = \sqrt{\frac{G(1+i2\xi)}{\rho}} \approx \sqrt{\frac{G}{\rho}}(1+i\xi) = v_s(1+i\xi) \quad (5)$$

حال یک سیستم خاک لایه بندی شده شامل  $N$  لایه افقی را در نظر بگیرید که  $N$  امین لایه سنگ بستر است (شکل (۵)).



شکل (۵): مشخصات خاک لایه‌ای واقع بر بستر سنگی [۱۲].

رابطه‌ی جابجایی در هر زمان و مکان مطابق رابطه‌ی (۴) و

تنش برشی از رابطه‌ی (۶) به دست می‌آید:

$$\tau(z, t) = G^* \frac{\partial u}{\partial z} = (G + i\omega\eta) \frac{\partial u}{\partial z} = G(1 + 2i\xi) \frac{\partial u}{\partial z} \quad (6)$$

از طرفی جابجایی و تنش برشی در مرز لایه‌ها باید سازگار باشد. پس از اعمال شرط سازگاری و انجام عملیات ساده سازی ریاضی، معادلات برگشتی (۷) و (۸) حاصل می‌شود:

$$E_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 + \alpha_m^*) e^{iK_m^* h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 - \alpha_m^*) e^{-iK_m^* h_m} \quad (7)$$

$$F_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 - \alpha_m^*) e^{iK_m^* h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 + \alpha_m^*) e^{-iK_m^* h_m} \quad (8)$$

که در این روابط ضریب امپدانس مختلط در مرز میان لایه‌های  $m$  و  $m+1$  و بر طبق رابطه‌ی (۹) برابر است با:

$$\alpha_m^* = \frac{K_m^* G_m^*}{K_{m+1}^* G_{m+1}^*} = \frac{\rho_m (v_s^*)_m}{\rho_{m+1} (v_s^*)_{m+1}} \quad (9)$$

الگوریتم برگشتی از سطح زمین آغاز می‌شود که تنش برشی در آن صفر است ( $E_1 = F_1$ ) و روابط برگشتی برای لایه‌های ۲ تا  $m$  به کار می‌رود. تابع تبدیل  $A_{mn}$  که جابجایی، سرعت و شتاب در سطح لایه‌های  $m$  و  $n$  را به هم مرتبط می‌سازد و بر طبق

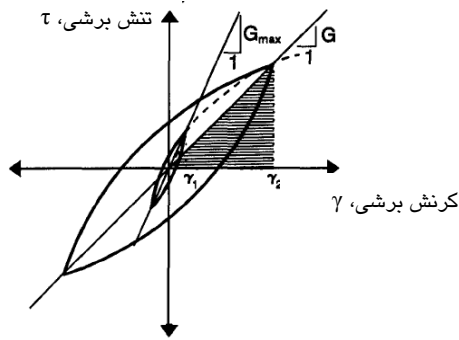
رابطه‌ی (۱۰) برابر است با:

$$A_{mn}(\omega) = \frac{u_m}{u_n} = \frac{\dot{u}_m}{\dot{u}_n} = \frac{\ddot{u}_m}{\ddot{u}_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad (10)$$

رابطه‌ی (۱۰) نشان می‌دهد که با دانستن حرکت در یک نقطه از خاک می‌توان حرکت در نقاط دیگر را به دست آورد [۴].

#### ۴- مروری بر تئوری تحلیل خطی معادل

شکل شماتیک حلقه‌ی هیستریزس یک نمونه خاک در شکل (۶) نشان داده شده است.



شکل (۶): مدول برشی تانژانت ( $G_{max}$ ) و مدول برشی سکانت ( $G$ )

این منحنی بوسیله پارامترهایی که شکل عمومی آنرا بیان می‌کنند قابل توصیف است، به این صورت که مدول برشی معادل خطی،  $G$ ، به صورت مدول برشی فرض می‌شود.

$$G_{sec} = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \quad (11)$$

که  $\tau_c$  و  $\gamma_c$  به ترتیب دامنه‌های تنش و کرنش برشی می‌باشند و ضریب میرایی معادل خطی،  $\xi$ ، به صورت ضریب میرایی که اتلاف انرژی یکسانی با آنچه که منحنی هیستریزس متعلق به یک سیکل واقعی ایجاد می‌نماید، در نظر گرفته می‌شود.

$$\xi = \frac{W_D}{4\pi W_s} = \frac{1}{2\pi} \frac{A_{loop}}{G_{sec} \gamma_c^2} \quad (12)$$

که در آن  $W_D$  انرژی مستهلک شده،  $W_s$  حداکثر انرژی کرنشی (برابر با مساحت مثلث هاشور خورده در شکل (۶)) و  $A_{loop}$  سطح منحنی هیستریزس می‌باشد.

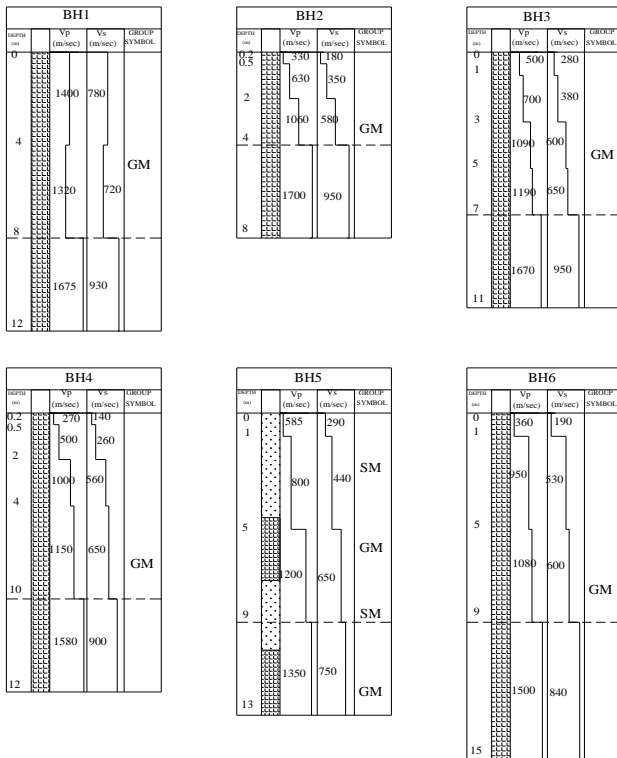
تراز کرنش در آزمون‌های آزمایشگاهی که از آنها منحنی‌های کاهش مدول و ضریب میرایی به دست آمده تحت بارگذاری‌های هارمونیک تعیین شده است و با ماکزیمم تاریخچه زمانی کرنش برشی ناشی از بارگذاری زلزله متفاوت است. در نتیجه، معمولاً کرنش برشی موثر را بصورت درصدی از کرنش برشی ماکزیمم در نظر می‌گیرند [۹].

Sun و Idriss در سال ۱۹۹۲ رابطه‌ی (۱۳) را برای نسبت کرنش پیشنهاد کردند:

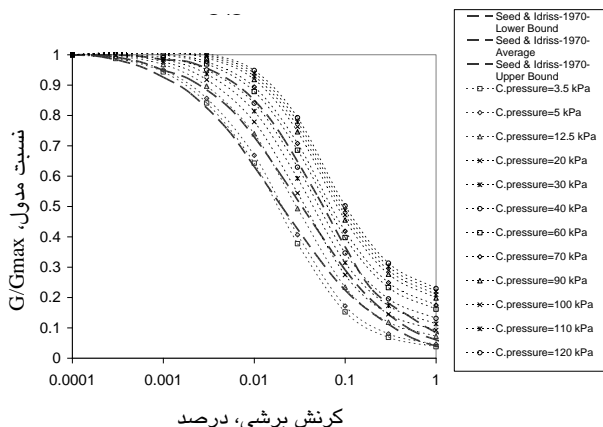


## ۲-۵- منحنی‌های نسبت مدول و میرایی خاک محدوده مصلي تهران

منحنی‌های نسبت مدول و میرایی برای فشارهای محدودکننده در اعماق مختلف با استفاده از روابط Ishibashi و Zhang در شکل (۸) نشان داده شده است. برای مقایسه، منحنی‌های Seed و Idriss برای خاک‌های ماسه‌ای نیز در نمودار آورده شده است. همان‌طور که دیده می‌شود، روند کلی منحنی‌های Ishibashi و Zhang منطبق با منحنی‌های Seed و Idriss است و باند بالا و پایین آنها را به خوبی پوشش می‌دهد.



شکل (۷): پروفیل و مشخصات خاک محدوده مصلي در محل ۶ گمانه [۲].



$$R_\gamma = \frac{M-1}{10} \quad (12)$$

در رابطه‌ی (۱۲)  $R_\gamma$  نسبت کرنش برشی موثر به کرنش ماکزیمم و  $M$  بزرگای زلزله است. به‌طور کلی به‌نظر می‌رسد مقدار  $R_\gamma = 0.65$  برای زلزله‌های متوسط ( $M < 7$ ) و حوزه دور بزرگ باشد و با در نظر گرفتن  $0.35-0.55$  برای بزرگی  $M_s = 6-7$  و  $R_\gamma = 0.55-0.7$  برای بزرگی  $M_s = 7-8$  می‌توان نتایج تحلیل را بهبود بخشید [۷].

از آنجاکه تراز کرنش محاسبه شده به‌مقادیر خواص خطی معادل بستگی دارد، کاربرد یک روند تکراری ضروری است [۹].

Youshida در سال ۱۹۹۴ و همکاران در سال ۲۰۰۲، ضعف‌های عمده روش خطی معادل را لحاظ نکردن تولید و توزیع فشار آب حفره‌ای، بیش تخمین زدن شتاب ماکزیمم و تنش برشی در حرکات قوی زمین و کم تخمین زدن تابع تشدید در فرکانس‌های بالا بیان کرده‌اند [۱۴] [۱۵].

## ۵- بررسی پاسخ محلي زمین در محدوده مصلي تهران

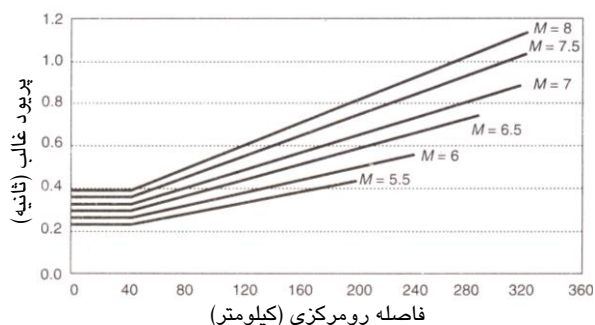
### ۵-۱- مشخصات خاک محدوده مصلي تهران

لایه‌بندی خاک محدوده طرح، متعلق به سازند A و اغلب شن و ماسه سیلت دار با مقادیر متفاوت قلوه سنگ است و در هیچ یک از گمانه‌ها تا عمق کاوش، به آب زیرزمینی برخورد نشده است. وزن مخصوص خشک نمونه‌های اخذ شده به‌صورت مغزه بین  $1/74$  تا  $1/92$  گرم بر سانتیمتر مکعب و وزن مخصوص تر نمونه‌ها بین  $1/84$  تا  $1/99$  گرم بر سانتیمتر مکعب گزارش شده است. مقدار چسبندگی خاک ناچیز و مقدار زاویه اصطکاک داخلی خاک ( $\phi$ ) اغلب بین  $27$  تا  $28$  درجه قرار دارد [۳].

سنگ بستر لرزه‌ای زمین شناختی دارای سرعت موج برشی بزرگتر از  $2500$  متر بر ثانیه است، اما دستیابی به چنین سرعتی در لایه‌های سطحی خاک دور از دسترس می‌نماید. در تحقیق حاضر، مطابق با ویژگی‌های لایه‌های سنگی مندرج در آیین‌نامه زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰)، لایه‌هایی به عنوان سنگ بستر لرزه‌ای مهندسی در نظر گرفته شده‌اند که سرعت موج برشی در آنها  $750$  متر بر ثانیه یا بیشتر باشد.

آزمایش‌های لرزه‌ای امواج نزولی در محل ۶ گمانه انجام شده است [۳]. در شکل (۷) پروفیل خاک و سرعت امواج حجمی بدست آمده از آزمایش‌های لرزه‌ای و سطح لایه سنگ بستر لرزه‌ای مهندسی (به کمک خط چین) نشان داده شده است.

همه شتابنگاشت‌های انتخابی در رخنمون ساختگاه‌های سنگی و سخت ثبت شده‌اند. برای کنترل درستی این امر، فارغ از سرعت موج برشی، محتوی فرکانسی و پیوند غالب شتابنگاشت‌ها به کمک طیف فوریه هموار شده آنها بدست آمده است. مشخصات شتابنگاشت‌های انتخابی در جدول (۱) ارائه شده است.



شکل (۹): تغییرات پیوند غالب در رخنمون سنگی با بزرگای و فاصله، پیشنهاد شده توسط Seed در سال ۱۹۶۹ [۹].

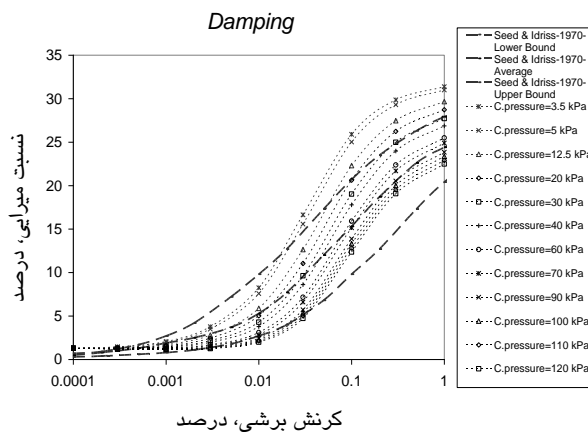
#### ۵-۴- تحلیل دینامیکی آبرفت

برای تحلیل دینامیکی آبرفت از روش تحلیل خطی معادل و کدنویسی در برنامه MATLAB استفاده شده است. برای سنجش درستی کد نوشته شده، از مثالی که در MANUAL نرم‌افزار SHAKE موجود است استفاده می‌شود. از این مثال بارها برای سنجش درستی برنامه‌ها در نرم‌افزارهای مختلف تحلیل خطی معادل مانند EERA و ... استفاده شده است [۴].

پروفیل خاک مثال مورد نظر یک پروفیل خاک ۱۷ لایه‌ای با تناوبی از لایه‌های ماسه‌ای و رسی است. برای تحلیل از شتابنگاشت زلزله لوماپریتا، جزیره Treasure استفاده شده است.

جدول (۱): مشخصات شتابنگاشت‌های انتخاب شده

زلزله	شماره	سرعت موج برشی (m/s)	عمق کانونی (km)	فاصله رومرکزی (km)	M <sub>w</sub>	مکانیزم گسلش	PGA(g)	PGV(cm/s)	PGD(cm)	پیوند غالب (s)
MANJIL	۱	۷۲۴	۱۹	۴۰/۴۲	۷/۲۷	معکوس	۰/۵۲	۴۲/۲۰	۱۵/۱۰	۰/۲۴
	۲	۷۳۰	۱۷/۵	۲۸/۹۸	۶/۹۳	معکوس	۰/۳۶	۲۸/۶۰	۶/۳۶	۰/۳۵
LOMA PRIETA	۳	۱۴۲۸	۱۷/۵	۲۸/۶۴	۶/۹۳	معکوس	۰/۴۱	۳۱/۶۰	۶/۳۱	۰/۲۵
	۴	۶۶۳	۱۷/۵	۴۹/۵۲	۶/۹۳	معکوس	۰/۱۷	۱۴/۲۰	۳/۷۵	۰/۲۵
	۵	۶۸۵	۱۷/۵	۴۹/۳۹	۶/۹۳	معکوس	۰/۰۷	۳/۵۰	۱/۴۰	۰/۲۵
	۶	۷۱۴	۱۷/۵	۱۶/۳۴	۶/۹۳	معکوس	۰/۴۵	۱۸/۷۰	۳/۷۱	۰/۲۵
NORTHRIDGE	۷	۷۰۶	۱۷/۵	۱۴/۴۱	۶/۶۹	معکوس	۰/۳۹	۳۸/۰۰	۴/۵۶	۰/۲۶
	۸	۸۲۲	۱۷/۵	۴۵/۷۷	۶/۶۹	معکوس	۰/۲۳	۷/۷۰	۰/۷۰	۰/۲۰



شکل (۸): منحنی‌های نسبت مدول و میرایی بر حسب درصد کرنش برای استفاده در تحلیل دینامیکی آبرفت

#### ۵-۳- برآورد جنبش قوی زمین بر روی سنگ بستر

برای برآورد جنبش قوی زمین، از ۱۵ شتابنگاشت ثبت شده زلزله‌های مختلف سراسر دنیا استفاده شده است. با توجه به لرزه‌خیزی بالای شهر تهران از زمین‌لرزه‌های قوی با بزرگای گشتاور (M<sub>w</sub>) بین ۶ تا ۷/۵ استفاده شده است. با توجه به موقعیت گسل‌های اطراف تهران، فاصله رومرکزی زمین‌لرزه‌های انتخابی کمتر از ۵۰ کیلومتر انتخاب شده است [۲]. با استفاده از اطلاعات لرزه زمین‌ساختی منطقه، حداکثر عمق کانونی زمین‌لرزه‌ها در محدوده طرح حدود ۲۰ کیلومتر انتخاب گردید [۲]. با داشتن فاصله رومرکزی و محدوده بزرگی زلزله‌های مورد انتظار، می‌توان محدوده پیوند غالب را از روابط یا منحنی‌های کاهیدگی تعیین کرد. بر اساس شکل (۹)، محدوده پیوند غالب زلزله‌های شهر تهران بین ۰/۲ تا ۰/۳۵ ثانیه بدست می‌آید.

با توجه به سازوکار گسلش گسل‌های تهران، مکانیزم گسلش زلزله‌های انتخابی معکوس است [۱].

	۹	۷۱۵	۱۷/۵	۱۴/۶۶	۶/۶۹	معکوس	-۰/۲۹	۱۶/۷۰	۴/۶۳	-۰/۲۶
WHITTIER NARROWS	۱۰	۷۴۰	۱۴/۶	۳۷/۱۰	۵/۹۹	معکوس	-۰/۰۲	۱/۱۰	-۰/۱۲	-۰/۳۱
SAN FERNANDO	۱۱	۶۸۵	۱۳	۲۹/۴۱	۶/۶۱	معکوس	-۰/۱۱	۶/۴۳	۱/۰۸	-۰/۲۴
	۱۲	۶۸۵	۱۳	۴۵/۸۶	۶/۶۱	معکوس	-۰/۱۵	۴/۷۵	۲/۳۱	-۰/۲۱
NAHANI	۱۳	۶۶۰	۸	۶/۸۰	۶/۷۶	معکوس	۱/۱۰	۴۶/۰۰	۱۴/۰۰	-۰/۳۵
SAN FRANCISCO	۱۴	۸۷۴	۸	۱۱/۱۳	۵/۲۸	معکوس	-۰/۱۰	۳/۹۳	-۰/۱۹	-۰/۲۶
CHI-CHI	۱۵	۶۴۴	۶/۸	۱۴/۱۶	۷/۵۲	معکوس	-۰/۹۶	۶۸/۸۰	۳۱/۱۰	-۰/۲۵

سختی بالای لایه‌های خاک، تشدید قابل ملاحظه‌ای صورت نپذیرفته است.

نکته قابل توجه، یکسان بودن تقریبی مقادیر درصد تشدید در همه سطوح لرزش است. این به این معناست که به علت سختی بالای پروفیل خاک، در سطوح لرزش بالا هم رفتار غیر خطی چندانی ملاحظه نمی‌گردد و کرنش‌ها چندان بالا نیست. نقشه‌ی ریزپهنه‌بندی برای سطح شتاب سنگ بستر  $g/۰.۳۵$  در شکل (۱۱) نشان داده شده است.

جدول (۲): متوسط بیشینه‌ی شتاب سطح زمین (g)

گمانه	amax =۰/۲۵g	amax =۰/۳۰g	amax =۰/۳۵g	amax =۰/۴۰g	amax =۰/۴۵g
BH-۱	۰/۲۵۹	۰/۳۱۱	۰/۳۶۳	۰/۴۱۵	۰/۴۶۷
BH-۲	۰/۲۶۸	۰/۳۲۲	۰/۳۷۶	۰/۴۲۹	۰/۴۸۳
BH-۳	۰/۲۹۱	۰/۳۵۰	۰/۴۰۹	۰/۴۶۸	۰/۵۲۷
BH-۴	۰/۳۰۱	۰/۳۶۲	۰/۴۲۳	۰/۴۸۳	۰/۵۴۴
BH-۵	۰/۲۸۴	۰/۳۴۱	۰/۳۹۸	۰/۴۵۴	۰/۵۱۱
BH-۶	۰/۲۹۶	۰/۳۵۵	۰/۴۱۴	۰/۴۷۳	۰/۵۳۲

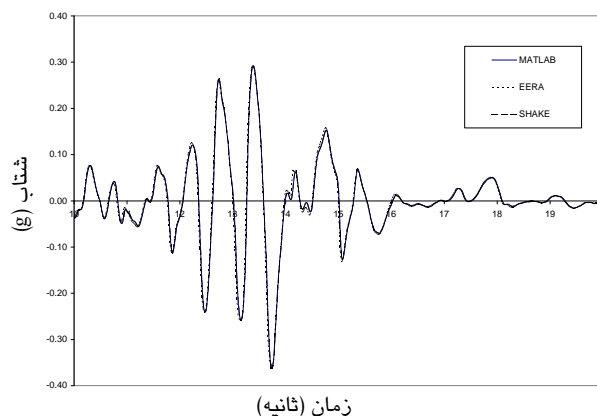
#### ۵-۴-۲- ریزپهنه‌بندی بر اساس سرعت بیشینه سطح زمین (PGV)

در جدول (۳) متوسط سرعت بیشینه سطح زمین برای سطوح مختلف لرزش سنگ بستر، در ۶ گمانه مورد بررسی نشان داده شده است. نقشه‌ی ریزپهنه‌بندی برای سطح شتاب سنگ بستر  $g/۰.۳۵$  در شکل (۱۲) نشان داده شده است.

جدول (۳): متوسط بیشینه‌ی سرعت سطح زمین (cm/s)

گمانه	amax =۰/۲۵g	amax =۰/۳۰g	amax =۰/۳۵g	amax =۰/۴۰g	amax =۰/۴۵g
BH-۱	۱۵/۱۶۵	۱۸/۱۹۸	۲۱/۲۳۱	۲۴/۲۶۴	۲۷/۲۹۶
BH-۲	۱۵/۱۹۲	۱۸/۲۳۱	۲۱/۲۷۰	۲۴/۳۱۰	۲۷/۳۵۰
BH-۳	۱۵/۴۵۲	۱۸/۵۴۷	۲۱/۶۴۲	۲۴/۷۳۹	۲۷/۸۳۶
BH-۴	۱۵/۵۴۱	۱۸/۶۵۱	۲۱/۷۶۱	۲۴/۸۷۲	۲۷/۹۸۴
BH-۵	۱۵/۴۰۵	۱۸/۴۸۷	۲۱/۵۶۸	۲۴/۶۴۹	۲۷/۷۳۰
BH-۶	۱۵/۴۹۸	۱۸/۵۹۹	۲۱/۷۰۰	۲۴/۸۰۲	۲۷/۹۰۴

پس از تحلیل، تاریخچه زمانی شتاب در سطح زمین محاسبه شده و در شکل (۱۰) با مقادیر به دست آمده از نرم‌افزار SHAK و EERA مقایسه شده است. همان‌طور که در شکل مشخص است، شتابنگاشت‌های به دست آمده از کد MATLAB و نرم‌افزارهای SHAK و EERA برهم منطبق است.



شکل (۱۰): تاریخچه زمانی شتاب در سطح زمین، مقایسه نتایج کد نوشته شده با نتایج SHAK و EERA

با توجه به بزرگی زلزله‌های انتخاب شده، نسبت کرنش  $(R_y)$  برابر  $۰/۶$  در نظر گرفته شده است. با توجه به در دست نبودن مطالعات رسمی لرزه‌خیزی شهر تهران، ۵ سطح شتاب برای لرزش سنگ بستر فرض شده  $(۰/۲۵، ۰/۳، ۰/۳۵، ۰/۴)$  و  $۰/۴۵$  در واحد  $g$  و در هر سطح شتاب، ابتدا کلیه شتاب نگاشت‌ها برای آن سطح شتاب مفروض به مقیاس در آمده‌اند، سپس تاریخچه زمانی شتاب، سرعت و جابجایی در سطح زمین، تاریخچه زمانی کرنش برشی در لایه‌ها و طیف بزرگنمایی و پیروید غالب پروفیل خاکی برای هر گمانه محاسبه شده است.

#### ۵-۴-۱- ریزپهنه‌بندی بر اساس شتاب بیشینه سطح زمین (PGA)

در جدول (۲) متوسط شتاب بیشینه سطح زمین برای سطوح مختلف لرزش سنگ بستر، در ۶ گمانه مورد بررسی نشان داده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد، به علت

### ۵-۳- ریزپهنه‌بندی بر اساس بیشینه دامنه طیف بزرگنمایی

اگر در هر فرکانس، مقدار طیف فوری‌ی حرکت سطح زمین به مقادیر متناظر آن در طیف فوری‌ی حرکت ورودی رخنمون سنگی تقسیم شود، طیف حاصل را طیف تشدید یا بزرگنمایی می‌نامند.

در جدول (۴) متوسط بیشینه‌ی دامنه‌ی طیف تشدید برای سطوح مختلف لرزش سنگ بستر، در ۶ گمانه مورد بررسی نشان داده شده است. همان‌طور که از جدول مشخص است، مقادیر بزرگنمایی در سطوح مختلف لرزش تغییر چندانی نکرده که بیانگر این مطلب است که رفتار غیرخطی خاک، چشمگیر نیست. نقشه ریزپهنه‌بندی برای سطح شتاب سنگ بستر  $g = 0.35$  در شکل (۱۳) نشان داده شده است.

جدول (۴): متوسط بیشینه‌ی دامنه‌ی طیف بزرگنمایی

گمانه	$a_{max} = 0.25g$	$a_{max} = 0.30g$	$a_{max} = 0.35g$	$a_{max} = 0.40g$	$a_{max} = 0.45g$
BH-۱	۱/۲۲۰	۱/۲۲۰	۱/۲۱۹	۱/۲۱۸	۱/۲۱۶
BH-۲	۲/۲۴۵	۲/۲۴۳	۲/۲۴۱	۲/۲۴۰	۲/۲۳۸
BH-۳	۲/۳۳۸	۲/۳۲۳	۲/۳۰۶	۲/۲۸۹	۲/۲۷۲
BH-۴	۲/۹۶۹	۲/۹۵۰	۲/۹۲۹	۲/۹۰۷	۲/۸۸۳
BH-۵	۱/۸۸۸	۱/۸۷۷	۱/۸۶۷	۱/۸۵۶	۱/۸۴۵
BH-۶	۲/۸۴۶	۲/۸۳۳	۲/۸۱۹	۲/۸۰۶	۲/۷۹۳



شکل (۱۱): نقشه هم تراز بیشینه شتاب سطح زمین در واحد  $g = 0.35$  - ماکزیمم شتاب سنگ بستر  $g = 0.35$

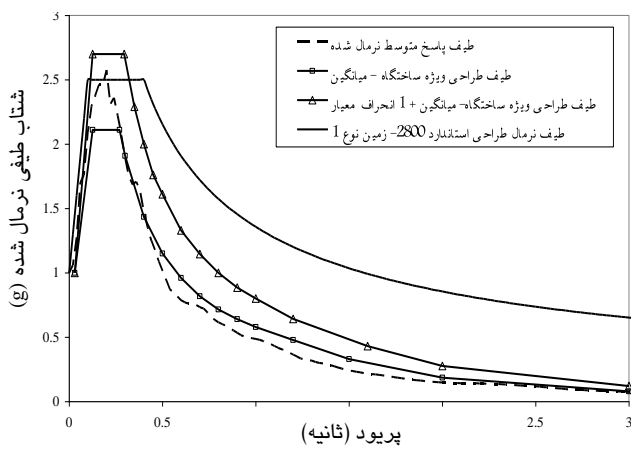


شکل (۱۲): نقشه هم تراز بیشینه سرعت سطح زمین در واحد  $cm/s$  - ماکزیمم شتاب سنگ بستر  $g = 0.35$

### ۵-۴- طیف طراحی ویژه ساختگاه

در شکل (۱۴) طیف پاسخ سرعت متوسط و در شکل (۱۵) طیف پاسخ شتاب متوسط نرمال شده برای تمامی سطوح لرزش و گمانه‌ها به همراه طیف‌های طراحی پیشنهادی نیومارک - حال نشان داده شده است. همان‌طور که دیده می‌شود، مقادیر پاسخ شتاب در پیوندهای بلند کمتر از مقادیر طیف نرمال استاندارد زلزله‌ایران (۲۸۰۰) و منطبق بر طیف طراحی میانگین است و در پیوندهای کوتاه به سمت طیف طراحی میانگین + یک انحراف معیار متمایل است. به نظر می‌رسد استفاده از طیف طرح میانگین که مقدار اوج آن افزایش یافته است، مناسب ساختگاه مصلی باشد.





شکل (۱۵): مقایسه طیف‌های پاسخ و طراحی و طیف نرمال ۲۸۰۰

### ۶- نتیجه‌گیری

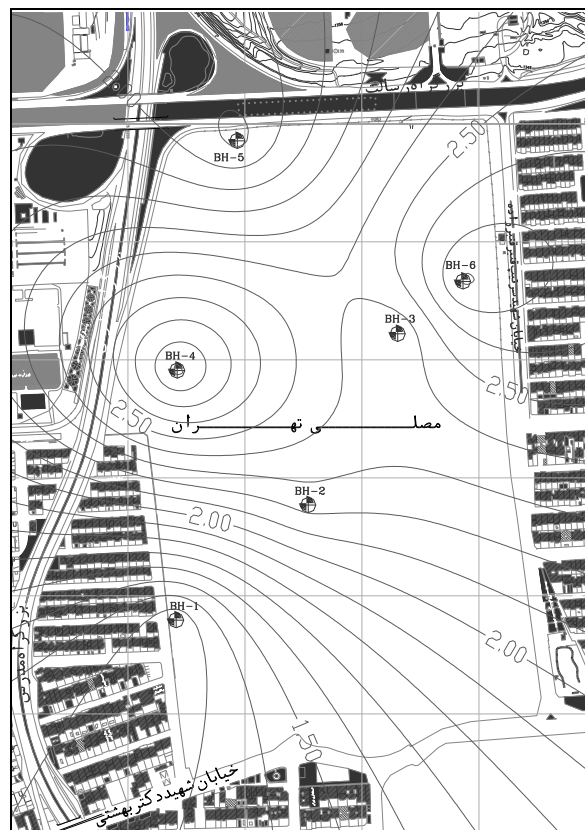
در مقاله‌ای حاضر پاسخ محلی زمین در محدوده‌ی مصلی تهران با استفاده از تحلیل یک‌بعدی تئوری خطی معادل مورد بررسی قرار گرفته است.

همان‌طور که در بخش‌های قبل بیان شد، پروفیل خاک محدوده مصلی تهران، از خاک‌های شنی و ماسه‌ای با سرعت موج برشی بالا تشکیل شده است. به علت سختی بالای لایه‌های خاک دانه‌ای کم‌عمق، مقادیر تشدید شتاب و سرعت بیشینه زمین و دامنه‌ی طیف بزرگنمایی چشمگیر نبوده و دامنه کرنش-ها کوچک است. بنابراین با توجه به سطح هموار منطقه طرح و ناچیز بودن رفتار غیرخطی خاک، مدل یک‌بعدی تحلیل خطی معادل از دقت کافی برای پیش‌بینی رفتار خاک برخوردار است.

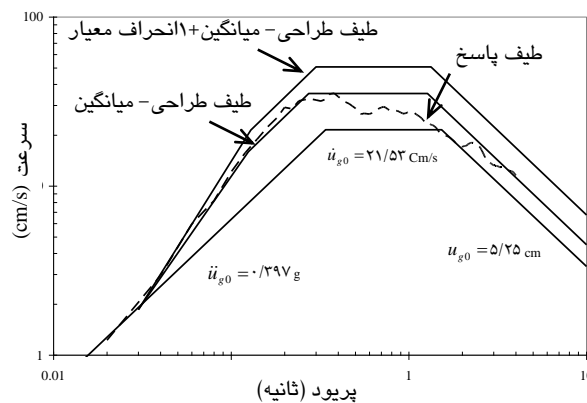
طیف طرح ویژه‌ی ساختگاه در پریودهای بلند، مقادیر طیفی بسیار کمتری نسبت به طیف طراحی استاندارد ۲۸۰۰ ایران نشان می‌دهد. کاهش مقادیر طیف طرح ویژه ساختگاه در مقایسه با طیف نرمال آیین‌نامه ۲۸۰۰، نشانگر اهمیت مطالعات ویژه ساختگاه در اقتصادی بودن طرح‌هاست.

### ۷- تقدیر و تشکر

نگارندگان مراتب تقدیر و تشکر خود را از مسئولین طرح توسعه‌ی مصلی امام خمینی (ره) برای در اختیار گذاشتن داده‌های ژئوتکنیکی محدوده‌ی مصلی، اعلام می‌دارند.



شکل (۱۳): نقشه هم تراز بیشینه طیف بزرگنمایی - ماکزیمم شتاب سنگ بستر =  $g = 0.35$



شکل (۱۴): مقایسه طیف پاسخ و طراحی (روش نیومارک - هال)

### ۸- مراجع

[۲] جعفری، م.ک.، مطالعات تکمیلی ریزپهنه‌بندی لرزه‌ای شمال تهران از دیدگاه شرایط ساختگاه، برنامه‌ی ملی تحقیقات به-شماره‌ی ۵۰۱۸، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ۱۳۸۱.

[۱] بربریان، م.، قریشی، م.، ارژنگ‌روش، ب. و مهاجرشجعی، پژوهش و بررسی ژرف نوزمین ساخت، خطر زمین‌لغزه، گسلش در گستره تهران و پیرامون، گزارش شماره ۵۶، سازمان زمین‌شناسی کشور، ۱۳۷۱.

- Rollins, K.M., Evans, M.D., Diehl, N.B., and Daily, W.D. "Shear modulus and damping relationships for gravels", J. Geotech. Geoenv. Engrg., ASCE, 124 (5), 1998.
- Seed, H.B., Wong, R.T., Idriss, I.M., and Tokimatsu, K. "Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils," J. Geotech. Engrg., ASCE, Vol. 112 (11), PP. 1016-1032, 1986.
- Seed, H.B., Romo, M.P., Sun, J.I., Jaime, A., and Lysmer, J. "Relationships between soil conditions and earthquake ground motions in Mexico City in the earthquake of September 19, 1985", Rpt. No. UCB/EERC-87/15, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley, 1987.
- Stewart, J.P., Chio, S-J., Bray, J.D., Graves, R.W., Somerville, P.G. and Abrahamson, N.A., "Ground Motion Evaluation Procedures for Performance-Based Design", Rpt. No. PEER-2001/09, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California., 2001
- Yoshida, N. "Aplicability of conventional computer code SHAKE to nonlinear problem", Proc. of the Symposium on Amplification of Ground Shaking in Soft Ground, JSSMFE, p.p. 14-31, 1994.
- Youshida, N., Kobayashi, S., Suetomi, I. and Miura, K. "Unified Equivalent linear method considering frequency dependent characteristics of stiffness and damping", Soil Dynamics and Earthquake Eng., Vol. 22, pp. 205-222, 2002
- [۳] گزارش ژئوتکنیک محدوده مصلی تهران، شرکت مهندسان مشاور پژوهش عمران راهوار، ۱۳۸۴.
- [۴] BARDET, J. P, ICHII K., and LIN C. H., "EERA, A Computer Program for Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposits", University of California press, 2000.
- [۵] Chang, S.W. "Seismic response of deep stiff soil deposits", Ph.D. Dissertation, Univ. of California, Berkeley, 1996.
- [۶] Chang, S.W., Bray, J.D., and Seed, R.B. "Engineering implications of ground motions from the Northridge earthquake", Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 86, pp. 270-288, 1996.
- [۷] Dickenson, S.E., "The dynamic response of soft and deep cohesive soils during the Loma Prieta earthquake of October 17, 1989", Ph.D. Dissertation, Univ. of California, Berkeley, 1994.
- [۸] Ishibashi, I. and Zhang, X. "Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay", Soils and Foundations, Vol. 33, No. 1, pp. 182-191, 1993
- [۹] Kramer, Steven L., Geotechnical Earthquake Engineering, 1<sup>th</sup> ed., New Jersey, Prentice-Hall, 1996.
- [۱۰]