

# تأثیر رفتار غیرخطی خاک بر بزرگ‌نمایی امواج زلزله شهرستان ارومیه

عباس فتحی‌آذر، عباس مهدویان\*؛

دانشگاه شهید بهشتی، پردیس فنی مهندسی

چکیده

تاریخ: دریافت ۹۲/۵/۵ پذیرش ۹۲/۱۲/۱۹

پژوهش‌گران با مشاهدات عینی زلزله‌های گذشته، تجربیات و مدل‌سازی‌های انجام‌شده نشان می‌دهند که شدت و محتوای فرکانسی امواج زلزله که روی سطح زمین به ثبت می‌رسند تحت تأثیر رفتار غیرخطی خاک ساخت‌گاه قرار دارد. اطلاع از شدت و چگونگی این تأثیرات برای ارزیابی عمل‌کرد لرزه‌ای سازه‌ها و شریان‌های حیاتی ضروری است. از این رو در این مقاله برای ارزیابی رفتار غیرخطی خاک ارومیه آنالیزهای دینامیکی غیرخطی در حوزه زمان بر روی مدل‌های یک‌بعدی از لایه خاک زیرسطحی ارومیه انجام گرفته است. در این آنالیزها از شتاب نگاشت‌های مصنوعی تولیدشده با استفاده از نتایج تحلیل خطر لرزه‌ای، به‌عنوان حرکت ورودی برای آنالیز استفاده شده است. سپس با مقایسه شتاب‌های طیفی در پیوندهای مختلف سطح زمین با مقادیر متناظر روی سنگ بستر لرزه‌ای طیف بزرگ‌نمایی شتاب طیفی در پیوندهای مختلف ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهد مناطق مرکزی و شرقی شهر که ضخامت آبرفت در آن مناطق زیاد است، بیش‌ترین مقدار بزرگ‌نمایی را داشته‌اند. به‌علاوه مقدار ضریب بزرگ‌نمایی خاک بر اثر رخداد زلزله‌هایی با دوره بازگشت بزرگ‌تر، به‌علت شدیدتر شدن رفتار غیرخطی خاک، کم‌تر است و این بزرگ‌نمایی‌ها در پیوندهای بیش‌تری رخ می‌دهند.

واژه‌های کلیدی: تحلیل دینامیکی غیرخطی، اثرات ساخت‌گاهی، تحلیل خطر لرزه‌ای، بزرگ‌نمایی، شتاب نگاشت

مصنوعی، ریزپهنه‌بندی

\* نویسنده مسئول mahdavianabbas@yahoo.com

### مقدمه

مهندسان ژئوتکنیک و زلزله مدت‌ها است که متوجه تأثیر شدید خصوصیات خاک زیرسطحی بر شدت و محتوای فرکانسی امواج زلزله به ثبت رسیده روی سطح زمین شده‌اند. بررسی‌هایی که در اواخر دهه ۶۰ و اوایل دهه ۷۰ انجام شد، نشان می‌دهند که رابطه‌ای بین تنش و کرنش در خاک‌ها غیرخطی است [۱]، [۲]، [۳]. با این حال تأثیر رفتار غیرخطی خاک بر حرکت زمین تا زلزله ۱۹۸۹ لوماپریتا و ۱۹۹۴ نورث‌ریچ به‌خوبی بررسی نشده بود. در زلزله ۱۹۸۹ لوماپریتا در کالیفرنیا به‌وضوح تأثیر رفتار غیرخطی خاک در طی یک زلزله قدرتمند به نمایش درآمد [۴]، [۵]، [۶]، [۷]. در این زلزله‌ها مشاهده شد که رفتار غیرخطی خاک باعث بروز تغییر شکل‌های ماندگار در مناطقی دورتر از منبع لرزه و کاهش سختی خاک تا ۸۰٪ و کاهش سرعت موج برشی خاک تا حدود ۵۰٪ می‌گردد [۸]، [۹]، [۱۰]، [۱۱]. یکی دیگر از پژوهش‌هایی که منجر به جمع‌آوری اطلاعات دقیق و قابل اطمینان برای بررسی رفتار غیرخطی خاک شده است، پژوهش‌های اسمارت<sup>۱</sup> و ۲ در تایوان بوده است [۱۲]، [۱۳]. تحلیل رکوردهای ثبت‌شده در این پژوهش نشان‌دهنده رفتار غیرخطی در خاک است. به‌علاوه کاهش سرعت موج برشی در حداکثر شتاب‌های بزرگ‌تر از ۰٫۱۵ g مشاهده شده بود [۸]، [۹]، [۱۴]، [۱۵]، [۱۶].

در اکثر بررسی‌های ریزپهنه‌بندی که تا کنون برای شهرهای بزرگ ایران (مانند بررسی‌های جایکا برای تهران، پژوهش‌های ریزپهنه‌بندی تبریز، کرمانشاه، مشهد، کرج و ...) انجام گرفته از مدل‌های خطی معادل استفاده شده است [۱۷]، [۱۸]، [۱۹]، [۲۰]، [۲۱]، [۲۲]. با این‌که این مدل‌ها در مقایسه با مدل‌های غیرخطی، پاسخ غیرخطی خاک را به‌خوبی نمایش نمی‌دهند اما به‌صورت گسترده‌ای در مهندسی ژئوتکنیک لرزه‌ای کاربرد پیدا کرده‌اند [۲۳] و در نرم‌افزارهای کامپیوتری نیز جای‌گاه ویژه‌ای یافته‌اند. به‌عنوان مثال در نرم‌افزارهایی مانند شیک<sup>۲</sup> و ایرا<sup>۳</sup> استفاده شده‌اند [۲۴]، [۲۵]. در هنگام استفاده از روش خطی معادل پاسخ‌های زلزله بیش از مقدار واقعی برآورد می‌شود [۲۶]، [۲۷]. این پدیده به‌علت شبه رزونانس‌های اتفاق افتاده در پریودهای متناظر با پریود ستون خاک در حالت الاستیک است. به‌علاوه در آنالیز به‌روش خطی

۱. SMART      ۲. SHAKE      ۳. EERA

معادل، رفتار خاک خطی باقی می‌ماند که در این صورت تغییر شکل‌های ماندگار خاک به درستی به‌نمایش در نمی‌آید. از طرف دیگر مدل‌های غیرخطی به‌علت نیاز به پارامترهای متعددی که به‌عنوان ورودی دریافت می‌کنند، مهندسان کم‌تر استفاده می‌کنند. در سال‌های اخیر مدل‌های غیرخطی در پژوهش‌های تأثیر ساخت‌گاه در ایران [۲۸] و سایر نقاط جهان استفاده شده‌اند [۲۹]، [۳۰]، [۳۱].

## روش آنالیز

### مدل خاک

تاکنون مدل‌های زیادی برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی خاک پیشنهاد شده است. اما هنگام استفاده از این مدل‌ها باید به دو نکته توجه کرد. اول این که برای استفاده از مدل چه پارامترهایی از خصوصیات خاک مورد نیاز است. و دومین نکته این که شدت تأثیر تغییرات در این پارامترهای بر پاسخ ارائه شده با مدل چه مقدار خواهد بود. با توجه به این موارد به نظر می‌رسد مدل هیپربولیک اصلاح‌شده مناسب‌ترین گزینه برای انجام بررسی‌های ریزپهنه‌بندی باشد. زیرا اولاً این مدل برای گستره وسیعی از خاک‌های ماسه و رسی که در گمانه‌های حفرشده در سطح شهر ارومیه مشاهده شده بود، قابل استفاده است. ثانیاً اصلی‌ترین پارامترهای این مدل که برای آنالیز غیرخطی با روش تنش کل مورد نیاز است از منحنی‌های کاهش سختی و افزایش میرایی با افزایش کرنش، قابل استخراج است. این منحنی‌ها با آزمایش‌های دوره‌ای که بر روی هر نمونه از خاک‌های مشاهده‌شده در گمانه‌های شهر ارومیه انجام‌شده، به‌دست آمده است. در ادامه به توضیح این مدل پرداخته شده است. پایه اصلی این مدل در سال ۱۹۶۳ ارائه شد (رابطه ۱) [۳۲]:

$$\tau = \frac{G_{mo}\gamma}{1 + \left( \frac{G_{mo}}{\tau_{mo}} \gamma \right)} \quad (1)$$

که در آن  $\tau$  تنش برشی  $\gamma$  کرنش برشی؛  $G_{mo}$  مدول برشی اولیه؛  $\tau_{mo}$  تنش برشی متناظر با کرنش برشی ۱٪. سپس این مدل در سال ۱۹۹۳ با اضافه کردن پارامترهای  $\beta$  و  $s$  اصلاح شد تا

محدوده وسیع‌تری از رفتار خاک‌های مختلف را نمایش دهد و این مدل ارائه داده شد (رابطه ۲) [۳۳]:

$$\tau = \frac{G_{mo}\gamma}{1 + \beta \left( \frac{G_{mo}\gamma}{\tau_{mo}} \right)^s} = \frac{G_{mo}\gamma}{1 + \beta \left( \frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^s} \quad (2)$$

در این مدل  $\gamma_r$  برابر است با  $G_{mo} / \tau_{mo}$  که نشان‌دهنده کرنش مرجع است و برای نوعی خاک خاص، ثابت در نظر گرفته شد [۲]. در سال ۲۰۰۱ فرمولی جدید برای کرنش مرجع ارائه داده شد که اثر فشار محصورکننده بر روی کاهش مدول برشی و تغییرات میرایی در آن در نظر گرفته شد (رابطه ۳) [۳۴]:

$$\gamma_r = a \left( \frac{\sigma^l}{\sigma_{ref}} \right)^b \quad (3)$$

که در این رابطه پارامترهای  $a$  و  $b$  نشان‌دهنده شکل منحنی‌های مدول برشی و میرایی هستند و  $\sigma_{ref}$  فشار محصورکننده مرجع به مقدار  $0/18$  مگا پاسکال است.

### تحلیل یک‌بعدی خاک

اصلی‌ترین فرض در تحلیل یک‌بعدی خاک، انتشار امواج برشی افقی (SH) از میان لایه‌های آبرفتی افقی است. این امواج را می‌توان تخمین قابل قبولی از حرکت نیرومند زلزله در نظر گرفت. در این نوع تحلیل‌ها می‌توان خاک را به صورت سیستم جرم و فنر کلونین مدل کرد. در سال ۱۹۷۲ روشی خطی معادل برای مدل کردن پاسخ غیرخطی خاک تحت تأثیر شتاب‌نگاشت مشخص و مقادیر اولیه مدول برشی و میرایی برای هر لایه پیشنهاد داده شد [۳۳]. حل مسئله با این روش به صورت تکراری بود. بعد از آن پژوهش‌هایی برای بررسی تأثیر شدت و محتوای فرکانسی امواج زلزله بر پارامترهای دینامیکی خاک انجام گرفت [۳۵]. که در نهایت منجر به ارائه مدل‌های جدیدتری شد. مزیت این مدل‌های جدید در این است که می‌توانند امواج زلزله که فرکانس زیادی دارند و در مدل‌های قدیمی تر فیلتر می‌شدند را وارد محاسبات کنند. اما با این وجود این مدل‌ها نمی‌توانند رفتار غیرخطی خاک (مانند کاهش مدول

برشی در اثر تعداد چرخه‌های بارگذاری، کرنش‌های باقی‌مانده و اضافه فشار آب منفذی) را در نظر بگیرند. بنا بر این برای در نظر گرفتن تمام پارامترهای رفتاری خاک باید از آنالیز غیرخطی در حوزه زمان استفاده کرد.

### معادله عددی و حل آن در حوزه زمان

معادله حرکت برای تحلیل انتشار یک‌بعدی امواج برشی از میان محیطی نامحدود به صورت رابطه (۴) است:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial \tau}{\partial z} \quad (4)$$

که در آن  $\rho$  چگالی،  $\tau$  تنش برشی،  $u$  جابه‌جایی و  $Z$  مقدار عمق از سطح زمین است. از آنجا که رفتار خاک تقریباً شبیه سیستم جرم و فنر کلوم است می‌توان رابطه تنش کرنش را به صورت رابطه (۵) نوشت:

$$\tau = G\gamma + \eta \frac{\partial \gamma}{\partial t} \quad (5)$$

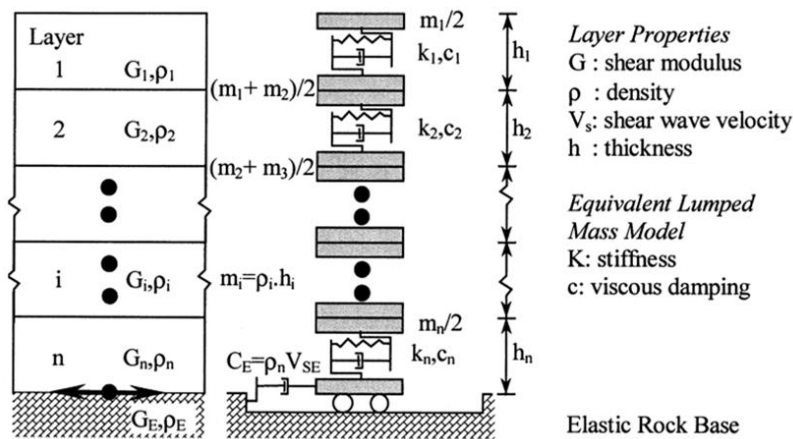
که در این رابطه  $G$  مدول برشی خاک،  $\gamma$  کرنش برشی و  $\eta$  ویسکوزیته است. با جای‌گذاری رابطه (۴) در رابطه (۵) به رابطه (۶) می‌رسیم:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^2 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (6)$$

حال برای ساده‌تر شدن حل مسئله در حوزه زمان ستون خاک به صورت جرم‌های متمرکز و فنر مدل‌سازی می‌شوند [۳۴] (شکل ۱). معادله انتشار امواج نیز به صورت رابطه (۷) نوشته می‌شود:

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} = -[M] \{I\} \ddot{u}_g, \quad (7)$$

در این معادله  $[M]$  ماتریس جرم،  $[C]$  ماتریس میرایی،  $[K]$  ماتریس سختی،  $\{\ddot{u}\}$  بردار شتاب نسبی نقاط،  $\{\dot{u}\}$  سرعت نسبی نقاط و  $\{u\}$  جابه‌جایی نسبی نقاط است.  $\ddot{u}_g$  شتاب در پایین‌ترین سطح ستون خاک و  $[I]$  بردار واحد است. این معادله به صورت عددی در هر گام زمانی با روش  $\beta$  نیومارک حل می‌شود [۳۶]. روش  $\beta$  نیومارک تحت هر شرایطی پایدار است [۳۷].



شکل ۱. لایه‌های افقی آبرفت که با سیستم جرم و فنر ایده‌آل‌سازی شده [۳۴]

در این روش هر لایه با یک جرم متناظر یک فنر غیرخطی و یک میراگر ویسکوز مدل می‌شود و ماتریس‌های جرم و سختی و میرایی به صورت تکرارشونده برای هر لایه ساخته می‌شوند. در این روش به معادله رفتار برای توصیف رفتار چرخه‌ای خاک نیاز است. ماتریس جرم با جمع کردن نیمی از جرم لایه بالا و نیمی از جرم لایه پایین ساخته می‌شود و برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی خاک ماتریس سختی در هر مرحله و برای هر لایه بدین صورت تعریف می‌شود:

$$K_i = \frac{G_i}{h_i} = \frac{\Delta \tau_i \gamma_i}{h_i \Delta \gamma_i} \quad (8)$$

که در آن  $G_i$  مدول برشی لایه  $i$  و  $h_i$  ضخامت لایه است.

ماتریس میرایی برای در نظر گرفتن میرایی در کرنش‌های بسیار کوچک که عملاً رفتار خاک خطی است، به کار می‌رود. این ماتریس به فرکانس وابسته نیست و ابتدا در سال ۱۹۴۵ فقط به صورت ترکیبی از جرم و سختی به صورت رابطه (۹) بیان شد [۳۸] (شکل ۲):

$$[C] = a_1 [M] + a_2 [K] \quad (9)$$

در روش استفاده شده در این مقاله ماتریس میرایی علاوه بر سختی و جرم به مدهای طبیعی ستون خاک نیز وابسته است. اعداد  $a_1$  و  $a_2$  را می‌توان با استفاده از دو مد مشخص  $m$  و  $n$  با استفاده از رابطه (۱۰) به دست آورد:

$$\begin{bmatrix} s_m \\ s_n \end{bmatrix} = \frac{1}{4\pi} \begin{bmatrix} 1/f_m & f_m \\ 1/f_n & f_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \end{Bmatrix} \quad (10)$$

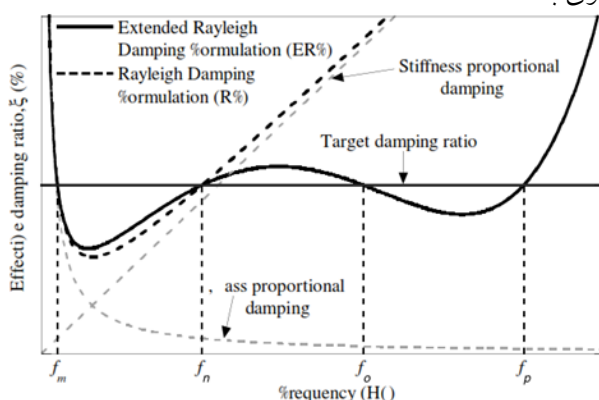
معمولاً در آنالیز پاسخ خاک فرکانس طبیعی مود مورد نظر از رابطه (۱۱) محاسبه می‌شود [۳۹]:

$$f_n = \frac{V_s}{4H} (2n-1) \quad (11)$$

که  $n$  شماره مود و  $f_n$  فرکانس طبیعی متناظر با آن مود است.

معادله (۱۰) بیانگر میرایی وابسته به فرکانس است. حتی اگر مقدار میرایی در مدهای

انتخاب شده مساوی باشند.



شکل ۲. میرایی رایلی [۴۱]

از آن‌جاکه توصیه‌های معمول مبنی بر در نظر گرفتن مود اول و یک مود بالاتر از ستون خاک یا مود متناظر با پیوند حاکم حرکت قدرتمند زمین همیشه دقت قابل قبولی ندارد، بنا بر این در این پژوهش فرکانس‌های مناسب برای ساخت ماتریس میرایی بر پایه آنالیز خطی هر گمانه برای هر شتاب نگاشت به صورت جداگانه انتخاب شده است.

از آن‌جاکه رفتار خاک در زلزله‌های متوسط و قوی مانند زلزله‌های پیش‌بینی شده برای ارومیه غیرخطی است، از این رو نمی‌توان از آنالیزهای خطی و خطی معادل در این مورد استفاده کرد. از طرفی برای در نظر گرفتن تمام پارامترهای مهم در تحلیل استفاده از روش غیرخطی اجتناب‌ناپذیر است. در این مقاله تحلیل پاسخ زمین در حوزه زمان با برنامه دیپسویل<sup>۱</sup> انجام شده است [۴۰].

## ۱. DEEPSOIL

برای انجام تحلیل غیرخطی زمین و جلوگیری از فیلتر شدن فرکانس‌های زلزله ضخامت هر لایه باید از رابطه (۱۲) محاسبه شود [۴۱]:

$$f_{\max} = \frac{(V_s)_i}{4h_i} \quad (12)$$

که در این رابطه  $f_{\max}$  حداکثر فرکانسی که با لایه I انتشار می‌یابد،  $(V_s)_i$  سرعت موج برشی و  $h_i$  ضخامت هر لایه است.

معمولاً در آنالیزهای غیرخطی مقدار حداکثر فرکانس را برابر ۲۵ Hz در نظر می‌گیرند [۴۲]. در این پژوهش مقدار حداکثر فرکانس برابر ۶۰ هرتز در نظر گرفته شده است.

### بررسی موردی: شهر ارومیه

#### شرایط خاک منطقه و خاک زیرسطحی

بررسی‌های زیرسطحی دقیقی شامل اطلاعات مختلفی مانند وزن مخصوص هر لایه تعداد SPT، اندازه‌گیری سرعت امواج برشی، تراز آب زیرزمینی و... با حفر بیش از ۱۰۰ گمانه تا عمق حداکثر ۵۵ متر (شکل ۳) در نقاط مختلف شهر ارومیه به‌دست آمده است. پارامترهای وابسته به کرنش هر لایه با انجام آزمایش سه محوری دینامیکی در آزمایشگاه دینامیک خاک به‌دست آمده است.

#### زمین‌شناسی سطحی

محققان مختلف با انجام بررسی‌های نشان دادند بزرگ‌نمایی خاک در یک منطقه علاوه بر ضخامت و جنس کل آبرفت به جنس خاک در نزدیکی سطح زمین نیز بستگی دارد [۴۳]. به‌علاوه رفتار غیرخطی خاک در مناطقی که خاک‌های نسبتاً نرمی در نزدیکی سطح زمین دارند بیش‌تر است [۴۴].

به‌نظر می‌رسد این امر به دو دلیل اتفاق می‌افتد. اول این‌که خاک‌هایی که به سطح زمین نزدیک‌ترند به‌علت فشار همه‌جانبه کم‌تر، راحت‌تر به کرنش‌های غیرخطی می‌رسند و دوم این‌که امواجی از زلزله که دارای فرکانس زیادی هستند در گذر از لایه‌های زیرین فیلتر شده و امواج با طول موج بلندتر به لایه‌های بالایی می‌رسند حال آن‌که این امواج هم‌خوانی بیش‌تری



با پیروید طبیعی خاک‌های نرم‌تر دارند از این رو، پدیده‌ای شبیه به تشدید رخ می‌دهد و رفتار خاک را هرچه بیش‌تر غیرخطی می‌کند.

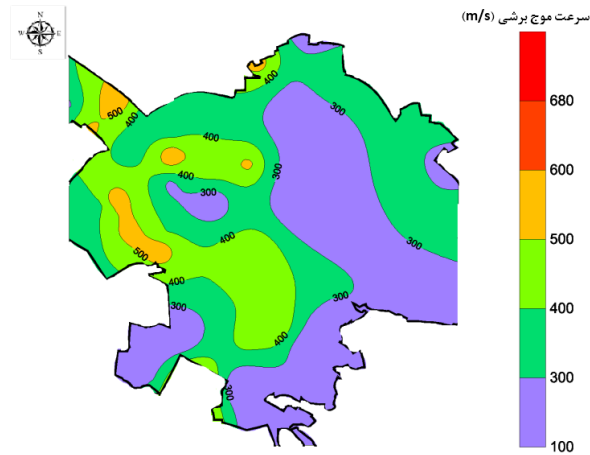


شکل ۳. محل گمانه‌های حفرشده در سطح شهر ارومیه

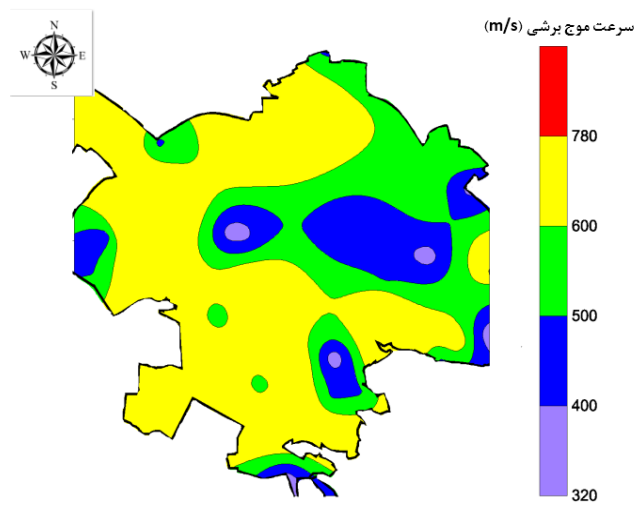
با این تفاسیر به‌کمک اطلاعات به‌دست آمده از گمانه‌های حفرشده در سطح شهر نقشه‌هایی تهیه شده است که سرعت موج برشی خاک در لایه ۵ متری سطح زمین و در عمق ۱۰ متری سطح زمین را نشان می‌دهد (شکل ۴ و ۵). چنان‌که در این شکل‌ها پیدا است در قسمت غربی شهر به مراتب خاک سخت‌تری وجود دارد و در قسمت شرقی و مرکزی شهر خاک‌های سست‌تری وجود دارد که خاک‌های سست تا عمق بیش‌تری نیز گسترش دارند.

### تحلیل خطر لرزه‌ای بر روی سنگ بستر ارومیه

با توجه به تأثیرپذیری درجه‌ی غیرخطی بودن رفتار خاک از شدت حرکت ورودی، از مهم‌ترین مراحل تحلیل اثرات رفتار غیرخطی خاک تحلیل خطر لرزه‌ای سنگ بستر است. برای این منظور در این پژوهش از روش‌های معمول تحلیل خطر احتمالاتی (PSHA) و تحلیل خطر تعینی (DSHA) استفاده شده است. اولین قدم در تحلیل خطر لرزه‌ای شناسایی منابع



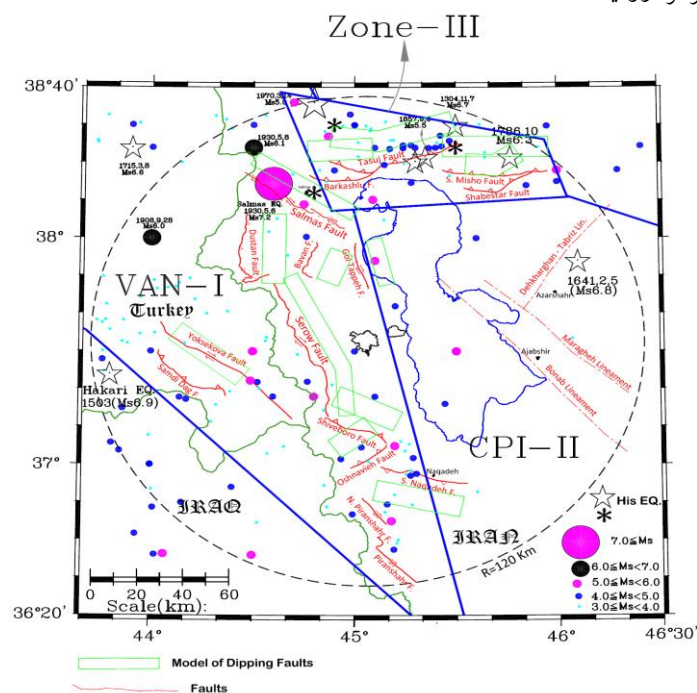
شکل ۴. سرعت موج برشی در سطح زمین بر حسب متر بر ثانیه



شکل ۵. سرعت موج برشی در عمق ۱۰ متری از سطح زمین بر حسب متر بر ثانیه

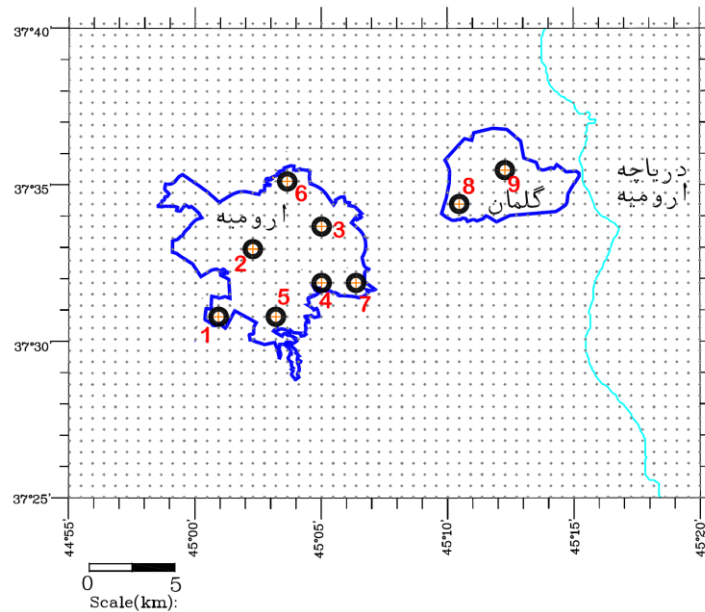
لرزه‌زا و ساختن نقشه لرزه زمین‌ساخت است که شامل محل گسل‌ها و زلزله‌های رخ داده و دیگر عوارض بررسی شده است. با توجه به اطلاعات موجود در این نقشه و اطلاعات زلزله‌های گذشته به تفسیر رفتار منابع و تحلیل خطر زلزله پرداخته می‌شود. مهم‌ترین سناریوی لرزه‌ای در گستره نزدیک به ارومیه، گسل سرو با سازوکار نرمال همراه با مؤلفه راستا لغز راست‌گرد است که از فاصله ۲۳ کیلومتری نقطه مرکزی شهر و با راستای شمالی جنوبی عبور

می‌کند (شکل ۶). شیب این گسل به سمت خاور (به سمت ارومیه) است. حداکثر توان لرزه‌ای برآورد شده برای آن، زلزله‌ای با بزرگای  $M_s 7$  است. زمین‌لرزه‌های رخ داده در منطقه بررسی شده از نوع کم عمق هستند. زلزله پنجم فوریه سال ۱۶۴۱ با  $M_s 6/8$  ده‌خوارقان، ۶ اکتبر ۱۷۸۶ مرند با بزرگای  $M_s 6/3$ ، ششم ماه مه ۱۹۳۰ سلماس با بزرگای  $M_s 5/2$  و ۲۲ فوریه ۱۹۳۴ تسوج با بزرگای  $M_s 5/7$  از مهم‌ترین رویدادهای لرزه‌ای در گستره صد کیلومتری به مختصات مرکز ارومیه هستند.



شکل ۶. نقشه لرزه زمین‌ساخت ارومیه

روش احتمالی در تعیین و برآورد پارامتر شتاب جنبش نیرومند زمین برای ۳ دوره بازگشت ۷۵، ۷۵ و ۲۴۷۵ سال استفاده شد. از نظر نحوه ارائه پارامترها در محدوده بررسی شده گستره شهرهای ارومیه و گلستان بیش از ۲۴۰۰ نقطه به فاصله تقریبی ۶۰۰ متر از یکدیگر به نحوی که در شکل ۷ نشان داده شده در نظر گرفته شده است و نتایج برای پارامتر بیشینه شتاب به صورت خطوط هم تراز ارائه شد.



شکل ۷. مش بندی نقاط برای انجام بررسی های تحلیل خطر زلزله و به همراه ساخت گاه های منتخب برای تهیه طیف طراحی لرزه ای و شتاب نگاشت های مصنوعی در سنگ بستر لرزه ای

به منظور برآورد پارامترهای جنبش زمین مناسب ترین راه کار به کارگیری روابط کاهندگی است که مشخص کننده میزان کاهش انرژی و دامنه جنبش زمین نسبت به فاصله از چشمه مورد نظر است. این روابط پارامترهای جنبش نیرومند زمین را به توان لرزه ایی یک گسل (بزرگای زمین لرزه) و فاصله ساخت گاه از آن گسل، شرایط زمین شناسی محل و مکانیزم گسل مرتبط می سازند که به این روش امکان محاسبه پارامترهای مورد نظر میسر می شود. به طور کلی روابط کاهندگی به دو صورت نظری (با استفاده از مدل های لرزه زمین ساختی) و تجربی (با انجام بررسی های آماری بر روی بانک شتاب نگاشتی ثبت شده از زمین لرزه های واقعی) به دست می آیند. این روابط توابعی هستند که پارامتر جنبش نیرومند زمین (نظیر بیشینه مقدار شتاب یا طیف پاسخ شتاب) را به متغیرهایی مانند فاصله، شرایط زمین شناسی محل و بزرگای زمین لرزه مرتبط می سازند.

با توجه به شرایط تکتونیکی ارومیه به نظر می رسد استفاده از روابط تجربی برای تخمین پارامترهای جنبش نیرومند زمین مناسب ترین راه کار و روش انتخاب شده برای این طرح است.

بر این اساس در این پژوهش از چندین رابطه کاهندگی که بیشترین تطابق را با شرایط منطقه داشتند استفاده شده است. در هنگام تعیین پارامترهای جنبش نیرومند زمین از روابط میرایی با تشکیل یک الگوریتم درخت منطقی و با وزن دهی مساوی استفاده شد.

به منظور محاسبه بیشینه شتاب جنبش نیرومند زمین از میانگین سه رابطه بور و اتکینسون (۲۰۰۸)، کمپبل - بزرگنیا (۲۰۰۸) و آکار و بومر (۲۰۱۰) با وزن مساوی استفاده شده است [۴۵]، [۴۶]، [۴۷]. به منظور محاسبه بیشینه جابه‌جایی جنبش نیرومند زمین از رابطه کمپبل - بزرگنیا (۲۰۰۸) استفاده شده است. این روابط همگی برای مناطق پوسته‌ای کم عمق و فعال زمین‌ساختی سراسر دنیا ارائه شده و از نظر انطباق با شرایط ویژه ساخت‌گاه بررسی شده مناسب تشخیص داده شد. بر مبنای برنامه و روش گفته‌شده و میانگین‌گیری با وزن متناسب بین روابط کاهندگی انتخاب‌شده بیشینه مقادیر شتاب افقی و قائم جنبش نیرومند زمین برای سنگ بستر لرزه‌ای در ۷ دوره بازگشت مختلف از ۵۰ تا ۱۰'۰۰۰ سال محاسبه شد با مشاهده مقادیر به‌دست آمده این نتایج به‌دست می‌آید:

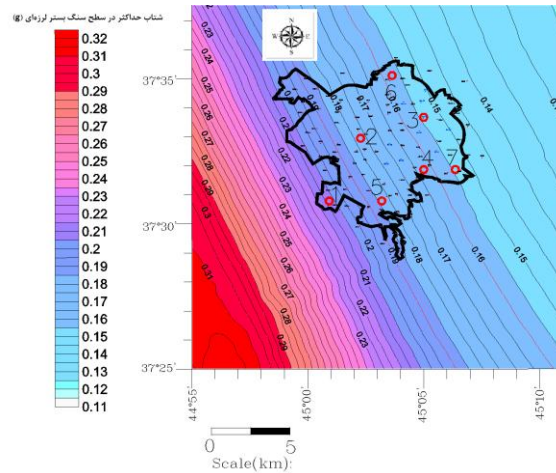
به‌طور کلی پارامتر شتاب در نواحی جنوب باختری که در فاصله نزدیک‌تری نسبت به گسل سرو واقع شده‌اند نسبت به سایر نقاط بیش‌تر است.

۱. بر اساس نتایج به‌دست آمده می‌توان سنگ بستر لرزه‌ای گستره بررسی شده را بر مبنای تقسیم‌بندی لرزه‌ای مندرج در آئین نامه ۲۸۰۰ ساختمان‌های ایران به سه گروه تقسیم‌بندی کرد:

- ناحیه با خطر نسبی زیاد (S۱)
- ناحیه با خطر نسبی متوسط (S۲)
- ناحیه با خطر نسبی کم (S۳)

در ادامه نمونه‌ای از نقشه‌های هم شتاب با دوره بازگشت ۴۷۵ سال به‌نمایش درآمده است (شکل ۸).

مشابه با روش گفته‌شده برای دوره بازگشت‌های ۷۵ سال و ۲۴۷۵ سال محاسبه شد. این محاسبات علاوه بر شتاب مؤلفه افقی برای مؤلفه قائم نیز به‌دست آمده است. بیشینه مقادیر شتاب در همه نقشه‌ها برای سطح ۰/۸۴ خطای روابط کاهندگی ارائه شده است. مقادیر بیشینه سرعت و جابه‌جایی نیز برای سه دوره بازگشت ذکر شده محاسبه شده است.

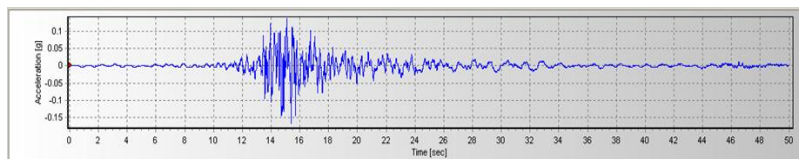


شکل ۸. منحنی‌های هم میزان مقدار شتاب سنگ بستر برای دوره بازگشت ۴۷۵ سال

بررسی‌های انجام‌شده نشان می‌دهد که رفتار غیرخطی خاک در اثر لرزه‌هایی با حداکثر شتاب (PGA) بزرگ‌تر از  $0.1g$  تا  $0.2g$  و کرنش‌های برشی بزرگ‌تر از  $10^{-4}$  تا  $10^{-3}$  تأثیر بیشتری بر روی امواج زلزله می‌گذارد [۴]، [۱۴]، [۴۸]، [۴۹]. با توجه به این موضوع و نتایج تحلیل خطر ارومیه که نمایان‌گر سطح شتاب بیش‌تر از  $0.15g$  برای سنگ بستر لرزه‌ای است به‌نظر می‌رسد استفاده از روش غیرخطی در آنالیز رفتار خاک مناسب‌تر باشد.

#### شبیه‌سازی شتاب‌نگاشت‌ها

با توجه به نتایج بررسی‌های انجام‌شده لرزه زمین‌ساخت و تحلیل خطر زلزله، ارومیه از منظر لرزه‌خیزی به ۳ بخش تقسیم شده است که با نام‌های  $S1$  تا  $S3$  شناخته می‌شود. در مرحله بعد برای هر یک از این مناطق و به‌ازای سطوح مختلف لرزه‌ای (۷۵ سال و ۴۷۵ سال و ۲۴۷۵ سال)، پنج شتاب‌نگاشت مختلف برای سنگ بستر لرزه‌ای شبیه‌سازی شده است تا با تجزیه و تحلیل اطلاعات و با میانگین‌گیری از آن‌ها عدم اطمینان نتایج کاهش یابد. نمونه‌ای از این شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی تولیدشده در ادامه نشان داده شده است (شکل ۹).



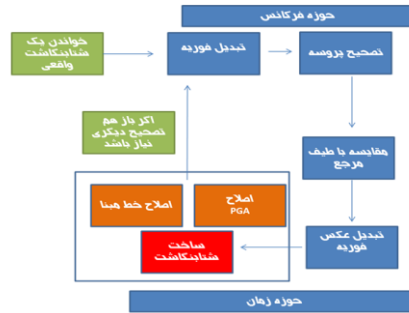
شکل ۹. نمونه‌ای از شتاب نگاشت‌های مصنوعی تولیدشده

روش ساخت این شتاب‌نگاشت‌ها در شکل ۱۰ به صورت شماتیک نشان داده شده است. در این روش ابتدا یک شتاب‌نگاشت که حتی‌المقدور در منطقه رکورد شده باشد به‌عنوان ورودی آنالیز استفاده می‌شود. حسن این روش در این است که نتایج خروجی بیش‌ترین مطابقت را با شرایط منطقه خواهند داشت. در مرحله بعد شتاب‌نگاشت مذکور با تبدیل فوریه به‌حوزه فرکانس منتقل شده و با طیف به‌دست آمده از بررسی‌های تحلیل خطر زلزله برای سنگ بستر لرزه‌ای و سطح خطر مورد نظر مقایسه می‌شود این مقایسه تا جایی که طیف شتاب‌نگاشت با طیف مرجع (طیف به‌دست آمده از آنالیز تحلیل خطر زلزله و برای سطح طراحی مورد نظر) هم‌خوان شود ادامه می‌یابد سپس با آنالیز عکس فوریه به حوزه زمان باز می‌گردد و سری زمانی مورد نیاز تولید می‌شود.

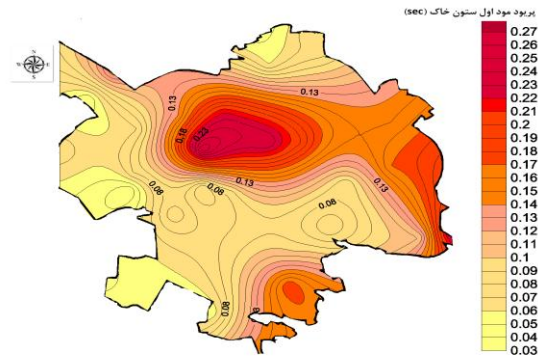
نکته قابل‌توجه در این روش این است که شتاب‌نگاشت‌های واقعی انتخاب‌شده باید طیفی شبیه به طیف مرجع دارند تا نتایج قابل‌اطمینانی حاصل شود [۵۰]، [۵۱]. در این بررسی ۵ شتاب‌نگاشت برای هر منطقه و برای هر سطح خطر شبیه‌سازی شده است. که در مجموع ۴۵ شتاب‌نگاشت مصنوعی تولید شده است.

#### پریود غالب خاک در منطقه

با در دست داشتن مشخصات لایه‌های زیرسطحی مانند جنس مصالح، دانه‌بندی خاک، وزن مخصوص، سرعت موج برشی خاک و ضخامت هر لایه و انجام تحلیل‌های مطرح‌شده در بالا می‌توان پریود مد اول ارتعاشی ستون خاک یا به‌عبارت دیگر پریود غالب خاک را محاسبه کرد. نتایج این بررسی‌ها در شکل ۱۱ به‌صورت منحنی‌های هم‌میزان پریود غالب لایه آبرفت نشان داده شده است.



شکل ۱۰. نمودار شماتیک مراحل شبیه‌سازی شتاب‌نگاشت مصنوعی



شکل ۱۱. پی‌یو مد اول ارتعاش آبرفت بر حسب ثانیه

بر این مبنا پی‌یو غالب خاک در مناطق شمال، غرب و جنوب‌غربی ارومیه به‌علت ضخامت کم آبرفت، زیر ۰/۱ ثانیه است در صورتی که در قسمت‌های مرکزی، شرق و جنوب شرقی شهر به‌علت ضخامت زیاد آبرفت پی‌یوهای غالب بیش‌تری مشاهده می‌شود. محاسبه پی‌یو غالب خاک اهمیت زیادی دارد و می‌تواند به‌عنوان پیش‌بینی کلی از رفتار خاک و بزرگ‌نمایی امواج، استفاده شود. به‌طورکلی لایه آبرفت در پی‌یوهای متناظر با پی‌یو اصلی خود بزرگ‌نمایی بیش‌تری دارد و معمولاً امواج با فرکانس‌های بیش‌تر از فرکانس متناظر خود را فیلتر کرده و به امواج با فرکانس‌های کم‌تر تبدیل می‌کند.

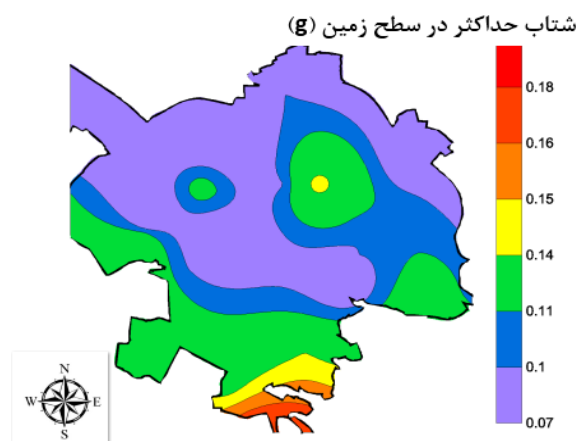
### نتایج

#### حداکثر شتاب سطح زمین با در نظر گرفتن تأثیرات ساختمانی

پس از انجام تحلیل‌ها با استفاده از شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی تولیدشده، مقدار حداکثر



شتاب بر روی سطح زمین برای زلزله با دوره بازگشت‌های مختلف به دست آمده است. حداکثر شتاب در سطح زمین برای دوره بازگشت ۷۵ سال در شکل ۱۲ نشان داده شده است. چنان‌که در شکل پیداست قسمت مرکزی شهر PGA در حدود  $0.14g$  دارد. در این سطح از شتاب خاک رفتار غیرخطی کمی از خود نشان می‌دهد.



شکل ۱۲. مقدار حداکثر شتاب زمین (PGA) روی سطح زمین برای زلزله با دوره بازگشت ۷۵ سال

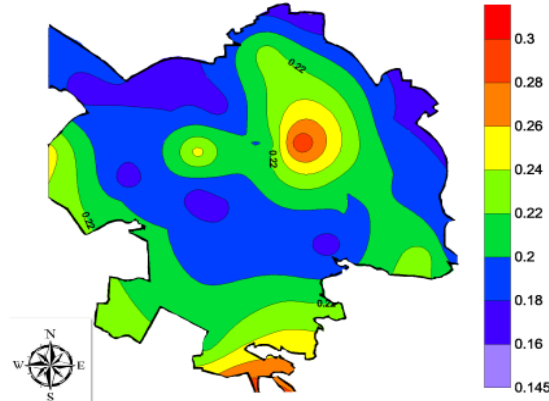
در شکل ۱۳ مقدار PGA در سطح زمین برای زلزله با دوره بازگشت ۴۷۵ سال نشان داده شده است. چنان‌که در شکل پیداست حداکثر شتاب زمین در قسمت مرکزی شهر  $0.22g$  است. در شکل ۱۴ نیز مقدار شتاب حداکثر در سطح شهر برای زلزله با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال نشان داده شده است. چنان‌که در شکل پیداست مقدار حداکثر شتاب در مرکز شهر بیش از  $0.4g$  است.

#### بزرگ‌نمایی شتاب طیفی در پریودهای مختلف در اثر رفتار غیرخطی خاک

به منظور به دست آوردن مقدار بزرگ‌نمایی آبرفت در پریودهای مختلف از مقایسه طیف شتاب سنگ بستر با طیف شتاب متناظر با آن نقطه روی سطح زمین استفاده شده است. بدین ترتیب ضریب بزرگ‌نمایی شتاب طیفی برای خاک در پریودهای مختلف و برای هر دوره بازگشتی (۷۵، ۴۷۵، ۲۴۷۵ سال) به دست آمد. نتایج آنالیزهای محققان مختلف نشان می‌دهد

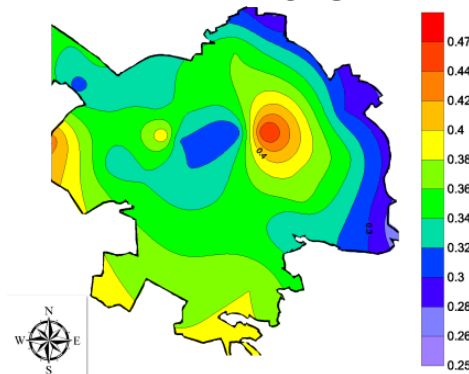
که مقدار ضریب بزرگ‌نمایی در ساخت‌گاه‌های خاکی تحت اثر زلزله‌های بزرگ در پریودهای بیش‌تر، بیش‌تر است [۱۰]، [۲۳]، [۴۸] و رفتار غیرخطی خاک در پریودهای بین محدوده ۰٫۲۵ تا ۲ ثانیه بیش‌تر است [۵]، [۱۰]، [۵۲]. که این امر در نتایج به‌دست آمده برای ارومیه نیز مشاهده می‌شود.

شتاب حداکثر در سطح زمین (g)



شکل ۱۳. مقدار حداکثر شتاب زمین (PGA) روی سطح زمین برای زلزله با دوره بازگشت ۴۷۵

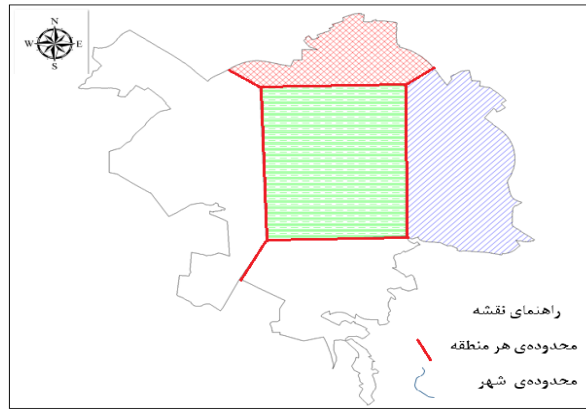
شتاب حداکثر در سطح زمین (g) سال



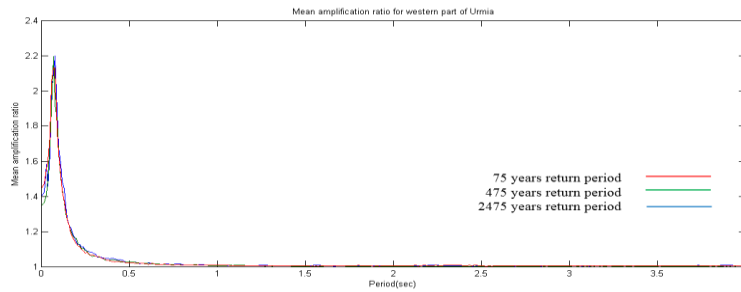
شکل ۱۴. مقدار حداکثر شتاب زمین (PGA) روی سطح زمین برای زلزله با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال

با بررسی طیف‌های بزرگ‌نمایی و با توجه به شکل سنگ بستر لرزه‌ای و ضخامت آبرفت منطقه، شهر ارومیه به پنج ناحیه تقسیم‌بندی شده (شکل ۱۵) و طیف بزرگ‌نمایی مربوط به شتاب طیفی در هر پریود و برای هر ناحیه ارائه شده است.

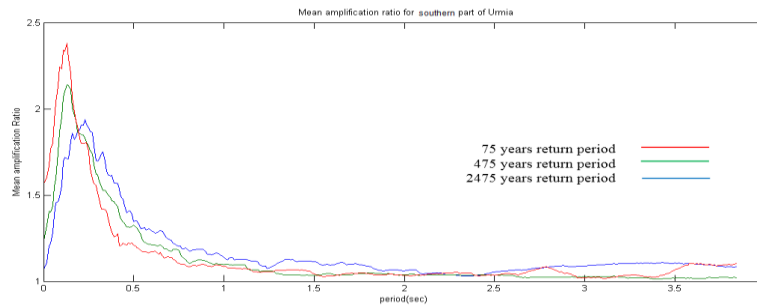
در شکل‌های ۱۶ تا ۲۰ مقدار بزرگنمایی امواج در پریودهای مختلف برای پنج بخش مشخص شده برای سه سطح خطر ۷۵ سال و ۴۷۵ سال و ۲۴۷۵ سال به نمایش در آمده است.



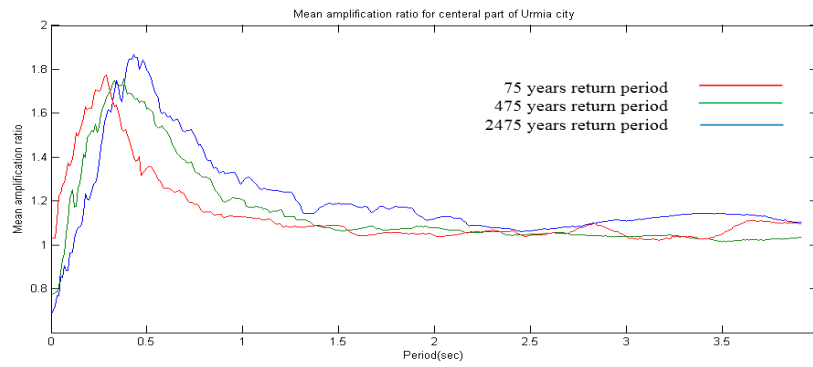
شکل ۱۵. تقسیم‌بندی ارومیه با توجه به ضخامت آبرفت



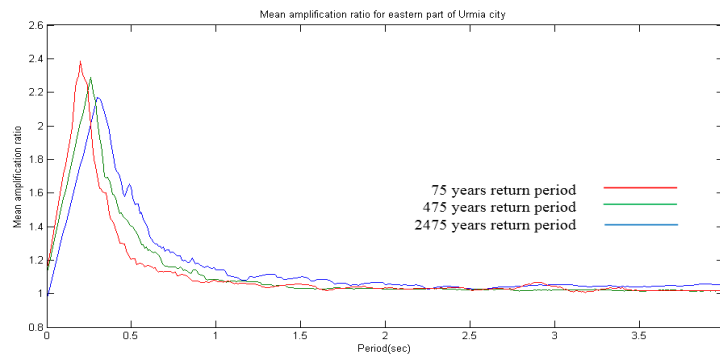
شکل ۱۶. مقدار بزرگنمایی شتاب طیفی در پریودهای مختلف برای سه دوره بازگشت مختلف برای منطقه غربی ارومیه



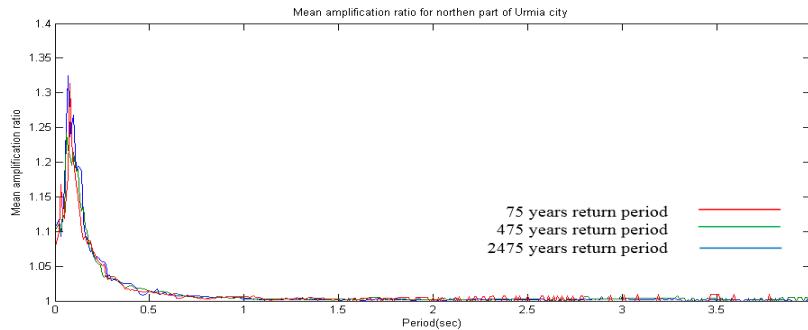
شکل ۱۷. مقدار بزرگنمایی شتاب طیفی در پریودهای مختلف برای سه دوره بازگشت مختلف برای منطقه جنوبی ارومیه



شکل ۱۸. مقدار بزرگ‌نمایی شتاب طیفی در پریودهای مختلف برای سه دوره بازگشت مختلف برای منطقه میانه ارومیه



شکل ۱۹. مقدار بزرگ‌نمایی شتاب طیفی در پریودهای مختلف برای سه دوره بازگشت مختلف برای منطقه شرقی ارومیه



شکل ۲۰. مقدار بزرگ‌نمایی شتاب طیفی در پریودهای مختلف برای سه دوره بازگشت مختلف برای منطقه شمالی ارومیه

### جمع‌بندی

در این پژوهش با استفاده از شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی ساخته‌شده با در نظر گرفتن نتایج تحلیل خطر به‌روشنی احتمالاتی به‌بررسی رفتار غیرخطی خاک زیرسطحی ارومیه با استفاده از تحلیل یک‌بعدی در حوزه زمان بررسی شده قرار گرفته. اطلاعاتی مانند لایه‌های زیرسطحی و پارامترهای دینامیکی خاک در سطح شهر با حفر بیش از ۱۰۰ حلقه گمانه و انجام آزمایش‌ها دینامیکی روی نمونه‌های حاصل به‌دست آمده است.

با توجه به نتایج گمانه‌های حفرشده از جمله ضخامت آبرفت و عمق قرارگیری سنگ بستر لرزه‌ای، پژوهش‌های ژئوفیزیکی و نتایج تحلیل‌های انجام‌شده، ارومیه از نظر رفتار غیرخطی آبرفت به ۵ منطقه تقسیم‌شده و برای هر منطقه طیف بزرگ‌نمایی میانگین ارائه شده است.

با توجه به نتایج به‌دست آمده به‌نظر می‌رسد بهترین مکان برای ساخت سازه‌هایی با پی‌ود اصلی زیاد در منطقه شرق ارومیه باشد در صورتی که در منطقه مرکزی شهر احتمال تشدید برای این نوع سازه‌ها وجود دارد. بنا بر این انتخاب جنس و سیستم باربر جانبی سازه‌ها باید با توجه به نتایج این‌گونه بررسی‌ها و در نظر گرفتن موارد دیگری مانند شکل سازه و اندرکنش خاک و سازه و اندرکنش سازه-خاک-سازه که بیش‌تر در اثر وجود سازه‌های بلندمرتبه اتفاق می‌افتد، انجام شود. در بررسی پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها به‌طورکلی باید تأثیر سه عامل به‌صورت هم‌زمان دیده شود. این سه عامل عبارتند: از رفتار سازه به تنهایی، رفتار غیرخطی خاک به تنهایی و رفتار اندرکنشی سازه و خاک [۵۳]، [۵۴]، [۵۵]. با توجه به شکل‌های ۴ و ۵، در قسمت‌های مرکزی و شرقی ارومیه، خاک‌هایی با سرعت موج برشی کم‌تری در نزدیکی سطح زمین وجود دارد که این امر باعث به‌وجود آمدن تغییر شکل ماندگار (PGD) بزرگ‌تری در این ناحیه‌ها در مقایسه با نواحی دیگر شهر می‌شود. این امر هنگام زلزله باعث بروز خساراتی بر روی سازه‌های مدفون در عمق کم مانند سازه‌های شریان‌های حیاتی، سازه‌های طویل مانند پل‌ها، پی‌های نواری با طول زیاد مانند پی سوله‌های صنعتی و به‌طورکلی سازه‌هایی که به تغییر شکل ماندگار حساس باشند، می‌شود.

## منابع

1. Seed H. B., Idriss I. M., "Influence of soil conditions on ground motions during earthquakes", University of California, Institute of Transportation and Traffic Engineering, Soil Mechanics Laboratory (1969).
2. Hardin B. O., Drnevich, V. P., "Shear modulus and damping in soils: Measurement and parameter effects (Terzaghi Lecture)", Journal of the soil mechanics and foundations division, 98(6) (1972) 603-624.
3. Idriss I. M., Seed H. B., "An analysis of ground motions during the 1957 San Francisco earthquake", Bulletin of the Seismological Society of America, 58(6) (1968) 2013-2032.
4. Chin B. H., Aki K., "Simultaneous study of the source, path, and site effects on strong ground motion during the 1989 Loma Prieta earthquake: a preliminary result on pervasive nonlinear site effects", Bulletin of the Seismological Society of America, 81(5) (1991) 1859-1884.
5. Beresnev I. A., "Nonlinearity at California generic soil sites from modeling recent strong-motion data", Bulletin of the Seismological Society of America, 92 (2) (2002) 863-870.
6. Schaff D. P., Beroza G. C., "Coseismic and postseismic velocity changes measured by repeating earthquakes", Journal of Geophysical Research: Solid Earth (1978–2012) (2004) 109(B10).
7. Bardet J. P., Kapuskar M., "Liquefaction sand boils in San Francisco during 1989 Loma Prieta earthquake", Journal of geotechnical engineering, 119(3) (1993) 543-562.
8. Wen K. L., "Nonlinear soil response in ground motions", Earthquake engineering & structural dynamics, 23(6) (1994) 599-608.

9. Beresnev I. A., Wen K. L., Yeh Y. T., "Nonlinear soil amplification: its corroboration in Taiwan", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 85(2) (1995) 496-515.
10. Field E. H., Johnson P. A., Beresnev I. A., Zeng Y., "Nonlinear ground-motion amplification by sediments during the 1994 Northridge earthquake", *Nature*, 390 (6660) (1997) 599-602.
11. Borja R. I., Chao H. Y., Montáns F. J., Lin C. H., "Nonlinear ground response at Lotung LSST site", *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 125 (3) (1999)187-197.
12. Abrahamson N. A., Bolt B. A., Darragh R. B., Penzien J., Tsai Y. B., "The SMART I accelerograph array (1980-1987): a review", *Earthquake spectra*, 3(2) (1987) 263-287.
13. Aki K., "A perspective on the history of strong motion seismology", *Physics of the Earth and Planetary Interiors*, 137(1) (2003) 5-11.
14. Chang C. Y., Power M. S., Tang Y. K., Mok C. M., "Evidence of nonlinear soil response during a moderate earthquake. In Proc. 12th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3 (1989, August) 1-4.
15. Elgamal A., Yan L., Yang Z., Conte J. P., "Three-dimensional seismic response of Humboldt Bay bridge-foundation-ground system", *Journal of structural engineering*, 134 (7) (2008)1165-1176.
16. Zeghal M., Elgamal A. W., Tang H. T., Stepp J. C., "Lotung downhole array. II: Evaluation of soil nonlinear properties", *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(4) (1995) 363-378.

17. Akbari M., Ghafoori M., Moghaddas N. H., Lashkaripour G. R., "Seismic microzonation of Mashhad city", northeast Iran. *Annals of Geophysics*, 54 (4) (2011) 424-434.
18. Naeini S. A., Zarincheh A., "Site Effect Microzonation and Seismic Hazard Analysis of Kermanshah Region in Iran", *Journal of Applied Sciences (Faisalabad)* 10 (19) (2010) 2231-2240.
۱۹. شرفی حسن، حائری محسن، رادملکشاهی مزدک، ریزه‌پهنه‌بندی لرزه‌ای مناطق شهری با استفاده از اندازه‌گیری مایکروتومورها (مطالعه موردی، شهر کرمانشاه)، هفتمین کنگره بین‌المللی مهندسی عمران، تهران، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده عمران (۱۳۸۵).
20. JICA C., "The study on seismic microzoning of the Greater Tehran Area in the Islamic Republic of Iran. Pacific Consultants International Report", OYO Cooperation, Japan (2000).
21. Ghanbari A., Hassanzadeh A., Zarangzadeh S. S., "Amplification Ratio and Period of the Earthquakes in Karaj, Iran", *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 15 (2010).
22. Haeri S. M., Bonab M. H., "Seismic Microzonation of the City of Tabriz in Iran", *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, 1(3), 63-70.
23. Field E. H., Kramer S., Elgamal A. W., Bray J. D., Matasovic N., Johnson P. A., Anderson J. G., "Nonlinear Site Response: Where We're At (A report from a SCEC/PEER seminar and workshop)", *Seismological Research Letters*, 69(3) (1998) 230-234.
24. Lysmer J., Seed H. B., Schanable P. B., "Shake: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites", U. o. C. Rpt. EERC (1972) 72-12.



25. Bardet J. P., Ichii K., Lin C. H., "EERA: a computer program for equivalent-linear earthquake site response analyses of layered soil deposits", University of Southern California, Department of Civil Engineering (2000).
26. Streeter V., Wylie, E., Richart F., "Soil motion computations by characteristics method: 12F, 16R. J. GEOTECH. ENGG. DIV. V100, N. GT3, MAR. 1974, P247-263", In International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, Vol.11, No.8, (1974, August) A164, Pergamon.
27. Liam Finn W. D., Martin G. R., Lee M. K. W., "Comparison of Dynamic Analyses for Saturated Sands", In Volume I of Earthquake Engineering and Soil Dynamics-Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference, June 19-21, 1978, Pasadena, California, Sponsored by Geotechnical Engineering Division of ASCE in cooperation with: (No. Proceeding) (1978, June).
28. Choobbasti A. J., Rezaei S., Farrokhzad F., Azar P. H., "Evaluation of site response characteristic using nonlinear method (Case study: Babol, Iran)", Frontiers of Structural and Civil Engineering (2014)1-14.
29. Hartzell S., Leeds A., Frankel A., Williams R. A., Odum J., Stephenson W., Silva W., "Simulation of broadband ground motion including nonlinear soil effects for a magnitude 6.5 earthquake on the Seattle fault, Seattle, Washington", Bulletin of the Seismological Society of America, 92(2) (2002) 831-853.
30. Archuleta R. J., Liu P., Steidl J. H., Bonilla L. F., Lavallée D., & Heuze F., "Finite-fault site-specific acceleration time histories that include

- nonlinear soil response", *Physics of the Earth and Planetary Interiors*, 137(1) (2003) 153-181.
31. Assimaki D., Li W., Steidl J., Schmedes J., "Quantifying nonlinearity susceptibility via site-response modeling uncertainty at three sites in the Los Angeles Basin", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 98(5) (2008) 2364-2390.
  32. Kondner R. L., "A hyperbolic stress-strain formulation for sands", Northwestern University (1963).
  33. Matasovic N., "Seismic response of composite horizontally-layered soil deposits (Doctoral dissertation)", University of California, Los Angeles) (1993).
  34. Hashash Y., Park D., "Non-linear one-dimensional seismic ground motion propagation in the Mississippi embayment", *Engineering Geology*, 62(1) (2001)185-206.
  35. Assimaki D., Kausel E., Whittle A., "Model for dynamic shear modulus and damping for granular soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(10) (2000) 859-869.
  36. Newmark N. M., "A method of computation for structural dynamics", In *Proc. ASCE*, Vol. 85 (1959) 67-94.
  37. Chopra A. K., "Dynamics of structures", (Vol. 3). New Jersey: Prentice Hall (1995).
  38. Rayleigh J. W. S. B., "The theory of sound (Vol. 2). Macmillan.
  39. Kramer, S. L. "Geotechnical earthquake engineering", 1996. Practice Hall, New Jersey (1896).
  40. Hashash Y. M. A., Groholski D. R., Phillips C. A., Park D., Musgrove M., "DEEPSOIL 5.0. User Manual and Tutorial", (2011).

41. Park D., Hashash Y. M., "Soil damping formulation in nonlinear time domain site response analysis", *Journal of Earthquake Engineering*, 8 (2) (2004) 249-274.
42. Hashash Y. M., Phillips C., Groholski D. R., "Recent advances in nonlinear site response analysis", In *Proceedings of the fifth international conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics* (2010).
43. Frankel A. D., Carver D. L., Williams R. A., "Nonlinear and linear site response and basin effects in Seattle for the M 6.8 Nisqually, Washington, earthquake", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 92(6) (2002) 2090-2109.
44. Tsuda K., Steidl J., Archuleta R., Assimaki D., "Site-response estimation for the 2003 Miyagi-Oki earthquake sequence considering nonlinear site response", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96 (4A) (2006) 1474-1482.
45. Akkar S., Bommer J. J., "Empirical equations for the prediction of PGA, PGV, and spectral accelerations in Europe, the Mediterranean region, and the Middle East", *Seismological Research Letters*, 81(2) (2010) 195-206.
46. Abrahamson N. A., Silva W. J., "Ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5%-Damped PSA at spectral periods between 0.01s and 10.0s", *Earthquake Spectra*, 24(1) (2008) 99-138.
47. Campbell K. W., Bozorgnia Y., "NGA ground motion model for the geometric mean horizontal component of PGA, PGV, PGD and 5% damped linear elastic response spectra for periods ranging from 0.01 to 10s", *Earthquake Spectra*, 24(1) (2008) 139-171.

48. Beresnev I. A., Wen K. L., "Nonlinear soil response-A reality?", Bulletin of the Seismological Society of America, 86 (6) (1996) 1964-1978.
49. Trifunac M. D., Todorovska M. I., "Nonlinear soil response-1994 Northridge, California, earthquake", Journal of geotechnical engineering, 122 (9) (1996) 725-735.
50. Deodatis G., "Non-stationary stochastic vector processes: seismic ground motion applications", Probabilistic Engineering Mechanics, 11(3) (1996) 149-167.
51. Papageorgiou A., Halldorsson B., Dong G., "Target acceleration spectra compatible time histories", TARSC THS-User's manual, version (1999).
52. Darragh R. B., Shakal A. F., "The site response of two rock and soil station pairs to strong and weak ground motion", Bulletin of the Seismological Society of America, 81(5) (1991) 1885-1899.
53. Boutin C., Roussillon P., "Assessment of the urbanization effect on seismic response", Bulletin of the Seismological Society of America, 94 (1) (2004) 251-268.
54. Fernández-Ares A., Bielak J., "Urban seismology: interaction between earthquake ground motion and multiple buildings in urban regions", In Proceedings of the 3rd International Symposium on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion, Grenoble, France (2006, August).
55. Meremonte M., Frankel A., Cranswick E., Carver D., Worley, D., "Urban seismology-Northridge aftershocks recorded by multi-scale arrays of portable digital seismographs", Bulletin of the Seismological Society of America, 86(5) (1996) 1350-1363.