

الله
محمد
الكرين



دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی ژئوتکنیک

تأثیر رفتار غیر خطی خاک بر انتشار امواج زلزله

نگارنده: مینا مهاجری

اساتید راهنما

دکتر امیر بذرافشان مقدم

دکتر مجید عرفانیان اورعی

شهریور ۱۳۹۸

شماره: ۹۹۸۸۳
تاریخ: ۹۸/۹/۵

باسمه تعالی



مدیریت تحصیلات تکمیلی

فرم شماره (۳) صورتجلسه نهایی دفاع از پایان نامه دوره کارشناسی ارشد

با نام و یاد خداوند متعال، ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد خانم مینا مهاجری با شماره دانشجویی ۹۴۳۶۱۷۴ رشته عمران گرایش ژئوتکنیک تحت عنوان تاثیر رفتار غیر خطی خاک بر انتشار امواج زلزله که در تاریخ ۱۳۹۸/۰۶/۱۰ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام می گردد:

<input type="checkbox"/> مردود <input checked="" type="checkbox"/> قبول (با درجه:)			
<input type="checkbox"/> عملی <input checked="" type="checkbox"/> نظری			
امضاء	مرتبه علمی	نام و نام خانوادگی	عضو هیأت داوران
	استادیار	دکتر امیر بذرافشان مقدم	۱- استاد راهنمای اول
	استادیار	دکتر مجید عرفانیان اورعی	۲- استاد راهنمای دوم
			۳- استاد مشاور
	استادیار	دکتر مهدی گلی	۴- نماینده تحصیلات تکمیلی
	دانشیار	دکتر رضا نادری	۵- استاد ممتحن اول
	استادیار	دکتر محسن کرامتی	۶- استاد ممتحن دوم

دانشگاه صنعتی شاهرود
مدیریت تحصیلات تکمیلی
تاریخ و امضاء: مهر دانشکده:
دکتر رضا نادری

تبصره: در صورتی که کسی مردود شود حداکثر یکبار دیگر (در مدت مجاز تحصیل) می تواند از پایان نامه خود دفاع نماید (دفاع مجدد نباید زودتر از ۴ ماه برگزار شود).

تقدیم به

پدر و مادرم و همسر عزیزم

که چون شمعی به پایم سوختند

و بخشش شان را چون خورشیدی فروزان نثار وجودم کردند

و عشقشان را همچون گلی زیبا درون قلبم نشانند.

تعهدنامه

اینجانب مینا مهاجری دانشجوی دوره کارشناسی ارشد ژئوتکنیک دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه تاثیر رفتار غیر خطی خاک بر انتشار امواج زلزله تحت راهنمایی آقایان دکتر امیر بذرافشان مقدم و دکتر مجید عرفانیان اورعی متعهد می‌شوم:

- تحقیقات در این رساله توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهش‌های محققین دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در این رساله تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود است و مقالات مستخرج با نام «دانشگاه صنعتی شاهرود» و یا «Shahrood University of Technology» به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی رساله تأثیرگذار بوده‌اند در مقالات مستخرج شده از رساله رعایت می‌گردد.
- در کلیه مراحل انجام این رساله، در مواردی که از موجود زنده (یا بافت‌های آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این رساله، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است.

تاریخ

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه‌های رایانه‌ای، نرم‌افزارها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود است. این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در این رساله بدون ذکر مرجع مجاز نمی‌باشد.

چکیده

ارزیابی پاسخ زمین، یکی از معمول‌ترین و مهم‌ترین مسائلی است که در ژئوتکنیک لرزه‌ای مطرح است. تحلیل پاسخ زمین جهت پیش بینی حرکات سطح زمین و تدوین طیف پاسخ به منظور تعیین تنش‌ها و کرنش‌های دینامیکی خاک برای ارزیابی مخاطرات ژئوتکنیکی (انواع ناپایداری‌های زمین) و محاسبه نیروهای ناشی از زلزله که می‌تواند سبب ناپایداری زمین و سازه‌های حائل گردد، به کار می‌رود. در حل کلاسیک معادله موج که از نتایج آن در تحلیل پاسخ زمین استفاده می‌شود، سرعت موج برشی ثابت در نظر گرفته می‌شود. آنالیز پاسخ زمین نظیر خطی معادل یا غیر خطی قادر به در نظر گرفتن لایه خاک با سرعت موج برشی متغیر نبوده و از طریق لایه لایه در نظر گرفتن خاک، تغییرات سرعت موج برشی را لحاظ می‌نمایند. در این پژوهش با استفاده از روش آنالیز موجکی (Wavelet Analysis) و به کمک موجک‌ها، معادله موج با در نظر گرفتن سرعت موج برشی به صورت تابعی غیر خطی از عمق حل شده است. همچنین نتایج فوق با نتایج حاصل از ثابت در نظر گرفتن سرعت موج برشی در خاک مقایسه گردیده است. نتایج نشان می‌دهد که آنالیز موجکی‌ها قادر به حل غیر خطی معادله موج با هر تابع دلخواهی برای سرعت موج برشی می‌باشد.

کلمات کلیدی: معادله موج، موجک‌ها، سرعت موج برشی متغیر

فهرست مطالب

۱	فصل اول مقدمه
۲	۱-۱ مقدمه
۴	۲-۱ بیان مسئله و ضرورت موضوع
۵	۳-۱ بیان ضرورت انجام تحقیق
۶	۴-۱ روش تحقیق
۷	۵-۱ ساختار پایان نامه
۹	فصل دوم معادله موج و آنالیز پاسخ زمین
۱۰	۱-۲ مقدمه
۱۰	۲-۲ رفتار غیر خطی خاک
۱۴	۳-۲ روش های مختلف تحلیل در تعیین پاسخ زمین
۱۵	۱-۳-۲ تحلیل به روش خطی در تعیین پاسخ زمین
۱۵	۲-۳-۲ تحلیل به روش خطی معادل (Equivalent – Linear Analysis) در تعیین پاسخ زمین
۱۹	۱-۲-۳-۲ روش اندازه گیری مستقیم پارامتر با آزمایش
۱۹	۲-۲-۳-۲ روش استفاده از روابط تجربی موجود
۲۱	۳-۳-۲ روش غیرخطی در تعیین پاسخ زمین
۲۲	۴-۲ سرعت موج برشی
۲۴	۱-۴-۲ روابط تجربی تعیین سرعت موج برشی به وسیله عدد نفوذ استاندارد
۳۲	۵-۲ امواج در محیط های نا محدود
۳۲	۱-۵-۲ انتشار امواج یک بعدی
۳۲	۱-۱-۵-۲ امواج طولی در یک میله با طول نا محدود
۳۵	۲-۱-۵-۲ امواج پیچشی در یک میله با طول نا محدود
۳۶	۶-۲ معادله دیفرانسیل جزئی
۳۷	۱-۶-۲ حل معادله یک بعدی موج
۳۸	۲-۶-۲ حل معادلات دیفرانسیل با استفاده از تقریب پاده
۴۰	۱-۲-۶-۲ حل عددی معادله موج با تقریب پاده
۴۳	۳-۶-۲ حل دالامبر برای معادلات موج
۴۴	۴-۶-۲ روش جدایی متغیرها
۴۷	فصل سوم کاربرد آنالیز موجکی در حل معادلات دیفرانسیل

۴۸	۱-۳ حل معادلات دیفرانسیل توسط موجک هار
۴۸	۱-۳-۱ آنالیز موجکی
۴۹	۱-۳-۲ موجک هار
۵۷	فصل چهارم حل معادله موج به کمک موجک هار
۵۸	۱-۴ مقدمه
۵۸	۲-۴ سایت Treasure Island
۶۲	۳-۴ سایت Gilroy
۶۷	۴-۴ حل معادله موج با استفاده از آنالیز موجک هار
۶۸	۴-۵ نتایج مربوط به تحلیل موجکی هار
۷۰	۴-۶ صحت سنجی نتایج
۷۲	۴-۷ تفسیر نتایج
۷۹	فصل پنجم جمع بندی و پیشنهادات
۸۰	۱-۵ مقدمه
۸۰	۲-۵ جمع بندی نتایج
۸۱	۳-۵ پیشنهادات برای تحقیقات آینده
۸۲	منابع

فهرست اشکال

- شکل (۱-۲) مقایسه رکورد های ثبت شده در دو ایستگاه لرزه نگاری Yerba Buena و Treasure Island برای زلزله Loma Prieta----- ۱۱
- شکل (۲-۲) رابطه تقریبی بین شتاب های حداکثر ----- ۱۳
- شکل (۳-۲) میانگین طیف پاسخ نرمالیزه شده در چهار نوع خاک مختلف ----- ۱۳
- شکل (۴-۲) حلقه هیستریزیس ----- ۱۶
- شکل (۵-۲) الگوریتم روش خطی معادل ----- ۱۸
- شکل (۶-۲) منحنی رفتاری نسبت مدول برشی خاک ارائه شده برای مقادیر مختلف شاخص خمیری ----- ۲۰
- شکل (۷-۲) منحنی رفتاری میرایی خاک ارائه شده برای مقادیر مختلف شاخص خمیری ----- ۲۰
- شکل (۸-۲) VS برحسب SPT N-value ----- ۲۷
- شکل (۹-۲) VS برحسب SPT N-value ----- ۲۸
- شکل (۱۰-۲) VS برحسب SPT N-value ----- ۲۸
- شکل (۱۱-۲) VS برحسب SPT N-value ----- ۲۹
- شکل (۱۲-۲) VS برحسب SPT N60 ----- ۳۰
- شکل (۱۴-۲) تنش ها و تغییر مکانها در دو انتهای یک المان به طول dx و سطح مقطع A ----- ۳۳
- شکل (۱۵-۲) گشتاور زاویه ای چرخش در دو انتهای قطعه ای به طول dx و سطح مقطع A ----- ۳۵
- شکل (۱-۳) تابع موجک هار ----- ۴۹
- شکل (۱-۴) پروفیل VS منطقه Treasure Island ----- ۵۹
- شکل (۲-۴) منحنی های کاهنده برای لایه های مختلف پروفیل خاکی در منطقه Treasure Island ----- ۶۰
- شکل (۳-۴) منحنی های میرایی برای لایه های مختلف پروفیل خاکی در منطقه Treasure Island ----- ۶۱
- شکل (۴-۴) منحنی های کاهنده و میرایی برای پروفیل خاکی تک لایه در منطقه Treasure Island ----- ۶۲
- شکل (۵-۴) پروفیل VS منطقه Gilroy ----- ۶۳
- شکل (۶-۴) منحنی های کاهنده برای لایه های مختلف پروفیل خاکی در منطقه Gilroy ----- ۶۵
- شکل (۷-۴) منحنی های میرایی برای لایه های مختلف پروفیل خاکی در منطقه Gilroy ----- ۶۵
- شکل (۸-۴) منحنی های کاهنده و میرایی برای پروفیل خاکی تک لایه در منطقه Gilroy ----- ۶۶
- شکل (۹-۴) مقادیر شتاب حاصل از تحلیل موجکی هار برای منطقه Treasure Island برای سرعت موج برشی متغیر ----- ۶۸
- شکل (۱۰-۴) مقادیر شتاب حاصل از تحلیل موجکی هار برای منطقه Treasure Island برای سرعت موج برشی ثابت ----- ۶۹

- شکل (۴-۱۱) مقادیر شتاب حاصل از تحلیل موجکی هار برای منطقه Gilroy برای سرعت موج برشی متغیر - ۶۹
- شکل (۴-۱۲) مقادیر شتاب حاصل از تحلیل موجکی هار برای منطقه Gilroy برای سرعت موج برشی ثابت -- ۷۰
- شکل(۴-۱۳) مقادیر شتاب حاصل از تحلیل نرم افزار DeepSoil و آنالیز موجک هار برای منطقه Treasure Island
برای سرعت موج برشی متغیر----- ۷۰
- شکل(۴-۱۴) مقادیر شتاب حاصل از تحلیل نرم افزار DeepSoil و آنالیز موجک هار برای منطقه Treasure
Island برای سرعت موج برشی ثابت ----- ۷۱
- شکل(۴-۱۵) مقادیر شتاب حاصل از تحلیل نرم افزار DeepSoil و آنالیز موجک هار برای منطقه Gilroy برای
سرعت موج برشی متغیر----- ۷۱
- شکل(۴-۱۶) مقادیر شتاب حاصل از تحلیل نرم افزار DeepSoil و آنالیز موجک هار برای منطقه Gilroy برای
سرعت موج برشی ثابت----- ۷۲
- شکل (۴-۱۷) پدیده تشدید در اثر اعمال زلزله به سطح زمین در منطقه Treasure Island ----- ۷۳
- شکل (۴-۱۸) پدیده تشدید و تقلیل در اثر اعمال زلزله به سطح زمین در منطقه Gilroy ----- ۷۴
- شکل (۴-۱۹) مقادیر شتاب حاصل از تحلیل موجکی هار برای منطقه Treasure Island ----- ۷۵
- شکل (۴-۲۰) مقادیر شتاب حاصل از تحلیل موجکی هار برای منطقه Gilroy ----- ۷۶
- شکل (۴-۲۱) ماکزیمم شتاب وارد شده در سطح زمین در اثر زلزله های اعمالی به هر پروفیل خاکی ----- ۷۷

فهرست جداول

- جدول (۱-۲) برخی روابط موجود جهت برآورد سرعت موج برشی با استفاده از عدد نفوذ استاندارد اصلاح نشده
۲۶ -----
- جدول (۱-۳) مقادیر مختلف ماتریس موجک هار بر اساس $j=2$ ----- ۵۰
- جدول (۱-۴) مشخصات ژئوتکنیکی پروفیل خاکی چند لایه مربوط به منطقه Treasure Island ----- ۵۸
- جدول (۲-۴) منحنی های کاهنده و میرایی مربوط به منطقه Treasure Island ----- ۶۰
- جدول (۳-۴) مشخصات ژئوتکنیکی پروفیل خاکی تک لایه مربوط به منطقه Treasure Island ----- ۶۱
- جدول (۴-۴) مقادیر منحنی کاهنده و میرایی با توجه به ضخامت لایه در پروفیل خاکی منطقه Treasure Island
۶۲ -----
- جدول (۵-۴) مشخصات ژئوتکنیکی پروفیل خاکی چند لایه مربوط به منطقه Gilroy ----- ۶۳
- جدول (۶-۴) منحنی های کاهنده و میرایی مربوط به منطقه Gilroy ----- ۶۴
- جدول (۷-۴) مشخصات ژئوتکنیکی پروفیل خاکی تک لایه مربوط به منطقه Gilroy ----- ۶۵
- جدول (۸-۴) مقادیر منحنی کاهنده و میرایی با توجه به ضخامت لایه در پروفیل خاکی منطقه Gilroy -- ۶۶
- جدول (۹-۴) ماکزیمم شتاب وارد شده به سطح زمین در اثر زلزله های اعمالی به هر پروفیل خاکی ----- ۷۶

فصل اول

مقدمه

زلزله ها وقایع طبیعی هستند که می توانند صدمات مالی و جانی قابل ملاحظه ای به جامعه وارد سازند. از این رو مهندسان بسیاری در جهت شناسایی هرچه بیشتر این پدیده طبیعی برآمدند، ولی آنچه که مبرهن است عدم قطعیت هایی است که هر تحقیق مهندسی گامی در راستای کاهش آن برمی دارد. جنبه ژئوتکنیکی زلزله ها موضوعی است که در چند دهه اخیر مورد توجه مهندسين قرار گرفته است. اگر چه در مورد علل اصلی ایجاد زلزله فرضیات مختلفی وجود داشته و هنوز قطعیت آنها به اثبات نرسیده، ولی با پیشرفت علم و بویژه علوم مهندسی عمران و زلزله با ثبت حرکات لرزه ای زمین در اثر زلزله های بوجود آمده و بررسی خرابی های ایجاد شده در سازه های مختلف اطلاعات زیادی در مورد چگونگی عملکرد امواج زلزله، نحوه رفتار سازه ها در برابر زلزله و راه های پیشگیری و یا کاهش خسارات ناشی از زلزله در دسترس می باشد که با وقوع زلزله های جدیدتر و نیز از طریق انجام پروژه های تحقیقاتی در زمینه مهندسی زلزله بر حجم و دقت این اطلاعات همواره افزوده می گردد. امواج زلزله با دور شدن از کانون آن و نیز با گذشتن از لایه های آبرفتی دستخوش تغییر و تحولاتی می شوند که عوامل مربوط به فاصله نقاط نسبت به کانون زلزله تحت عنوان تاثیر مسیر و عوامل مربوط به لایه های آبرفتی واقع بر سنگ بستر تحت عنوان تاثیر ساختگاه شناخته می شوند.

مسأله تاثیر ساختگاه بر حرکات لرزه ای زمین از اوایل قرن بیستم مورد توجه محققین و دانشمندان قرار گرفته است. امروزه کاملاً آشکار است که اثرات ساختگاهی برپاسخ لرزه ای سطح زمین و توزیع خرابی های ناشی از زمین لرزه، اثر بسزایی دارد. آنان با بررسی آثار ایجاد شده در اثر امواج زلزله در نقاط مختلف ساختگاه و همچنین شرایط لایه های آبرفتی محل، تاثیر ساختگاه را در تغییر خصوصیات مختلف امواج زلزله مورد ارزیابی قرار می دهند. این بررسی ها تا به امروز نیز ادامه داشته و پس از وقوع زلزله های جدید در نقاط مختلف دنیا، تحقیقات زیادی در ارتباط با چگونگی تاثیر ساختگاه بر شدت این زلزله ها صورت می گیرد. دامنه های امواج لرزه ای در طول زلزله می توانند به

هنگام عبور از لایه های خاک در نزدیکی سطح زمین به مقدار قابل توجهی تقویت شوند. در نتیجه نقش رفتار غیر خطی خاک پر رنگ تر شده و تاثیر بسزایی در روند تحلیل مسائل ایفا می کند [۱].

مطالعات انجام شده در خصوص رفتار خاک، بیانگر این واقعیت است که لایه های خاک تحت اثر زلزله های قوی بیشتر وارد محدوده رفتار غیرخطی می شوند.

امروزه از آنالیز موجک به عنوان جدیدترین تحول در ریاضیات محض نام برده می شود. با توجه به این که نظریه های کلاسیک از جمله نظریه فوریه برای حل برخی از مسائل واقعی در علوم مختلف مانند زلزله شناسی، پردازش تصویر، مخابرات، ذرات بنیادی، ژنتیک و پزشکی، مهندسی، فیزیک و ریاضیات کاربردی ضعیف عمل می کنند، از این رو مراکز صنعتی، آزمایشگاهی، علمی و تحقیقاتی سعی در به کارگیری روش های موثرتری نسبت به روش های مذکور برای بالا بردن کیفیت محصولات و به دست آوردن جواب هایی نزدیک به جواب واقعی را برای مسائل خود در اولویت کار قرار دادند. به دلیل این که توابع پایه ای تبدیل فوریه، توابع سینوسی و کسینوسی هستند و دامنه ی آن ها در کل بازه ثابت است، دانشمندان پی بردند پایه های فوریه و نمایش توابع سینوس وار در مورد سیگنال های پیچیده ی تصاویر نه تنها ایده آل نیستند، بلکه از شرایط مطلوب نیز فاصله دارند. به عنوان مثال پایه های فوریه قادر به نمایش ساختار های گذرای نظیر مرز های موجود در تصاویر به شکل کارآمدی نیستند. چون با گذشت زمان ضعف های تبدیل فوریه نمایان شد و با توجه به این که توابع موجک توابعی هستند که بیشتر انرژی آن ها در بازه کوچکی متمرکز شده و به سرعت میرا می شوند، دانشمندان نظریه ی موجک را به عنوان جایگزین مناسبی برای نظریه ی فوریه معرفی کردند.

نام موجک برای اولین بار در ضمیمه رساله دکتری هار ۱۹۰۹ استفاده شد. یکی از خصوصیات تبدیل هار این است که دارای دوره محدود می باشد. که بدین معنی است که در خارج از یک بازه محدود دارای مقدار صفر می باشد. یکی از معایب موجک هار این است که پیوسته مشتق پذیر نمی باشد و

این خود باعث برخی محدودیت های کاربردی آن شده است [۲]. Dabichez در سال ۱۹۸۸ یک خانواده از موجک ها را با دوره کوتاه معرفی نمود. این موجک ها دارای دوره محدود و اورتونرمال بوده و در مسائلی با تغییرات شدید بسیار سودمند می باشند [۳]. Latto و Tenenbaum در سال ۱۹۹۲ از این خصوصیات برای حل معادلات با نوسانات شدید در محدوده مکانی بدون شرایط مرزی استفاده نمودند [۴].

Chen و Hsio روشی را برای حل معادلات مرتبه اول با استفاده از موجک هار ارائه نمودند. در این روش بالاترین درجه مشتق موجود در معادله توسط سری هار بسط داده می شوند. ایده اصلی این روش بر اساس تبدیل یک معادله دیفرانسیل به یک معادله جبری بود. این روش به اختصار CHM (Chen and Hsiao Method) نامیده می شود [۵-۶]. بعد ها Cettani برای بر طرف نمودن مشکلات موجود در روش CHM، روش انتقال ها کاهش یافته را ارائه نمود. در این روش نشان داده شده است، که اگر بازه انتگرال گیری به تعدادی قطعه تقسیم شود، محاسبات ساده تر می شود. برای ساده سازی بیشتر در این روش فرض می شود که بالاترین درجه مشتق در هر قطعه ثابت باشد، به این روش تقریب سازی تکه تکه ثابت یا PCA (Piecewise Constant Approximation) گفته می شود. این روش برای حل معادلات با ضرایب متغیر بسیار ساده است. زیرا برای هر قطعه تنها باید یک معادله حل شود [۷]. Lepik در سال ۲۰۰۵ نیز روش SM (Segmentation Method) در حل معادلات ODE و PDE استفاده و نتایج حاصله از آنها را با روش CHM مقایسه کرد [۸].

۲-۱ بیان مسئله و ضرورت موضوع

ارزیابی پاسخ زمین، یکی از معمول ترین و مهم ترین مسائلی است که در ژئوتکنیک لرزه ای مطرح است. تحلیل پاسخ زمین جهت پیش بینی حرکات سطح زمین و تدوین طیف پاسخ به منظور تعیین تنش ها و کرنش های دینامیکی خاک برای ارزیابی مخاطرات ژئوتکنیکی (انواع ناپایداری های زمین) و

محاسبه نیروهای ناشی از زلزله که می‌تواند سبب ناپایداری زمین و سازه‌های حائل گردد، به کار می‌رود. [۱]

در تحلیل خطر لرزه ای متداول، بیشتر اثر لایه های خاک به صورت کلی و بدون توجه به اثرات غیرخطی آن اعمال می‌شود، درحالی که این مهم، نقش بسزایی در تعیین خصوصیات حرکت زمین دارد و خرابی های بجا مانده در نقاط مختلف جهان گواه این مطلب است. به عنوان مثال می‌توان به اثر قابل توجه رفتار خاک بر روی شتاب نگاشت های ثبت شده زلزله ۱۱۰۱ Loma Prieta به بزرگی ۷.۱، در دو ایستگاه لرزه نگاری مختلف (یکی روی برونزد سنگی و دیگری روی ساختگاه ماسه ای سست) اشاره نمود. نتایج حاصله بیانگر افزایش شتاب طیفی در ساختگاه ماسه ای است [۹]. شواهد موجود دیگر نشان از رفتار غیرخطی خاک در زمین لرزه ۱۹۹۴ نورتریج به بزرگی ۶.۷ دارد [۱۰]. در سال ۱۹۹۹ کولترا و همکاران مطالعاتی برای بررسی اثرات غیرخطی خاک بر ویژگی های مختلف حرکت زمین با استفاده از طیف فوریه انجام دادند [۱۱].

با توجه به اهمیت موضوع، زلزله شناسان و مهندسين زلزله به مطالعات گستردهای در زمینه اعمال اثر شرایط محلی خاک بر حرکات نیرومند زمین پرداخته اند. در این پایان نامه سعی شده این تاثیرات در تمام این بررسی ها اعمال شود تا نتایج دقیق تر و واقعی تری حاصل شود.

۳-۱ بیان ضرورت انجام تحقیق

در شرایط ایده آل در یک تحلیل کامل پاسخ زمین، مکانیسم پارگی در سر چشمه زلزله مدل می‌شود، نحوه انتشار تنش از میان زمین در بالای بستر سنگی در زیر یک ساختگاه به خصوص مشخص شده و چگونگی اثر لایه خاک بالای بستر سنگی بر حرکات سطح زمین مشخص می‌گردد. در عمل روش های تجربی بر پایه خصوصیات زلزله ثبت شده مورد استفاده قرار می‌گیرد. اغلب این روابط تخمینی به همراه تحلیل خطر زلزله برای پیش بینی خصوصیات حرکت در بستر سنگی در ساختگاه

به کار می روند. بنابراین مساله تحلیل پاسخ زمین در حقیقت به تعیین پاسخ توده خاک در برابر حرکت بستر سنگی زیر آن تبدیل خواهد شد. با وجود این حقیقت که امواج زلزله از میان ده ها کیلومتر سنگ و غالبا کمتر از ۱۰۰ متر خاک عبور می نمایند، لایه خاک نقش بسیار مهمی در تعیین خصوصیات حرکت زمین ایفا می کند. [۱]

در بررسی پارامترهای موثر بر بزرگنمایی امواج لرزه ای دو عامل اثرات منبع انتشار امواج لرزه ای و نیز اثرات سایت دخیل هستند. در مورد اثرات منبع می توان به محتوای فرکانسی، شتاب حداکثر و زمان لرزش اشاره کرد، تحقیقات زیادی در این مورد صورت گرفته است و مقالات و کتب زیادی منتشر شده است. با پیشرفت تحقیقات در مورد اثرات سایت بر زلزله و میزان تخریب های ناشی از آن، اثرات مسیر طی شده امواج برشی زلزله در حدفاصل سنگ بستر تا سطح زمین از میان لایه های خاکی مورد بررسی قرار گرفت. همین طور چگونگی در نظرگیری فاکتورهای مربوط به اثر سایت در آئین نامه های زلزله و استانداردهای ساختمانی بین المللی بر بزرگنمایی مورد بحث قرار گرفتند.

با توجه به لرزه خیزی کشور ایران و نیز عدم تطابق خسارات ناشی از زلزله و مشاهدات واقعی پس از زلزله با پیش بینی های آئین نامه ای، لزوم باز نگری در فاکتورهای موثر بر بزرگنمایی سایت و معیار آن مشهود است.

۴-۱ روش تحقیق

روش مرسوم برای تعیین مشخصات یک فرآیند دینامیکی آنالیز فوریه است که با تجزیه سیگنال به سری های نامحدود سینوسی و کسینوسی همراه است، که در طی این فرایند تمام اطلاعات زمانی سیگنال مورد نظر از بین میرود. آنالیز موجک به عنوان ابزاری کارآمد برای پردازش سیگنالهای غیرایستا، مانند حرکت زمین، در طی سالهای اخیر محبوبیت بسیاری کسب کرده است. برتری آنالیز موجک به دلیل استفاده همزمان از حوزه زمان و فرکانس برای تعیین مشخصات سیگنال می باشد.

معادله موج یکی از انواع معادلات دیفرانسیل با مشتقات جزئی می باشد که در این پژوهش سعی شده است که تاثیر سرعت موج برشی به صورت تابعی غیر خطی بر حسب عمق در این معادله لحاظ شده و به کمک آنالیز موجک ها معادله فوق حل گردد.

۱-۵ ساختار پایان نامه

مباحث آورده شده در فصل های مختلف این پایان نامه عبارتند از:

در فصل اول بعد از بیان مقدمه ای از موضوع به بیان مسئله تحقیق و ضرورت انجام آن برای دستیابی به نتایج دقیق تر پرداخته شده است. همچنین نوآوری موجود در این تحقیق که همان اعمال متغیر بودن سرعت موج برشی به صورت تابعی غیر خطی بر حسب عمق در معادله موج می باشد نیز بیان شده است.

در فصل دوم بعد از توضیحی در رابطه با رفتار غیر خطی خاک بر پاسخ زمین به معرفی روش های مختلف تحلیل پاسخ زمین از جمله تحلیل به روش خطی ، خطی معادل و غیر خطی پرداخته می شود. که در این پایان نامه از روش خطی معادل برای انجام تحلیل ها استفاده می شود. در ادامه بعد از به دست آوردن معادله موج ، انواع روش های حل ریاضیاتی آن توضیح داده شده است.

در فصل سوم به معرفی سایت های مورد مطالعه پرداخته می شود و در رابطه با آنالیز موجکی و استفاده آن برای حل معادلات دیفرانسیل جزئی اختصاص یافته است. کلیه روابط و ماتریس های لازم جهت حل معادلات به دست می آیند.

فصل چهارم اختصاص می یابد به بررسی کلیه نتایج حاصل مربوط به تحلیل عددی با استفاده از نرم افزار Deepsoil و حل معادله موج توسط آنالیز موجکی ها.

در فصل پنجم نتایج جمع بندی شده و در پایان برای پژوهش های آینده پیشنهادی ذکر شده است.

فصل دوم

معادله موج و آنالیز پاسخ زمین

توجه روز افزون به مقاوم سازی ساختمان ها در برابر زلزله و مطالعات گسترده در این زمینه، از این حقیقت مهم سرچشمه می گیرد که بتواند اثرات مخرب جانی و مالی این پدیده را به حداقل برساند. ایران با قرار گرفتن روی مسیر کمربند زلزله آلپ هیمالیا، یکی از مناطق لرزه خیز جهان به شمار می رود. و از این رو، طراحی و اجرای ساختمان های مقاوم در برابر زلزله اهمیت فوق العاده ای دارد. هدف از طراحی مقاوم در برابر زلزله، احداث سازه یا تأسیساتی است که بدون صدمات زیاد بتوانند در برابر شدت مشخصی از لرزش ها مقاومت نمایند.

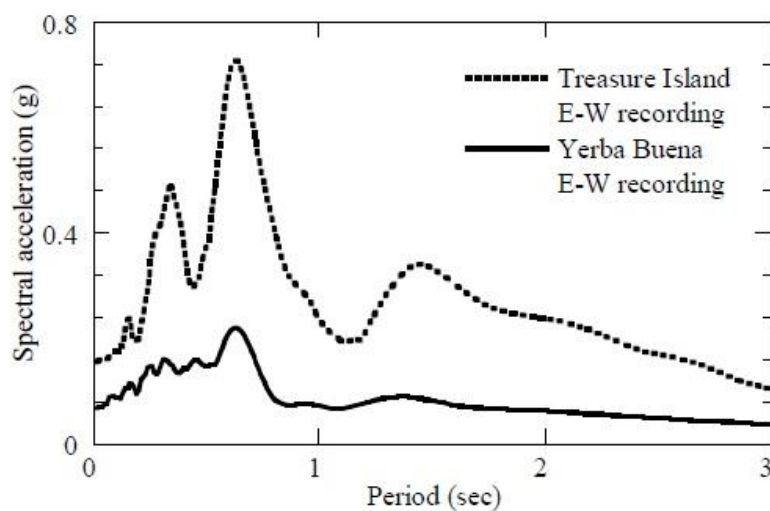
مطالعات انجام شده در خصوص رفتار خاک، بیانگر این واقعیت است که لایه های خاک تحت اثر زلزله های قوی بیشتر وارد محدوده رفتار غیرخطی می شوند. که این رفتار، نقش بسزایی در تعیین خصوصیات حرکت زمین دارد.

۲-۲ رفتار غیر خطی خاک

پژوهشگران با مشاهدات عینی زلزله های گذشته، تجربیات و مدل سازی های انجام شده نشان می دهند که شدت و محتوای فرکانسی امواج زلزله که روی سطح زمین به ثبت می رسند. تحت تأثیر رفتار غیرخطی خاک ساخت گاه قرار دارد. اطلاع از شدت و چگونگی این تأثیرات برای ارزیابی عمل کرد لرزه ای سازه ها و شریان های حیاتی ضروری است.

مهندسان ژئوتکنیک و زلزله مدت ها است که متوجه تأثیر شدید خصوصیات خاک زیرسطحی بر شدت و محتوای فرکانسی امواج زلزله به ثبت رسیده روی سطح زمین شده اند.

در تحلیل خطر لرزه ای متداول، بیشتر اثر لایه های خاک به صورت کلی و بدون توجه به اثرات غیرخطی آن اعمال می شود، در حالی که این مهم، نقش بسزایی در تعیین خصوصیات حرکت زمین دارد و خرابی های بجا مانده در نقاط مختلف جهان گواه این مطلب است. به عنوان مثال می توان به اثر قابل توجه رفتار خاک بر روی شتاب نگاشت های ثبت شده زلزله Loma Prieta که در سال ۱۹۸۹ با بزرگی ۷.۱ اتفاق افتاده است. در دو ایستگاه لرزه نگاری Yerba Buena و Treasure Island اشاره کرد. لرزه نگار موجود در ایستگاه Yerba Buena مستقیماً بر روی برونزد سنگی قرار گرفته است، در حالی که لرزه نگار Treasure Island روی ماسه ای سست قرار گرفته است. چنانچه در شکل (۱-۲) نشان داده شده است، با وجود اینکه این دو ایستگاه تقریباً فاصله یکسانی از منبع لرزه دارند، اختلاف های کاملاً واضحی بین این دو منحنی وجود دارد. شتاب حداکثر در ایستگاه Yerba Buena برابر با 0.16 g می باشد، در حالی که در ایستگاه Treasure Island برابر 0.06 g می باشد [۹]. تاثیر شرایط خاک بر روی پاسخ لرزه ای سزح زمین، از اواسط قرن بیستم مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته و مطالعات اولیه ی انجام گرفته در این خصوص به صورت تجربی و با داده های محدودی بوده است.

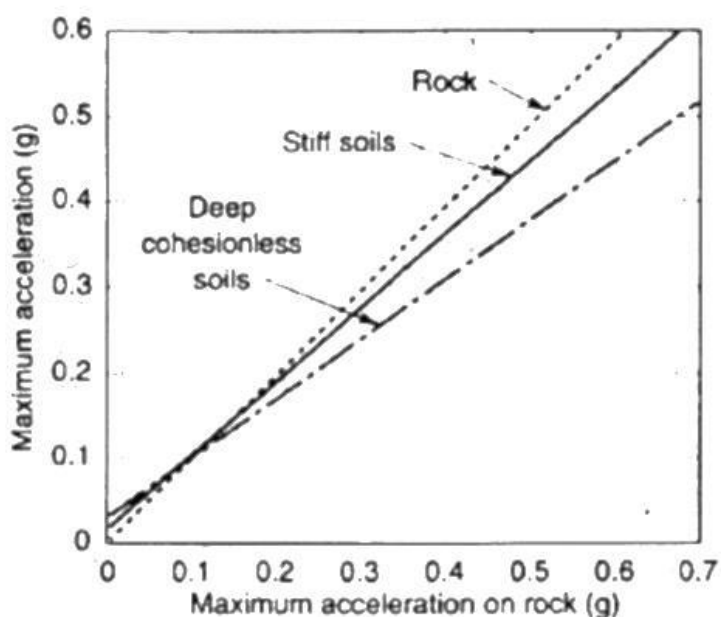


شکل (۱-۲) مقایسه رکورد های ثبت شده در دو ایستگاه لرزه نگاری Yerba Buena و Treasure Island برای زلزله Loma Prieta [۹]

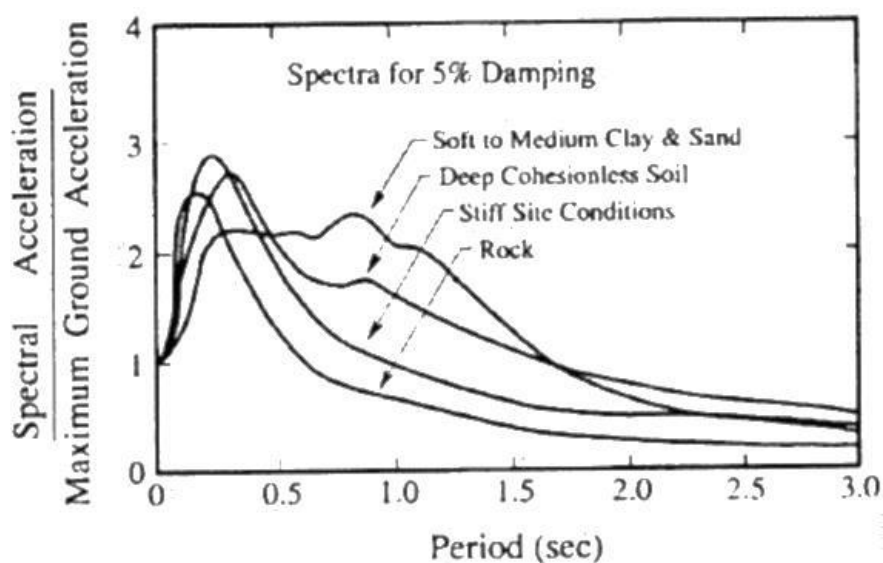
شواهد موجود دیگر نشان از رفتار غیرخطی خاک در زمین لرزه ۱۹۹۴ Northridge به بزرگی ۶.۷ دارد. در سال ۱۹۹۶ تریفوانک و تودوروسکا با ارائه چهار رابطه کاهندگی برای حرکات افقی و عمودی و دو نوع خاک نرم و سخت، به مطالعات اثرات ساختگاهی پرداختند [۱۰]. در سال ۱۹۹۹ کولترا و همکاران مطالعاتی برای بررسی اثرات غیرخطی خاک بر ویژگی های مختلف حرکت زمین با استفاده از طیف فوریه انجام دادند [۱۱].

با توجه به اهمیت موضوع، زلزله شناسان و مهندسين زلزله به مطالعات گستردهای در زمینه اعمال اثر شرایط محلی خاک بر حرکات نیرومند زمین پرداخته اند. از مطالعات اولیه که به صورت تجربی و با داده های محدودی انجام شده است، میتوان به پژوهش های سید و همکاران اشاره نمود. آنها در سال ۱۹۷۶ و براساس مطالعات آماری، رابطه ای بین شتاب حداکثر روی بستر سنگی و شتاب حداکثر روی سطح زمین بدست آوردند. این مطالعات روی ۱۱۷ رکورد از زمین لرزه های رویداده در ایالات متحده، با بزرگی در حدود ۶.۵ انجام شده است. نتایج حاصل به صورت نمودار در شکل (۲-۲) نمایش داده شده است. براساس این مطالعات، تا تراز g ۰.۱ بیشینه شتاب روی خاک بیشتر از بیشینه شتاب روی بستر سنگی بوده و در ترازهای بالاتر این نسبت برعکس می شود. [۱۲]

خاک منطقه، نه تنها باعث تغییر در عوامل حداکثر حرکت می شود، بلکه محتوی فرکانسی را نیز تحت تأثیر قرار می دهد. از این رو، سید و همکاران، طیف پاسخ چهار منطقه با مشخصات متفاوت را مورد بررسی قرار داده، که نتایج حاصل به صورت نمودار در شکل (۳-۲) نشان داده است. یکی از نتایج مهم حاصل از این بررسی ها، تشدید شدید در ساختگاههای عمیق و نرم می باشد. این یافته ها گام مهمی در پیشرفت مطالعات مربوط به تاثیر رفتار غیر خطی خاک در پاسخ ساختگاه محسوب می شود. [۱۲]



شکل (۲-۲) رابطه تقریبی بین شتاب های حداکثر [۱۲]



شکل (۳-۲) میانگین طیف پاسخ نرمالیزه شده در چهار نوع خاک مختلف [۱۲]

در سال ۱۹۹۰ ادیس رابطه ای تجربی بین شتاب حداکثر بستر سنگی و سطح زمین ارائه نمود که بیانگر افزایش میزان تشدید در شتاب های کم است [۱۳]. اگرچه روش های تجربی نقش بسیار اثرگذار و مهمی داشته اند، اما این روشها محدوده ی بسیار کوچکی از داده ها را تحت پوشش قرار می دهند و از این رو، نتایج حاصل را نمی توان در تمامی طراحی های لرزه ای بکار گرفت. در این راستا، پژوهشگرانی مانند کرامر، برای اعمال اثرات غیرخطی خاک روی تاریخچه زمانی حرکت به مدلسازی

های عددی با محدوده کاربرد وسیعتر روی آوردند [۱]. با توجه به اهمیت موضوع، پژوهشگرانی مانند آبراهامسون و سیلوا، پارک، بازارو و کرنل، پارک و هشاش، نگرش های مختلفی به این مسئله داشته و راهکارهای متعددی برای اعمال اثرات غیرخطی خاک در تحلیل پاسخ ساختگاه پیشنهاد نموده اند [۱۴-۱۷].

۲-۳ روش های مختلف تحلیل در تعیین پاسخ زمین

مشخصات ساختگاه می تواند با دقت های متفاوتی تعیین شود. شاید بتوان در یک دسته بندی ساده روش ها و دقت های مربوط را به سه دسته تقسیم کرد:

الف: روش های تئوری و عددی مبتنی بر شناسایی دقیق خصوصیات مکانیکی و دینامیکی لایه های رسوب و آنالیز پاسخ ساختگاه.

ب: روش های مبتنی بر اندازه گیری مستقیم.

ج: روش های آیین نامه ای.

از میان روش های مذکور، روش های عددی، علاوه بر دقت زیاد، کم هزینه تر و بازه مکانی بیش تری را تحت پوشش قرار می دهند و به همین دلیل معمولاً از این روش ها برای ارزیابی تحلیل پاسخ در برابر ارتعاشات زلزله استفاده می شود [۱۸]. منظور از روش های عددی استفاده از داده های مختلف زمین شناسی، ژئوفیزیکی و ژئوتکنیکی برای تبدیل حرکت سنگ بستر به حرکت زمین در مکان دلخواه (مثلاً سطح زمین) است. این روش ها بسته به رفتار خاک به سه دسته روش های خطی، خطی معادل و روش های غیرخطی دسته بندی می شوند [۱۹].

۲-۳-۱ تحلیل به روش خطی در تعیین پاسخ زمین

در این روش می توان با استفاده از توابع تبدیل پاسخ سیستم های یک درجه آزادی را محاسبه نمود. از این توابع می توان جهت بیان پارامتر های مختلف در تحلیل پاسخ زمین همانند جا به جایی، سرعت، شتاب، تنش برشی و کرنش برشی بر حسب یک پارامتر حرکت ورودی همانند شتاب بستر سنگی و یا غیره استفاده کرد. از آنجایی که این روش بر اصل اجتماع آثار قوا استوار است، فقط محدود به تحلیل سیستم های خطی می باشد.

در روش تابع تبدیل، با اینکه محاسبات بر اساس عملیات اعداد مختلف صورت می گیرد، اما خود روش کاملاً ساده و مستقیم می باشد. به طور خلاصه در روش تابع تبدیل، تاریخچه زمانی حرکت بستر سنگی (حرکت ورودی) با استفاده از تابع تبدیل فوریه به صورت سری فوریه در نظر گرفته شده و سپس هر یک از جملات سری فوریه حرکت بستر سنگی (حرکت ورودی) در تابع تبدیل مناسب ضرب شده و در نهایت سری فوریه حرکت در سطح زمین به دست می آید. در ادامه با استفاده از معکوس تبدیل فوریه، تاریخچه زمانی حرکت سطح زمین به دست می آید. بنابراین تابع تبدیل، چگونگی تشدید و یا میرایی هر فرکانس در حرکت ورودی را به وسیله نهشته ی خاک تعیین می کند.

[۱]

۲-۳-۲ تحلیل به روش خطی معادل (Equivalent – Linear Analysis) در تعیین پاسخ

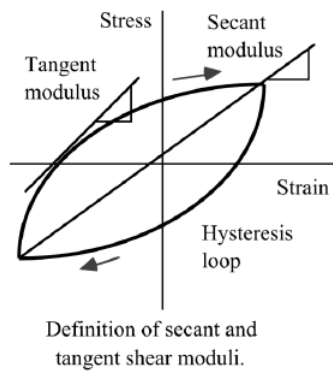
زمین

از آنجایی که رفتار خاک در واقعیت در بسیاری از موارد عملی به صورت غیر خطی و غیر الاستیک می باشد. برای تحلیل منطقی پاسخ زمین، روش خطی باید اصلاح گردد. غیر خطی بودن رفتار تنش - کرنش خاک بدان معنا است که مدول برشی خاک در طول بارگذاری به طور مداوم در حال

تغییر است. غیر الاستیک بودن رفتار خاک به این معنی است که مسیر های بارگذاری و بار برداری خاک متفاوت بوده و در نتیجه اتلاف انرژی در نقاط تماس بین ذرات رخ می دهد.

روش خطی معادل به عنوان یک جایگزین تقریبی از تحلیل غیر خطی در بسیاری از برنامه های تحلیل دینامیکی همانند Deep Soil ، Pro Shake ، Shake به کار می رود.

در حالت کلی یک نمونه خاک تحت اثر بارگذاری سیکلی متقارن، حلقه هیستریزیسی مطابق آنچه که شکل (۲-۴) نشان داده شده است، نمایش می دهد. [۱]



شکل (۲-۴) حلقه هیستریزیس [۱]

این منحنی به دو روش قابل توصیف می باشد؛ روش اول به وسیله مسیر واقعی منحنی و روش دوم به وسیله پارامترهایی که فرمت کلی آن را تعریف می کنند.

در روش خطی معادل از دو مشخصه مهم این منحنی یعنی شیب و پهنای آن استفاده می شود. شیب منحنی به سختی خاک بستگی داشته و در طول بارگذاری دائما تغییر می کند. مقدار شیب در هر نقطه از منحنی برابر با پارامتر G_{tan} می باشد. با این حال در روش خطی معادل از شیب عمومی منحنی که مقدار میانگین آن در طول یک سیکل کامل می باشد، استفاده می شود. این مقدار میانگین به طور تقریبی معادل مدول برشی سکانت (G_{sec}) در نظر گرفته می شود.

دومین پارامتر مورد استفاده در روش خطی معادل، یعنی پهنای منحنی هیستریزس، وابسته به سطحی است که به عنوان شاخصی از استهلاک انرژی بوده و به وسیله ضریب میرایی قابل بیان است.

$$G_{\text{sec}} = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \quad (1-2)$$

$$\zeta = \frac{W_D}{4\pi W_S} = \frac{1}{2\pi} \frac{A_{\text{loop}}}{G_{\text{sec}} \lambda_c^2} \quad (2-2)$$

در این رابطه، W_D انرژی مستهلک شده، W_S حداکثر انرژی کرنشی و A_{loop} سطح منحنی هیستریزس می باشند. پارامترهای G_{sec} و λ غالباً به عنوان پارامترهای خطی معادل مصالح نامیده می شوند.

در روش معادل خطی در ابتدای کار باید حدس اولیه برای کرنش برشی خاک در نظر گرفته شود. این مقدار معمولاً در سطح کرنش های پایین انتخاب می شود. سپس با استفاده از مقادیر اولیه مدول برشی و ضریب میرایی، میزان تغییر شکل ماکزیمم هر لایه محاسبه می شود و در نهایت کرنش برشی مؤثر در هر لایه از کرنش برشی ماکزیمم توسط رابطه (2-3) به دست می آید:

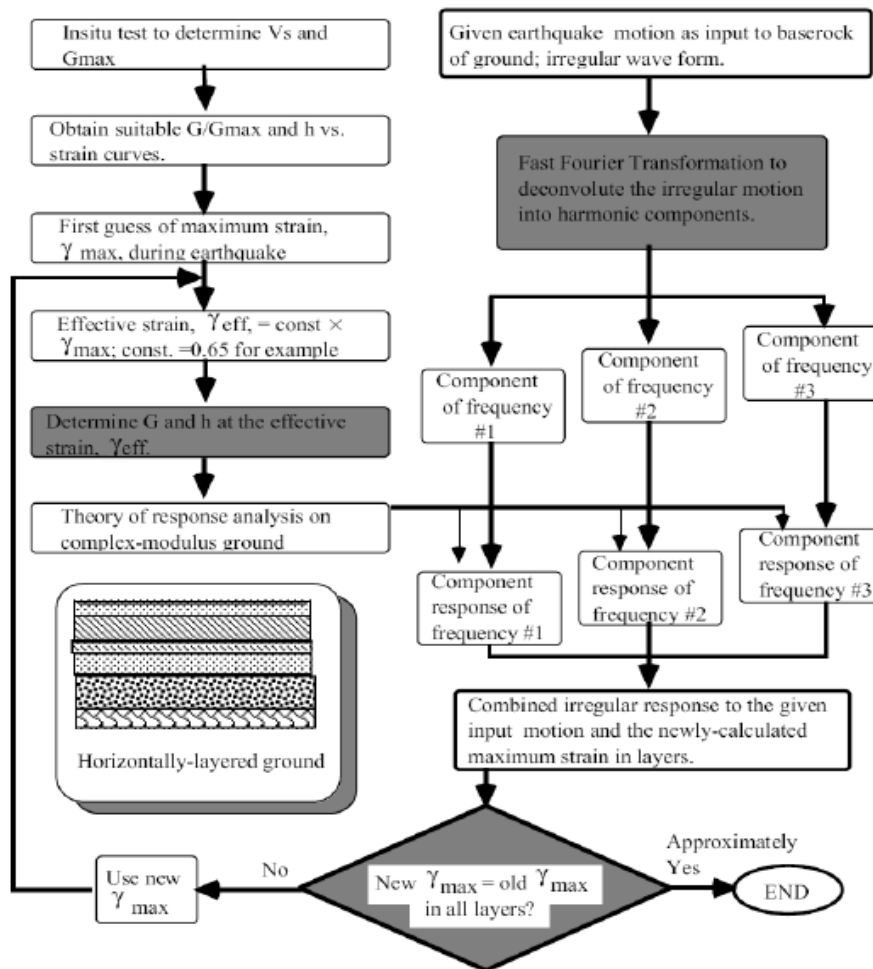
$$\gamma_{\text{eff}} = R_\gamma \gamma_{\text{max}} \quad (3-2)$$

در این رابطه R_γ معمولاً برابر ۰/۶۵ در نظر گرفته می شود. همچنین می توان R_γ را وابسته به بزرگای زلزله در نظر گرفت و آن را از رابطه (2-4) به دست آورد:

$$R_\gamma = \frac{M-1}{10} \quad (4-2)$$

سپس مدول برشی و میرایی سازگار با کرنش مؤثر محاسبه شده از روی منحنی های آزمایشگاهی موجود که در آنها مقادیر مدول برشی و میرایی تابع کرنش برشی است، تعیین می شود. مدول برشی و میرایی حاصل، جایگزین مقادیر اولیه شده و مراحل فوق تکرار می گردند. زمانی که اختلاف مقادیر

جدید مدول برشی و ضریب میرایی با مقادیر اولیه در حد قابل قبولی باشد، سازگاری تغییر شکل ها با پارامترهای خاک حاصل شده و تحلیل کامل است. گام های فوق تا رسیدن به همگرایی برای کرنش برشی با دقت مورد نظر مطابق الگوریتم شکل (۵-۲) ادامه می یابند.



شکل (۵-۲) الگوریتم روش خطی معادل [۲۰]

بنابراین از آنجا که روش معادل خطی مستلزم فرض مدول برشی و میرایی ثابت برای هر لایه خاک می باشد، لذا در این روش بایستی مقادیر پارامترهای فوق را متناسب با تراز کرنش تولید شده در هر لایه در نظر گرفت. جهت حصول اطمینان از همگرایی جواب نیز می بایست کرنش محاسبه شده از حل معادلات با کرنش اولیه مقایسه گردد. لذا استفاده از روش سعی و خطا تا رسیدن به همگرایی با دقت مورد نظر الزامی است.

از مزایای این روش می توان به عدم نیاز به پارامتر های متعدد خاک اشاره کرد. همانطور که عنوان شد پارامتر های لازم علاوه بر وزن مخصوص خاک، مدول برشی و میرایی آن می باشند. نقطه ضعف این روش را نیز می توان در نظر نگرفتن رفتار واقعی خاک و تقریب زدن آن با منحنی های رفتاری ارائه شده توسط محققین دانست.

جهت انتخاب منحنی های رفتاری و پارامتر های دینامیکی برای خاک در تحلیل خطی می توان از دو روش زیر استفاده کرد: ۱- روش اندازه گیری مستقیم پارامتر با آزمایش ۲- روش استفاده از روابط تجربی موجود.

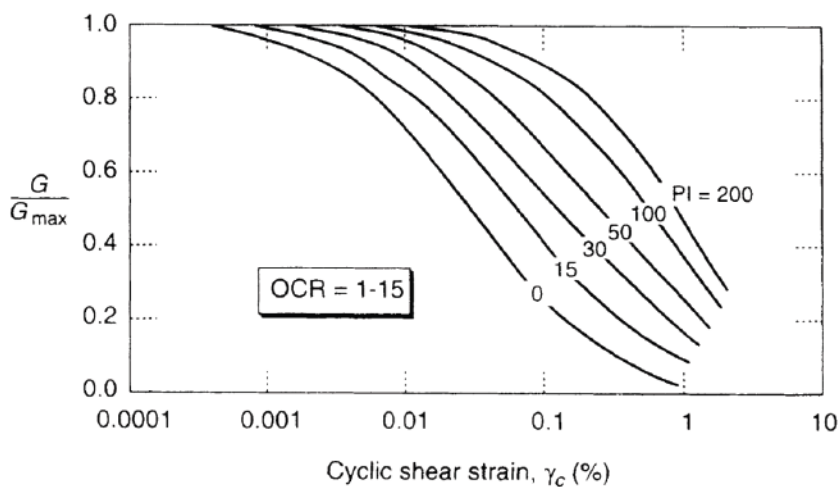
۲-۳-۱ روش اندازه گیری مستقیم پارامتر با آزمایش

برای اندازه گیری پارامتر های دینامیکی خاک آزمایشات متعددی وجود دارد. از جمله آزمایشات آزمایشگاهی می توان به آزمایش سه محوری، ستون تشدید، برش ساده و پیچش نمونه استوانه توخالی اشاره کرد.

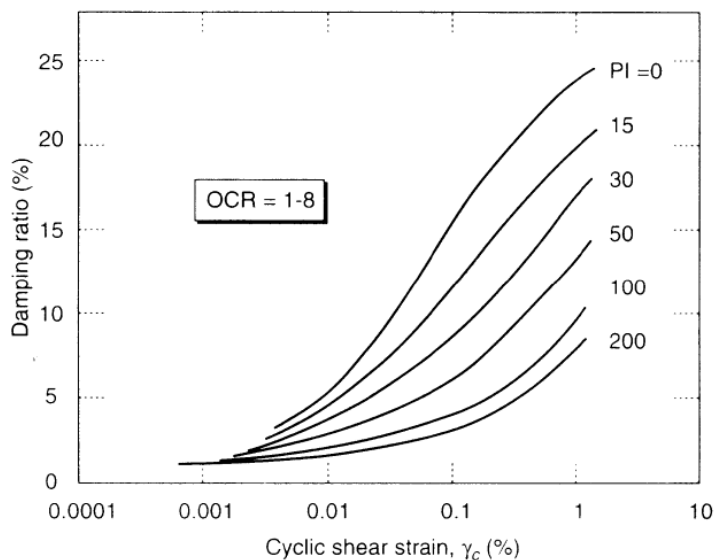
۲-۳-۲ روش استفاده از روابط تجربی موجود

برای استفاده از روابط نیاز به تعدادی پارامتر های شاخص است. انتخاب این پارامترها بستگی به نوع خاک دارد. مثلا برای خاک های دانه ای پارامتر هایی نظیر D_{50} ، UC ، GC و تراکم، و برای خاک های چسبنده پارامتر هایی نظیر PI ، LL و OCR مطرح هستند. البته لازم به ذکر است که این روابط نیز بر پایه کارهای آزمایشگاهی محققین به دست آمده است. توجه به امکان نمونه گیری دست نخورده و هزینه های مربوط به آزمایش های دینامیکی در انتخاب یکی از دو روش فوق الذکر ضروری است. همچنین دقت داده ها در دو روش فوق متفاوت می باشد و روش تجربی با داشتن هزینه کمتر دقت کمتری نیز دارد.

نمونه‌هایی از مدل‌های رفتاری مورد استفاده در روش تحلیل خطی معادل در ادامه آورده شده است. شکل (۶-۲) و شکل (۷-۲) مربوط به مدل رفتاری ارائه شده توسط Vucetic و Dobry برای خاک‌های رسی با PI‌های مختلف و ماسه‌ای در شرایط $PI=0$ می‌باشد [۲۱]. نمودارها در $PI=0$ بسیار شبیه مدل رفتاری خاک‌های ماسه‌ای می‌باشد که توسط Seed و Idriss ارائه شده است.



شکل (۶-۲) منحنی رفتاری نسبت مدول برشی خاک ارائه شده برای مقادیر مختلف شاخص خمیری [۱]



شکل (۷-۲) منحنی رفتاری میرایی خاک ارائه شده برای مقادیر مختلف شاخص خمیری [۱]

اگر چه روش تکرار جهت حصول خصوصیات سازگار با کرنش خاک، روشی مبتنی بر رفتار غیر خطی خاک می باشد، اما یادآوری این نکته مهم است که روش های پاسخ پیچیده خاک هنوز مبتنی بر تحلیل خطی می باشند. این روش قابلیت ارائه تغییرات سختی خاک که واقعا در حین زلزله اتفاق می افتد را دارا نیست.

در اکثر بررسی های ریز پهنه بندی که تا کنون برای شهرهای بزرگ ایران انجام گرفته از مدل های خطی معادل استفاده شده است [۲۲-۲۳]. با این که این مدل ها در مقایسه با مدل های غیرخطی، پاسخ غیرخطی خاک را به خوبی نمایش نمی دهند اما به صورت گسترده ای در مهندسی ژئوتکنیک لرزه ای کاربرد پیدا کرده اند و در نرم افزارهای کامپیوتری نیز جایگاه ویژه ای یافته اند. به عنوان مثال در نرم افزارهایی مانند Shake و EERA استفاده شده اند [۲۴-۲۵]. در هنگام استفاده از روش خطی معادل پاسخ های زلزله بیش از مقدار واقعی برآورد می شود. به علاوه در آنالیز به روش خطی معادل، رفتار خاک خطی باقی می ماند که در این صورت تغییر شکل های ماندگار خاک به درستی به نمایش در نمی آید.

۳-۳-۲ روش غیرخطی در تعیین پاسخ زمین

اگرچه استفاده از روش خطی معادل در تحلیل ها متداول بوده و برای بسیاری از مسائل نتایج منطقی ارائه می دهد، اما به عنوان یک روش تقریبی برای یک رفتار غیر خطی پاسخ لرزه ای زمین در نظر گرفته می شود. در روش غیر خطی جهت تحلیل پاسخ خاک از انتگرال گیری مستقیم عددی در حوزه زمان استفاده می شود. با انتگرال گیری از معادله حرکت در گام های کوتاه زمانی، می توان از هر مدل تنش کرنش خطی یا غیر خطی یا مدل رفتاری پیچیده ای جهت حل استفاده نمود. در ابتدای هر گام زمانی، به رابطه تنش کرنش رجوع شده تا خصوصیات مناسب خاک که بایستی در آن گام زمان بکار روند، مشخص گردد. با این روش یک رابطه تنش کرنش غیر خطی الاستیک را می توان در یک مجموعه گام های رشد کوچک خطی به کار برد.

اغلب برنامه های کامپیوتری تحلیل پاسخ غیر خطی یک بعدی زمین موجود، رفتار تنش کرنش خاک را با مدل های تنش کرنش سیکلی مانند هیپربولیک اصلاح شده، مدل Ramberg-Osgood، مدل Hardin-Drnevich-Cundall-Pyke (HDCP) ، مدل Martin-Davidenkov و یا مدل Iwan مشخص می کنند. سایر روش ها بر اساس مدل های پیشرفته رفتاری مانند سطح جاری شدن بنا شده اند [۱].

از مزایای این روش دقت بالای جواب با توجه به در نظر گرفتن رفتار واقعی خاک می باشد. از معایب این روش نیز می توان به نیاز این روش به داشتن پارامترهای متعددی از خاک از جمله اصطکاک خاک، چسبندگی، مدول الاستیسیته و ضریب پواسن و یا مدول های برشی و بالک آن اشاره کرد. همچنین برای آنالیز غیر خطی نیاز به انجام آزمایشات متعدد بر روی خاک جهت بدست آوردن مدل رفتاری خاک می باشد. بنابراین چنانچه رفتار تنش کرنش خاک از آزمایشات مربوطه بطور دقیق بدست نیاید، استفاده از این روش بی معنا خواهد بود. لذا استفاده از این روش تنها در مواردی که انجام آزمایشات لازم بر روی خاک در آزمایشگاه باشد توصیه می گردد. در سال های اخیر مدل های غیرخطی در پژوهش های تأثیر ساختگاه در ایران و سایر نقاط جهان استفاده شده اند [۲۶-۲۷].

۲-۴ سرعت موج برشی

سرعت موج برشی در لایه های خاک یکی از مولفه های اساسی برای انجام محاسبات ژئوتکنیکی و تحلیل های دینامیکی به خصوص تعیین مدول برشی دینامیکی لایه های خاک می باشد. سرعت موج برشی خاک می تواند به طور مستقیم برای بعضی مسائل ژئوتکنیکی نظیر طبقه بندی خاک ، حرکت زمین به وسیله زلزله ، بررسی اندرکنش خاک-سازه، تحلیل و طراحی دینامیکی پی ماشین آلات مرتعش و سازه های مدفون در زمین و نیز در تحلیل تغییر شکل های استاتیکی نظیر حفاری ها، نشست زمین و برآورد اصلاحات زمین استفاده می شود. همچنین مقادیر سرعت موج

برشی به دست آمده از اندازه گیری های درجا به منظور محاسبه مدول برشی خاک در کرنش های کوچک به عنوان پارامتر اولیه تعیین مشخصات خاک در تحلیل های دینامیکی سدهای خاکی و مصالح فونداسیون در ارزیابی پتانسیل روانگرایی ساختگاه و پایداری لرزه ای مورد استفاده قرار می گیرد. غالباً ترجیح بر این است که سرعت موج برشی مستقیماً از آزمون های درجا، نظیر اندازه گیری های لرزه ای و ژئوفیزیکی تعیین شود. مقادیر سرعت موج برشی خاک توسط اندازه گیری مستقیم در صحرا از روشهایی ژئوفیزیکی و یا در آزمایشگاه از روشهای ژئوتکنیکی به دست می آید. تعیین سرعت موج برشی خاک به روش های مذکور اگر چه دقیق می باشد ولی عموماً پرهزینه بوده و در برخی از پروژه ها شاید با توجه اقتصادی همراه نباشد. لذا سعی گردیده است تا مقدار V_s به صورت غیر مستقیم تعیین شود. تاکنون روابط تجربی مختلفی بین سرعت موج برشی و نتایج آزمایش نفوذ استاندارد در مراجع مختلف علمی ارائه گردیده است که بر اساس نتایج آزمایش نفوذ استاندارد و با توجه به نوع خاک، مقادیر سرعت موج برشی تخمین زده می شود. [۲۸]

مدول برشی ماکزیمم با استفاده از سرعت موج برشی خاک و چگالی جرم خاک از طریق رابطه زیر بدست می آید.

$$G_{\max} = \rho V_s^2 \quad (۵-۲)$$

پارامترهای V_s و G_{\max} بوسیله اندازه گیری های آزمایشگاهی کرنشهای کم روی نمونه های دست نخورده خاک به دست می آیند. آزمایشات ستون تشدید و المان خمشی در برآورد پارامترهای کرنش های کم در آزمایشگاه رایج می باشند. دستگاه سه محوری تناوبی با اندازه گیری دقیق کرنش های محوری نیز برای این هدف استفاده می شود. تأثیر دست خوردگی نمونه ها روی سختی در کرنش های کم در آزمایشاتی که بر پایه اندازه گیری در حالتی که مرز ضعیف بین ذرات خاک طی فرآیند نمونه گیری شکسته می شود، قابل توجه می باشد. بنابراین نمونه گیری به صورت دست نخورده در

خاک های دانه ای بدون استفاده از روش گران قیمت انجماد ممکن نیست. سرعت موج برشی خاک می تواند به وسیله تعدادی از روش های ژئوفیزیکی نظیر Cros-Hole ، Down-Hole ، آزمایش نفوذ مخروط لرزه ای، میکروترمور، آنالیز انتشار امواج با چندین ایستگاه و آنالیز طیفی امواج سطحی اندازه گیری شود.

روش های اندازه گیری صحرایی مشخصاً در حالتی که این روش ها در حالت طبیعی با دست خوردگی مینیمم بر روی خاک آزمایش انجام می دهند مزیت هایی در مقایسه با روش های آزمایشگاهی دارند. به عبارت دیگر اگر چه اندازه گیری های ژئوفیزیکی صحرایی بیشتر مواقع روش های مناسبی برای این هدف هستند، محدودیت های متعددی نظیر محدودیت فضا، ملاحظات هزینه ، بالا رفتن سطح نویز در بعضی از آزمایش ها به خصوص در مناطق شهری، در بیشتر شرایط، موجب غیر عملی شدن انجام چنین آزمایش هایی می گردد. [۲۸]

مقادیر سرعت موج برشی خاک توسط اندازه گیری مستقیم در صحرا از روش های ژئوفیزیکی و یا در آزمایشگاه از روش های ژئوتکنیکی به دست می آید. تعیین سرعت موج برشی خاک به روش های مذکور اگر چه دقیق می باشد ولی عموماً پرهزینه بوده و در برخی از پروژه ها شاید با توجه اقتصادی همراه نباشد. لذا سعی گردیده است تا مقدار V_s به صورت غیر مستقیم تعیین شود. محققان تحقیق های زیادی طی چهار دهه اخیر برای توسعه روابط بین سرعت موج برشی خاک و پارامترهای ژئوتکنیکی خاک انجام داده اند. در بخش مهمی از این تحقیقات، تلاش کردند که V_s را با عدد SPT، تنش مؤثر سربار، در صد ریز دانه، عمق، مقاومت نوک نفوذ مخروط ارتباط دهند.

۲-۴-۱ روابط تجربی تعیین سرعت موج برشی به وسیله عدد نفوذ استاندارد

آزمایش نفوذ استاندارد (Test Penetration Standard- SPT) آزمایش دینامیکی درجا و پارامتری قابل تعیین و ضروری در اکثر پروژه های عمرانی می باشد. در مهندسی ژئوتکنیک، بسیاری از

پارامترهای خاک از جمله سختی و مقاومت خاک، دانسیته نسبی، میزان تراکم، چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی خاک ها مرتبط با عدد نفوذ استاندارد (N-SPT) می باشند. از آنجایی که برآورد سرعت موج برشی، به عنوان معرفی از مشخصات خاک، از روش های غیر مستقیم ضروری می باشد، امروزه توجه ویژه ای به برآورد سرعت موج برشی با استفاده از N-SPT شده است. چراکه، ارائه رابطه قابل قبول بین V_s و مقاومت نفوذی از آنجایی که تعداد بررسی های صحرائی لازم را کاهش می دهد، می تواند گزینه مهم و قابل توجهی باشد. مطالعات آزمایشگاهی نشان داده است که این دو پارامتر وابستگی شدیدی به یکدیگر دارند. اما همواره لازم به ذکر است که روابطی که از مطالعات صحرائی برای برآورد سرعت موج برشی ارائه شده اند به دلیل محدودیت دسترسی دقیق به تمام پارامترهای خاک، روابطی تقریبی می باشند.

روابط بسیاری مبنی بر برآورد سرعت موج برشی از عدد نفوذ استاندارد وجود دارد. برخی از این روابط متناسب با نوع مصالح خاک اعم از ماسه، سیلت، و رس می باشند، در جدول (۱-۲) برخی از روابط پیشنهاد شده توسط محققین بین N-SPT و V_s برای خاک های مختلف، از جمله رس، سیلت و ماسه بطور خلاصه ارائه شده است. نکته قابل توجه این که Sykora و Stokoe (۱۹۸۳) در تحقیقات خود به این نکته اشاره نمودند که سن ژئولوژیکی و نوع خاک پارامترهای اساسی در تعیین V_s نمی باشند، بلکه مقادیر اصلاح نشده عدد نفوذ استاندارد نقش عمده ای دارد. نتایج به دست آمده از مطالعات Hasancebi و Ulusay (۲۰۰۶) نیز یافته های پیشین را مبنی بر اثر ناچیز نوع خاک در مقایسه با عدد نفوذ استاندارد در برآورد این روابط تأیید کرد. با این حال، همانطور که در جدول (۱-۲) مشاهده می شود، روابط پیشنهاد شده موضوع جهت برآورد سرعت موج برشی با استفاده از عدد نفوذ استاندارد دارای پراکندگی نسبتاً قابل توجه و مختص به منطقه مورد بررسی هستند.

جدول (۱-۲) برخی روابط موجود جهت برآورد سرعت موج برشی با استفاده از عدد نفوذ استاندارد اصلاح نشده [۲۸]

ارائه شده توسط	V_s	توضیحات
غفوری و همکاران (۱۳۸۶)	$100.668N^{0.4802}$	تمام انواع خاک ها- مشهد
Jafari et al. (2002)	$27N^{0.73}$ $22N^{0.77}$ $19N^{0.85}$	خاک های رسی- تهران خاک های سیلتی- تهران خاک های ریزدانه (سیلتی و رسی)- تهران
Komak Parah et al. (2002)	$106N^{0.41}$ $75N^{0.5}$	خاک های ریزدانه (سیلتی و رسی)- شرق ایران خاک های درشت دانه (ماسه و شن)- شرق ایران
JICA (2000)	$161N^{0.277}$	تمام انواع خاک ها- تهران
Hasancebi & Ulusay (2006)	$90N^{0.309}$ $90.82N^{0.319}$ $97.89N^{0.269}$	تمام انواع خاک ها ماسه رسی
Seed & Idriss (1981)	$61.4N^{0.5}$	تمام انواع خاک ها
Ohta & Goto (1978)	$85N^{0.348}$ $94N^{0.34}$ $88N^{0.34}$	تمام انواع خاک ها شن ماسه
Lee (1990)	$57.4N^{0.49}$ $105.64N^{0.32}$ $114.43N^{0.31}$	ماسه سیلت رسی
Pitilakis et al. (1999)	$145(N_{60})^{0.178}$ $132(N_{60})^{0.271}$	ماسه رسی
Sykora & Stokoe (1983)	$100N^{0.29}$	خاک های دانه ای

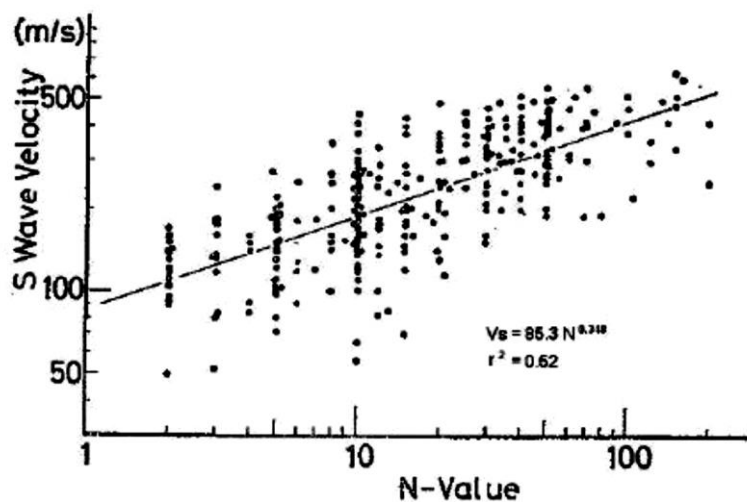
روابط زیادی بین عدد آزمایش نفوذ استاندارد و سرعت موج برشی خاک در مطالعات گذشته ارائه شده است. روابط اولیه بر پایه داده های صحرایی می باشند که اغلب از عدد N استفاده می کنند که برای انرژی، طول میله، یا قطر داخل نمونه گیر تصحیح نشده است. در روابط همبستگی از روش های متفاوتی برای اندازه گیری V_s شامل Cross-hole، Down-hole، نفوذ مخروط لرزه ای و آنالیز طیفی امواج سطحی (SASW) استفاده شده است. این روش های متفاوت دقت های کاملاً متفاوت را برای اندازه گیری V_s در عمق های مختلف فراهم می کنند. برای مثال SASW از فرکانس های کوتاه برای اندازه گیری سرعت موج برشی خاک استفاده می کند که نتیجه، اندازه گیری میانگین سرعت یک حجم بزرگی از خاک می باشد. اما روش های Cross-hole و Down-

hole امواج با فرکانس های بالا را به کار می برند که میانگین سرعت یک حجم بسیار کوچکتر از خاک می باشد. بنابراین دقت بالا در مقیاسی برابر با مقیاس آزمایش نفوذ استاندارد را فراهم می کنند.

Kanai et al در سال ۱۹۶۶ رابطه ای بر پایه ۷۰ مجموعه داده صحرایی جمع آوری شده از ژاپن را برای همه خاک ها ارائه کردند. Campbell و Duke در سال ۱۹۷۶ با استفاده از ۶۳ مجموعه داده صحرایی دو معادله ارائه کردند که تنها به عمق لایه خاک مربوط می باشد [۲۹].

Goto و Ohta در سال ۱۹۷۸ بر اساس ۲۸۹ جفت داده از جلگه های آبرفتی در ژاپن شکل (۲-۶) زیر را ارائه دادند [۲۹].

$$V_s = 85.3N^{0.318} \quad (۲-۶)$$

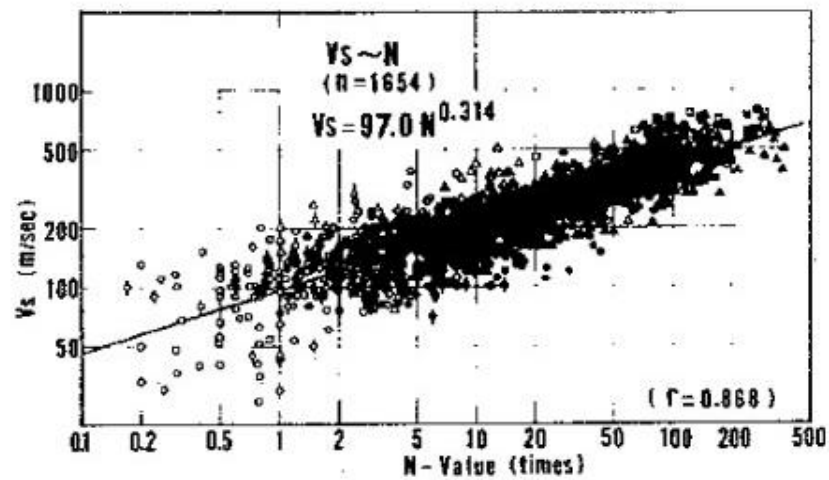


شکل (۲-۸) V_s برحسب SPT N-value [۲۹]

Tonouchi و Imai در سال ۱۹۸۲ به تجزیه و تحلیل بزرگترین مجموعه داده، حاوی ۱۶۵۴ جفت داده از ۳۸۶ در ۲۵۰ سایت در سراسر ژاپن پرداختند. معادلات آنها بر اساس عدد N ، نوع خاک و سن زمین شناسی بود. مجموعه کامل داده ها و رگرسیون خطی آنها در شکل (۲-۹) زیر آمده است [۲۹].

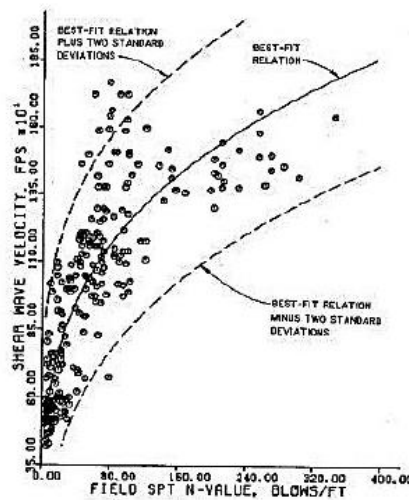
$$V_s = 97.0N^{0.314}$$

(۷-۲)



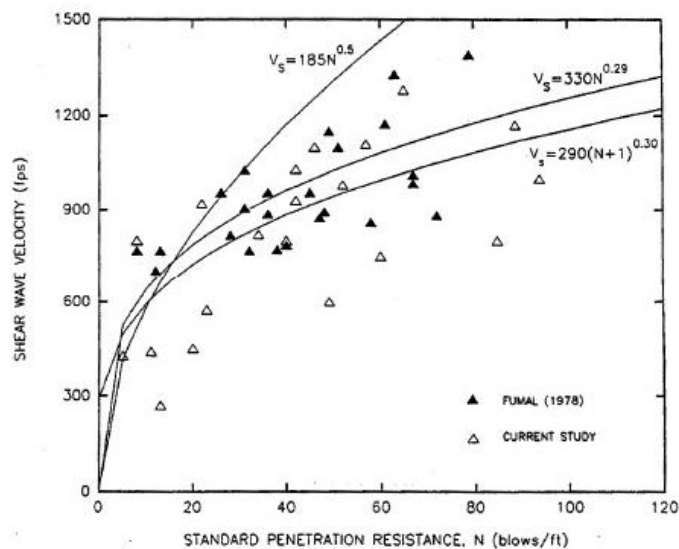
شکل (۹-۲) برحسب SPT N-value [۲۹].

Stokoe و Sykora در سال ۱۹۸۳ یک معادله بین V_s و N-SPT برای خاک های دانه ای بر اساس داده ۲۲۹ Cross-hole آمده از روش ارائه داده اند [۲۹].



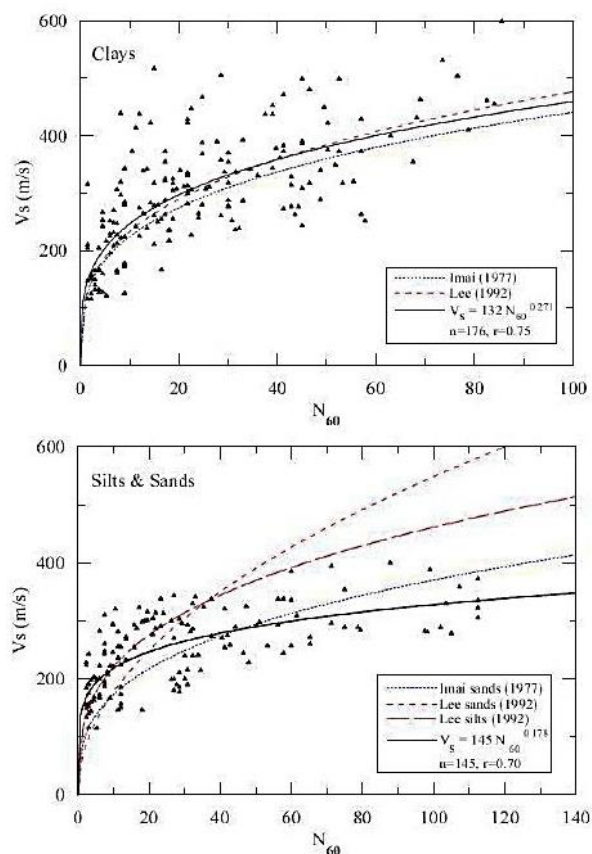
شکل (۱۰-۲) V_s برحسب SPT N-value [۲۹]

Dickenson در سال ۱۹۹۴ رابطه ی بین V_s و N-SPT خاک های شنی در منطقه خلیج سانفرانسیسکو مورد مطالعه قرار داد که نتایج آن در شکل (۱۱-۲) نمایش داده شده است [۲۹].



شکل (۲-۱۱) V_s برحسب SPT N-value [۲۹]

Iyisan در سال ۱۹۹۶ معادلات متعددی پیشنهاد کرد و برآوردی از تاثیر پارامترهای متعدد نظیر مقدار عدد SPT تنش سربار قائم قطر متوسط دانه بندی عدد SPT اصلاح شده مقاومت نوک آزمایش نفوذ مخروط و عمق لایه رسوبی بر روی سرعت موج برشی خاک ارائه کرد. Seed و Idriss در سال ۱۹۸۱ رابطه دیگری را ارائه کردند که سرعت موج برشی خاک را به عدد آزمایش نفوذ استاندارد که برای عمق اصلاح شده، ارتباط می دهد. جعفری و همکاران در سال ۱۹۹۷ با استفاده از داده های جمع آوری شده از جنوب غربی شهر تهران، رابطه ای برای تمام خاک ها ارائه کردند. Pitilakis و همکاران در سال ۱۹۹۹ رابطه ی بین V_s و N_{60} برای خاک های رس، لای و ماسه را با ۳۰۰ جفت نمونه از N-SPT و V_s اندازه گیری شده به روش Cross-hole در شمال یونان را در شکل (۲-۱۲) ارائه کرده است [۲۹].



شکل (۲-۱۲) V_s برحسب N_{60} SPT [۲۹]

Hassancebi و Ulusay در سال ۲۰۰۶ روابط همبستگی متعددی با استفاده از ۹۷ مجموعه داده که از منطقه شمال غربی ترکیه جمع آوری گشته را بررسی کرده و معادلاتی برای خاک های ماسه-ای، رسی و همچنین تمام خاک ها ارائه کردند. Brandenburg و همکاران در سال ۲۰۱۰ با استفاده از آنالیزهای رگرسیونی آماری معادله ای برای پیش بینی سرعت موج برشی خاک منطقه پل های کالترانس ارائه کردند. آن ها مجموعه ای از داده های ۷۹ گمانه حفاری شده در ۲۱ پل را جمع آوری و $Ln(V_s)$ را به عنوان تابعی از عدد SPT و تنش موثر سربار برای خاک های ماسه ای، سیلتی و رسی ارائه کردند. Anbazhagan و sitharam در سال ۲۰۰۸ با استفاده از داده های جمع آوری شده از مطالعات ریز پهنه بندی لرزه ای منطقه بنگلور هند رابطه زیر را برای تخمین سرعت موج برشی خاک بر اساس عدد آزمایش نفوذ استاندارد اصلاح شده $V_{(1,60)}$ ارائه کردند [۲۹].

$$V_s = 78(N_{1,60})^{0.4} \quad (۸-۲)$$

Anbazhagan و همکاران (۲۰۱۰) با استفاده از داده های میدانی ناحیه شهری لاکنو در شمال هند رابطه زیر را برای همه خاک ها ارائه کردند [۲۹].

$$V_s = 68.96(N)^{0.51} \quad (۹-۲)$$

همچنین برای خاکهای رسی و ماسه ای بطور جداگانه روابطی ارائه کردند [۲۹].

$$V_s = 106.63(N)^{0.39} \quad (۱۰-۲)$$

$$V_s = 67.17(N)^{0.56} \quad (۱۱-۲)$$

کو و همکاران در سال ۲۰۱۱ با استفاده از داده های جمع آوری شده از منطقه ایلان تایوان روابط زیر را برای تخمین سرعت موج برشی خاک های ماسه ای، رسی و سیلتی بر اساس عدد آزمایش نفوذ استاندارد و عمق نمونه خاک ارائه کردند [۲۹].

$$V_s = 93.11N^{0.51}D^{0.136} \quad \text{ماسه} \quad (۱۲-۲)$$

$$V_s = 114.55N^{0.56}D^{0.168} \quad \text{رس و سیلت} \quad (۱۳-۲)$$

Akin و همکاران (۲۰۱۱) با استفاده از مطالعات ریز پهنه بندی لرزهای منطقه اربا ترکیه، روابطی برای ارزیابی سرعت موج برشی خاک توسط عدد آزمایش نفوذ استاندارد اصلاح شده برای انرژی E_{30} و عمق خاک ارائه کردند. همچنین نشان دادند که پارامتر عمق در بهبود ارزیابی سرعت موج برشی خاک موثر می باشد. در زیر روابط ارائه شده بر اساس طبقه بندی زمین شناسی ارائه شده است [۲۹].

$$V_s = 59.44N^{0.109}Z^{0.426} \quad (۱۴-۲)$$

$$V_s = 38.55N^{0.176}Z^{0.481} \quad (۱۵-۲)$$

۲-۵ امواج در محیط های نا محدود

انتشار امواج در محیطهای نا محصور یا نا محدود به سادگی قابل درک خواهد بود. یک محیط ایده آل محدود نشده ساده یک بعدی همانند یک استوانه توپر طویل می باشد. با در نظر گرفتن شرایط تعادل نیرو ها و سازگاری تغییر مکان ها ، استفاده از روابط تنش - کرنش و کرنش - تغییر مکان یک معادله یک بعدی امواج قابل ارائه خواهد بود. [۱]

۲-۵-۱ انتشار امواج یک بعدی

در یک میله لاغر حالت های مختلف ارتعاش ممکن است اتفاق بیافتد. ارتعاش طولی میله که در خلال آن محور میله بدون تغییر مکان جانبی منقبض یا منبسط می شود ، ارتعاش پیچشی که در اثر آن میله حول محور خود بدون جا به جایی جانبی محورش ، می چرخد و ارتعاش خمشی که در حین آن محور میله خودش دستخوش تغییر مکان می شود. [۱]

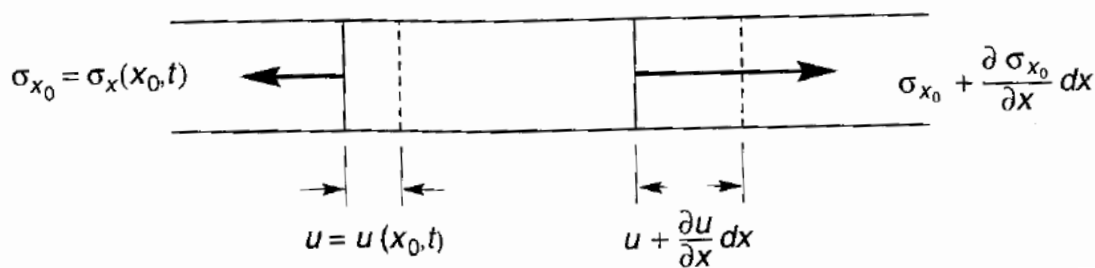
۲-۵-۱-۱ امواج طولی در یک میله با طول نا محدود

ارتعاش آزاد میله ای محصور به طول بینهایت ، سطح مقطع A ، مدول یانگ E ، ضریب پواسون ν و دانسیته ρ که در شکل (۲-۱۱) نشان داده شده است را در نظر بگیرید. اگر این میله امکان کرنش شعاعی نداشته باشد ، در آن صورت جابجایی ذرات که به وسیله یک موج طولی تولید می شود بایستی به موازات محور میله باشد. فرض نمایید که صفحات مقطع عرضی میله به صورت صفحه باقیمانده و تنش ها به صورت یکنواخت در روی هر صفحه توزیع شده باشند. هم چنان که یک موج تنش در امتداد میله حرکت می کند و از اجزا کوچکی که در شکل (۲-۱۲) نشان داده شده عبور نماید، تنش محوری در انتهای چپ المان $x = x_0$ برابر σ_{x_0} خواهد شد. در انتهای راست $x = x_0 + dx$ تنش محوری برابر $(\partial \sigma_x / \partial x)$ خواهد بود. در این صورت تعادل دینامیکی المان مستلزم آنست که:

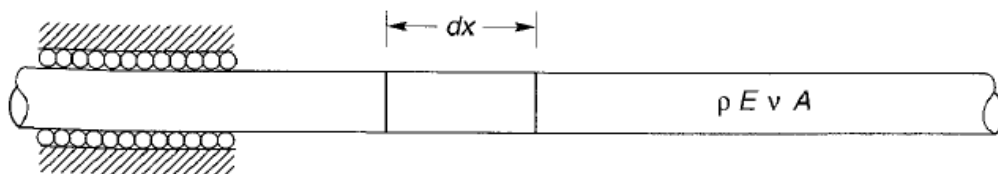
$$\left(\sigma_{x_0} + \frac{\partial \sigma_{x_0}}{\partial x} dx \right) A - \sigma_{x_0} A = \rho A dx \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (16-2)$$

که در آنجا u تغییر مکان در جهت x می باشد. این به سادگی مبین آن است که نیروهای نامتعادل خارجی موثر بر دو انتهای المان بایستی مساوی نیروی داخلی ناشی از اثرات شتاب بر جرم المان باشد. در این صورت به سادگی معادله یک بعدی حرکت به دست خواهد آمد:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (17-2)$$



شکل (۱۳-۲) میله محصور نشده نامحدود برای انتشار امواج یک بعدی [۱]



شکل (۱۴-۲) تنش ها و تغییر مکانها در دو انتهای یک المان به طول dx و سطح مقطع A [۱]

در این شکل معادله حرکت برای هر رفتار تنش-کرنش متغیر است ولی مستقیماً قابل حل نمی باشد. زیرا تداخل تنش ها با تغییر شکل ها اتفاق می افتد. جهت ساده کردن معادله حرکت، طرف چپ آن را می توان با استفاده از روابط تنش-کرنش بر حسب تغییر مکان نوشت، $\sigma_x = M \varepsilon_x$ که در آن مدول مهار شدگی $M = \{(1-\nu)[(1+\nu)(1-2\nu)]\} E$ و رابطه تغییر مکان-کرنش $\varepsilon_x = \partial u / \partial x$

می باشد. این جایگزینی اجازه می دهد که معادله یک بعدی حرکت به شکل آشنای معادله یک بعدی انتشار موج در یک میله محصور در آید:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{M}{p} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (18-2)$$

معادله یک بعدی انتشار امواج به این شکل نیز قابل ارائه می باشد:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = V_p^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (19-2)$$

که در آن V_p سرعت انتشار موج می باشد. در این حالت موج با سرعت $V_p = \sqrt{M/\rho}$ حرکت خواهد کرد. توجه به این نکته لازم است که سرعت انتشار موج تنها وابسته به خواص مصالح میله بوده (سختی و دانسیته) و از دامنه و شدت امواج تنش مستقل می باشد.

سرعت انتشار موج با افزایش سختی و کاهش دانسیته مصالح افزایش می یابد. سرعت انتشار موج یک خاصیت فوق العاده مهم مصالح می باشد که شدیداً وابسته به پدیده های دینامیک خاک و ژئوتکنیک لرزه ای می باشد.

سرعت انتشار موج، سرعتی است که یک موج تنش با آن سرعت در امتداد میله حرکت می کند. این با سرعت ذرات که در داخل میله با عبور موج به حرکت در می آیند یکسان نمی باشد. با توجه به اینکه $\partial u = \varepsilon \partial x$ (از روابط تنش - کرنش)، $\varepsilon_x = \sigma_x / M$ (از روابط تنش - کرنش) و $\partial x = V_m \partial t$ (از تعریف سرعت انتشار موج) می باشد، سرعت ذرات، \dot{u} به این صورت قابل ارائه است.

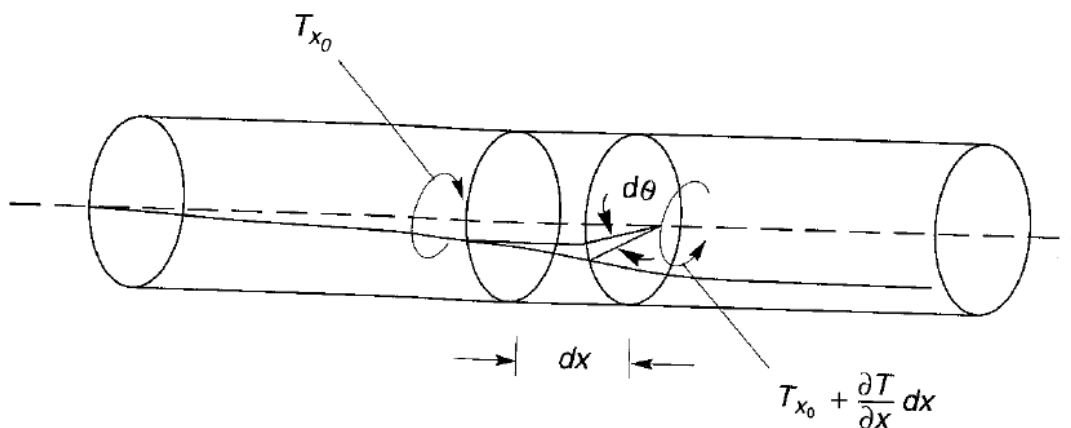
$$\dot{u} = \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\varepsilon_x \partial x}{\partial t} = \frac{\sigma_x V_m \partial t}{M \partial t} = \frac{\sigma_x V_m}{M} = \frac{\sigma_x}{\rho V_m^2} V_m = \frac{\sigma_x}{\rho V_m} \quad (20-2)$$

معادله بالا نشان می دهد که سرعت ذرات متناسب با تنش محوری در میله می باشد. ضریب تناسب ρV_m ، امیدانس مخصوص مصالح نامیده می شود. امیدانس مخصوص خاصیت مهم دیگری است که رفتار امواج در مرزها را تحت تاثیر قرار می دهد.

۲-۱-۵-۲ امواج پیچشی در یک میله با طول نامحدود

امواج پیچشی مربوط به چرخش یک میله حول محور خودش می باشد. در صورتی که در مورد امواج طولی، جهت حرکت ذرات، در جهت انتشار امواج قرار داشت برای امواج پیچشی، حرکت ذرات به صفحاتی عمود بر انتشار امواج محدود می گردد. تدوین معادله انتشار امواج برای ارتعاشات پیچشی، دقیقا از همان مراحل که برای ارتعاشات طولی مطرح شد، تبعیت می کند. قطعه کوچکی از یک میله استوانه ای که در شکل (۱۵-۲) نشان داده شده است را هنگامی که موج پیچشی با گشتاور معادل T که در امتداد آن حرکت می کند، در نظر بگیرید. شرایط تعادل دینامیکی ایجاب می کند که گشتاور نامتعادل خارجی مساوی گشتاور اینرسی باشد: [۱]

$$\left[T_{x_0} + \frac{\partial T}{\partial x} dx \right] - T_{x_0} = \rho J dx \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} \quad (2-15)$$



شکل (۱۵-۲) گشتاور زاویه ای چرخش در دو انتهای قطعه ای به طول dx و سطح مقطع A [۱]

که در آن J ممان اینرسی قطبی میله حول محورش می باشد. این معادله تعادل می تواند به شکل ساده تری به عنوان معادله حرکت در آید:

$$\frac{\partial T}{\partial x} = \rho J \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} \quad (22-2)$$

اکنون با استفاده از رابطه گشتاور-چرخش زاویه ای خواهیم داشت:

$$T = GJ \frac{\partial \theta}{\partial x} \quad (23-2)$$

که G مدول برشی میله می باشد. معادله موج پیچشی به صورت زیر نیز قابل بیان است:

$$\frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho} \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} = V_s^2 \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} \quad (24-2)$$

که در آن $V_s = \sqrt{G/P}$ سرعت انتشار امواج پیچشی می باشد. شایان توجه است که شکل معادله موج برای امواج پیچشی شبیه معادله ایست که برای امواج طولی به دست آمد، لیکن سرعت های انتشار امواج متفاوت می باشند. سرعت انتشار موج در مورد تغییر شکل ایجاد شده توسط امواج هم به سختی میله و هم به دانسیته مصالح بستگی دارد، لیکن از دامنه شدت امواج تنش مستقل می باشد. حال به بررسی انواع مختلف حل معادله موج که یک معادله دیفرانسیل جزئی می باشد پرداخته می شود.

۲-۶ معادله دیفرانسیل جزئی

معادلات دیفرانسیل جزئی (Partial Differential Equation) که به اختصار به آنها PDE گفته می شود نقش مهمی در توصیف پدیده ها در زمینه های مختلف علوم ایفا می کنند. معادلات دیفرانسیل

جزیی مانند معادلات دیفرانسیل معمولی دارای جوابی هستند که در معادله صدق می کند ولی این نکته باید در نظر گرفته شود که یک معادله دیفرانسیل ممکن است جواب های متعدد داشته باشد [۳۰].

۲-۶-۱ حل معادله یک بعدی موج

یکی از مهم ترین معادلات دیفرانسیل جزئی درجه دوم معادله یک بعدی موج می باشد که در معادله (۲-۲۵) نمایش داده شده است [۳۱].

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = V^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (2-25)$$

که در آن V سرعت انتشار موج متناظر با موج تنش مربوطه می باشد جواب چنین معادله ای به صورت زیر خواهد بود:

$$u(x, t) = f(Vt - x) + g(Vt + x) \quad (2-26)$$

که در آن f و g می توانند توابعی اختیاری از $(Vt - x)$ و $(Vt + x)$ باشند تا معادله موج یک بعدی را ارضا نمایند. شایان توجه است که قدرمطلق f مادام که x با زمان افزایش می یابد (در سرعت V) و قدرمطلق g مادام که x با زمان کاهش می یابد، ثابت می ماند. بنابراین جواب معادله موج مبین موج تغییر مکانی $f(Vt - x)$ است که با سرعت V در جهت مثبت x حرکت نموده و معرف موج دیگری $g(Vt + x)$ است که با همان سرعت در جهت منفی x حرکت می نماید. این جواب همچنین دلالت بر آن دارد که شکل امواج با موقعیت یا زمان تغییر نخواهد کرد.

اگر تنش یکنواخت و هماهنگی به معادله $\sigma_{(t)} = \sigma_0 \cos \omega t$ به میله وارد شود که در آن σ_0 دامنه موج تنش و ω فرکانس دورانی بار اعمال شده باشد، در این صورت جواب معادله حرکت با استفاده از عدد موج $k = \omega/V$ به شکل زیر قابل بیان است:

$$u(x, t) = A \cos(\bar{\omega}t - kx) + B \cos(\bar{\omega}t - kx) \quad (27-2)$$

که در آن \bar{T} پریود بار اعمال شده می باشد. شایان توجه است که در یک فرکانس مشخص طول موج با افزایش سرعت انتشار امواج، افزایش می یابد معادله بالا نشان می دهد که عدد موج وابسته به طول موج است، همچنان که فرکانس دورانی وابسته به پریود ارتعاش می باشد. برای موجی که به تنهایی در جهت x منتشر می شود ($B=0$)، اگر از رابطه $u(x, t)$ نسبت به x و t مشتق دوم گرفته شود و در معادله موج جایگذاری شود، عبارت حاصل می شود:

$$-\bar{\omega}^2 A \cos(\bar{\omega}t - kx) = -V^2 k^2 A \cos(\bar{\omega}t - kx) \quad (28-2)$$

در این صورت معادله حرکت موج به صورت زیر می شود:

$$u(x, t) = Ce^{i(\bar{\omega}t - kx)} + De^{i(\bar{\omega}t + kx)} \quad (29-2)$$

۲-۶-۲ حل معادلات دیفرانسیل با استفاده از تقریب پاده

روش های عددی مختلفی برای حل معادله موج (معادله هذلولوی مرتبه دوم) با شرایط مرزی متفاوت ارائه داده می شود. در این روش ها معادله با مشتقات جزئی مورد نظر با استفاده از تکنیک جداسازی معادله بر حسب متغیر زمان، به یک دستگاه معادله دیفرانسیل معمولی تبدیل می شود. روش دیگر حل معادله موج استفاده از تقریب پاده می باشد. تقریب پاده بهترین تقریب یک تابع با یک تابع گویا از مرتبه معین است. با این تکنیک، سری توانی تقریب، با سری توانی تابعی که آن را تقریب زده می شود، مطابقت دارد. تقریب پاده برای محاسبه تقریبی تابع نمایی ماتریسی موجود که در جواب معادله دیفرانسیل معمولی ایجاد شده، استفاده می شود و هم چنین خطا و پایداری آن نیز بررسی می گردد. با استفاده از روش جداسازی (تبدیل تقریب پاده به کسرهای جزئی) الگوریتم موازی برای حل معادله دیفرانسیل معمولی مطرح می شود و تعداد عملیات روش های سریال و موازی مقایسه می گردد. این

تکنیک در سال ۱۸۹۰ توسط هنری پاده (Henri Padé) توسعه داده شد. اغلب اوقات تقریب پاده تقریب بهتری در مقایسه با قطع کردن سری تیلور بدست می‌دهد و حتی وقتی که سری تیلور همگرا نباشد تقریب پاده ممکن است کارایی داشته باشد [۳۲].

تقریب گویا برای تابع $f(x)$ روی فاصله $[a, b]$ از خارج قسمت دو چند جمله ای $P_N(x)$ و $Q_M(x)$ به ترتیب از درجه M ، N به صورت زیر به دست می‌آید.

$$R_K(x) = R_{M,N}(x) = \frac{P_N(x)}{Q_M(x)} = \frac{a_0 + a_1x + \dots + a_Nx^N}{b_0 + b_1x + \dots + b_Mx^M} \quad (30-2)$$

درجه تقریب را با مجموع درجه چند جمله ای های $P_N(x)$ ، $Q_M(x)$ یعنی $K = M + N$ تعریف می‌کنیم برای محاسبه $R_{M,N}(x)$ باید $K + 2$ پارامتر $a_0, \dots, a_N, b_0, \dots, b_M$ را به دست آورد. روش های مختلفی برای محاسبه آن ها وجود دارد که یکی از این روش ها، روشی است که توسط پاده (Pade) ارائه شد. در این تقریب $K + 2$ پارامتر به صورت زیر محاسبه می‌شود ابتدا b_0 را برابر یک فرض می‌شود و سپس $K + 1$ پارامتر دیگر را به دست می‌آید به طوری که:

$$f^{(s)}(0) = R_K^{(s)}(0) \quad S=0,1,\dots,k \quad (31-2)$$

و برای محاسبه از بسط مک لورن تابع $f(x)$ استفاده می‌شود یعنی:

$$f(x) = c_0 + c_1x + c_2x^2 + \dots = \sum_{j=0}^{\infty} c_j x^j \quad (32-2)$$

و خطای محاسبه $f(x) - R_K(x)$ محاسبه می‌شود.

$$Z(x) = f(x) - R_K(x) = f(x)Q_M(x) - P_N(x) \quad (33-2)$$

$$\left(\sum_{j=0}^{\infty} c_j x^j \right) \left(\sum_{j=0}^M b_j x^j \right) - \sum_{j=0}^N a_j x^j = \sum_{j=k-1}^{\infty} d_j x^j \quad (34-2)$$

با توجه به رابطه (۱) کمترین درجه چند جمله ای $Z(x)$ ، $K + 1$ است با متحد قرار دادن ضرایب جملات با درجه کمتر از $K + 1$ در طرفین رابطه بالا K معادله زیر به دست می آید.

$$c_0 - a_0 = 0$$

$$b_1 c_0 - c_1 - a_1 = 0$$

$$b_2 c_0 + b_1 c_1 + c_2 - a_2 = 0$$

$$b_3 c_0 + b_2 c_1 + b_1 c_2 + c_3 - a_3 = 0$$

.

.

.

$$b_N c_0 + b_{N-1} c_1 + \dots + c_N - a_N = 0 \quad (۳۵-۲)$$

9

$$b_M c_{N-M+1} + b_{M-1} c_{N-M+2} + \dots + b_1 c_N + c_{N+1} = 0$$

$$b_M c_{N-M+2} + b_{M-1} c_{N-M+3} + \dots + b_1 c_{N+1} + c_{N+2} = 0$$

.

.

.

$$b_M c_N + b_{M-1} c_{N+1} + \dots + b_1 c_{N+M-1} + c_{N-M} = 0 \quad (۳۶-۲)$$

۲-۶-۱-۲ حل عددی معادله موج با تقریب پاده

معادله موج (معادله هذلولوی مرتبه دوم یک بعدی) به صورت زیر است [۳۲]:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = 0 \quad 0 \leq x \leq X, \quad t \geq 0 \quad (۳۷-۲)$$

با شرایط اولیه

$$u(x,0) = f(x), \quad \frac{\partial u}{\partial t}(x,0) = g(x), \quad 0 \leq x \leq X \quad (38-2)$$

و شرایط مرزی

$$u(0,t) = u(X,t) = 0 \quad t \geq 0 \quad (39-2)$$

فاصله $[0, X]$ را به $K+1$ قسمت مساوی با اندازه گام h تقسیم می شود:

$$(K+1)h = X, \quad x_i = ih, \quad i=0,1,\dots,K \quad (40-2)$$

و طول گام متغیرزمان را l در نظریه گیریم پس $t_n = nl$ که $n = 0,1,2,\dots$

را با عملگر تفاضلات مرکزی تقریب زده می شود.

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{u(x-h,t) - 2u(x,t) + u(x+h,t)}{h^2} + O(h^2) \quad (41-2)$$

با جای گذاری در معادله موج و قرار دادن نقاط داخلی شبکه در آن، معادله دیفرانسیل معمولی زیر با

شرایط اولیه داده شده، ایجاد می شود:

$$u_{,t}''(t) = c^2 A U(t), U(0) = f, U_{,t}' = g \quad (42-2)$$

و در آن A ماتریس مرتبه K به صورت $A = h^{-2} \text{trid}(1, -2, 1)$ است. هم چنین $f(t)$ و g

بردارهایی از مرتبه K به صورت زیر می باشند.

$$U(t) = [u(x_1,t), u(x_2,t), \dots, u(x_K,t)]^T \quad (43-2)$$

$$g = [g(x_1), g(x_2), \dots, g(x_K)]^T \quad (44-2)$$

$$f = [f(x_1), f(x_2), \dots, f(x_k)]^T \quad (45-2)$$

از طرفی جواب معادلات دیفرانسیل معمولی از نوع $y'' - a^2 y = 0$ با شرایط $y(0) = c$ و $y'_x(0) = d$ به صورت زیر است:

$$y(x) = \frac{ca+d}{2a} e^{ax} + \frac{ca-d}{2a} e^{-ax} \quad (46-2)$$

فرم ماتریس آن با فرض $A = B^2$ به شکل زیر است:

$$U(t) = \frac{1}{2} \left(f + \frac{1}{c} B^{-1} g \right) \exp(ctB) + \frac{1}{2} \left(f - \frac{1}{c} B^{-1} g \right) \exp(-ctB) \quad (47-2)$$

می توان ثابت کرد رابطه فوق جواب مناسبی برای معادله دیفرانسیل بالا است.

$$\exp(ctB) = I + ctB + \frac{c^2}{2!} t^2 B^2 + \dots \quad (48-2)$$

$$\exp(-ctB) = I - ctB + \frac{c^2}{2!} t^2 B^2 + \dots \quad (49-2)$$

از هریک از توابع فوق دو بار مشتق گرفته می شود:

$$\frac{d^2}{dt^2} \exp(ctB) = c^2 B^2 + c^3 B^3 t + \dots \quad (50-2)$$

$$\frac{d^2}{dt^2} \exp(-ctB) = c^2 B^2 - c^3 B^3 t + \dots \quad (51-2)$$

سمت راست معادله با توجه به بسط های داده شده محاسبه می شوند.

$$c^2 AU(t) = c^2 B^2 \left[\frac{1}{2} \left(f + \frac{1}{c} B^{-1} g \right) \left(I + ctB + \frac{c^2}{2!} t^2 B^2 + \dots \right) + \frac{1}{2} \left(f - \frac{1}{c} B^{-1} g \right) \left(I - ctB + \frac{c^2}{2!} t^2 B^2 + \dots \right) \right]$$

$$= \frac{1}{2} \left(f + \frac{1}{c} B^{-1} g \right) (c^2 B^2 + c^3 B^3 t + \dots) + \frac{1}{2} \left(f - \frac{1}{c} B^{-1} g \right) (c^2 B^2 - c^3 B^3 t + \dots)$$

$$= \frac{d^2}{dt^2} U(t) = \frac{1}{2} \left(f + \frac{1}{c} B^{-1} g \right) \frac{d^2}{dt^2} \exp(ctB) + \frac{1}{2} \left(f - \frac{1}{c} B^{-1} g \right) \frac{d^2}{dt^2} \exp(-ctB) \quad (52-2)$$

بنابراین $U(t)$ جواب معادله دیفرانسیل معمولی است [32].

۳-۶-۲ حل دالامبر برای معادلات موج

فرض کنید $f(x-at)$ تابعی دارای مشتق دوم باشد آنگاه بنا به قاعده زنجیری: [31]

$$\frac{\partial f(x-at)}{\partial t} = -af'(x-at) \quad (53-2)$$

$$\frac{\partial^2 f(x-at)}{\partial t^2} = a^2 f''(x-at) \quad (54-2)$$

$$\frac{\partial f(x-at)}{\partial x} = f'(x-at) \quad (55-2)$$

$$\frac{\partial^2 f(x-at)}{\partial x^2} = f''(x-at) \quad (56-2)$$

با توجه به این قواعد واضح است که رابطه $u = f(x-at)$ در معادله موج صدق می کند.

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = a^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (57-2)$$

به همین ترتیب رابطه $u = g(x+at)$ نیز در معادله موج صادق خواهد بود لذا جواب کلی معادله

موج را می توان به صورت زیر نوشت:

$$u = f(x-at) + g(x+at) \quad (58-2)$$

جوابی قابل قبول است که در شرایط اولیه صدق کند. لذا فرض کنید:

$$u(x,0) = \varphi(x) \quad (59-2)$$

$$\left. \frac{\partial u}{\partial t} \right|_{x,0} = \theta(x) \quad (60-2)$$

لذا در معادله موج شرایط اولیه عبارتست از:

$$u(x, 0) = \varphi(x) \rightarrow u(x, 0) = \varphi(x) = f(x) + g(x) \quad (61-2)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} \Big|_{x,0} = \theta(x) \rightarrow \frac{\partial u}{\partial t} \Big|_{x,0} = \theta(x) = -af'(x) + ag'(x) \quad (62-2)$$

$$\int_{x_0}^x \theta(S) dS = -a(f(x) - f(x_0)) + a(g(x) - g(x_0)) \quad (63-2)$$

برای برقراری شرایط اولیه باید:

$$-f(x) + g(x) = \frac{1}{a} \int_{x_0}^x \theta(S) dS - f(x_0) + g(x_0) \quad (64-2)$$

در نتیجه جواب معادله به صورت زیر خواهد بود:

$$u(x, t) = \frac{\varphi(x - at) + \varphi(x + at)}{2} + \frac{1}{2a} \int_{x-at}^{x+at} \theta(S) dS \quad (65-2)$$

۲-۶-۴ روش جدایی متغیرها

روش جدایی متغیرها برای حل معادلات پاره ای خطی و همگن با شرایط مرزی مذکور به کار می

رود [۳۳]. (۴ ضریب به کار رفته مقادیر ثابت هستند).

$$\begin{cases} c_1 u_x(0, t) + c_2 u(0, t) = 0 \\ c_3 u_x(1, t) + c_4 u(1, t) = 0 \end{cases} \quad (66-2)$$

برای حل معادله موج با روش تفکیک متغیرها می توان از روند زیر استفاده نمود.

$$\begin{cases} \ddot{T} + \lambda^2 \alpha^2 T = 0 \\ X'' + \lambda^2 X = 0 \end{cases} \quad (67-2)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(t) = A \sin(\alpha \lambda t) + B \cos(\alpha \lambda t) \\ X(x) = C \sin(\lambda x) + D \cos(\lambda x) \end{cases} \quad (68-2)$$

$$\Rightarrow u(x, t) = [A \sin(\alpha \lambda t) + B \cos(\alpha \lambda t)] [C \sin(\lambda x) + D \cos(\lambda x)] \quad (۶۹-۲)$$

حال جواب بالا در شرایط مرزی قرار می گیرند:

$$u(0, t) = 0 \Rightarrow D = 0 \quad (۷۰-۲)$$

$$u(l, t) = 0 \Rightarrow \sin \lambda l = 0 \Rightarrow \lambda_n = \frac{n\pi}{l} \quad n=0, 1, 2, \dots \quad (۷۱-۲)$$

$$u_n(x, t) = \left[a_n \sin\left(\frac{n\pi\alpha t}{l}\right) + b_n \cos\left(\frac{n\pi\alpha t}{l}\right) \right] \sin\left(\frac{n\pi x}{l}\right) \quad (۷۲-۲)$$

حال عبارت به دست آمده در شرایط اولیه قرار می گیرند:

$$u(x, t) = \sum_{n=1}^{\infty} u_n(x, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \left[a_n \sin\left(\frac{n\pi\alpha t}{l}\right) + b_n \cos\left(\frac{n\pi\alpha t}{l}\right) \right] \sin\left(\frac{n\pi x}{l}\right) \quad (۷۳-۲)$$

$$u(x, 0) = f(x) \Rightarrow \sum_{n=1}^{\infty} b_n \sin\left(\frac{n\pi x}{l}\right) = f(x) \quad (۷۴-۲)$$

$$u_t(x, 0) = g(x) \Rightarrow \sum_{n=1}^{\infty} a_n \left(\frac{n\pi\alpha}{l}\right) \sin\left(\frac{n\pi x}{l}\right) = g(x) \quad (۷۵-۲)$$

با استفاده از روابط بسط نیم دامنه ای فوریه مقادیر a_n و b_n به صورت زیر محاسبه خواهند شد:

$$a_n = \frac{2}{n\pi\alpha} \int_0^l g(x) \sin\left(\frac{n\pi x}{l}\right) dx \quad (۷۶-۲)$$

$$b_n = \frac{2}{l} \int_0^l f(x) \sin\left(\frac{n\pi x}{l}\right) dx \quad (۷۷-۲)$$

با جایگذاری a_n و b_n در رابطه (۸۲-۲) جواب نهایی به دست می آید.

فصل سوم

کاربرد آنالیز موجکی در حل

معادلات دیفرانسیل

۳-۱ حل معادلات دیفرانسیل توسط موجک هار

۳-۱-۱ آنالیز موجکی

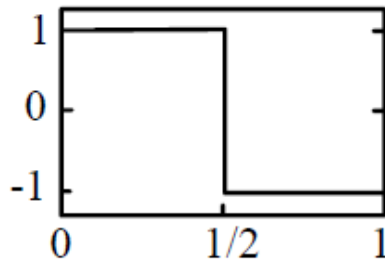
ایده ی نمایش یک تابع برحسب مجموعه ی کاملی از توابع اولین بار توسط ژوزف فوریه ریاضیدان و فیزیکدان، بین سال های ۱۸۰۲ - ۱۸۰۶ طی رساله ای در آکادمی علوم راجع به انتشار حرارت، برای نمایش توابع به کار گرفته شد. در واقع برای آنکه تابع $F(x)$ به شیوه های ساده و فشرده نمایش داده شود، فوریه ثابت کرد که می توان از محورهای استفاده کرد که به کمک مجموعه ای نامتناهی از توابع، شبیه سینوس ساخته می شوند. به عبارت دیگر فوریه نشان داد که تابع $F(x)$ را می توان به وسیله ی حاصل جمع بینهایت تابع سینوسی و کسینوسی نمایش داد. پایه های فوریه به صورت ابزارهایی اساسی، با کاربردهای فوق العاده متواتر در علوم، در آمده اند. زیرا برای نمایش انواع متعددی از توابع و در نتیجه کمیت های فیزیکی فراوان به کار می روند. با گذشت زمان ضعف پایه های فوریه نمایان شد مثلا دانشمندان پی بردند پایه های فوریه و نمایش سینوس وار توابع در مورد سیگنال های پیچیده نظیر تصاویر، نه تنها ایده آل نیستند بلکه از شرایط مطلوب هم دورند. به عنوان مثال به شکل کارآمدی قادر به نمایش ساختارهای گذرا نظیر مرزهای موجود در تصاویر نیستند. همچنین آنها متوجه شدند تبدیل فوریه فقط برای توابع پایه مورد استفاده قرار می گیرد و برای توابع غیر پایه کار آمد نیست.

در سال ۱۹۰۹ Haar اولین کسی بود که به موجکها اشاره کرد. در سال ۱۹۳۰ ریاضیدانان به قصد تحلیل ساختارهای تکین موضوعی به فکر اصلاح پایه های فوریه افتادند. بعد از آن در سال ۱۹۷۰ یک ژئوفیزیکدان فرانسوی به نام Mvrlh متوجه شد که پایه های فوریه بهترین ابزار ممکن در اکتشافات زیر زمینی نیستند، این موضوع منجر به یکی از اکتشافات تبدیل موجک ها گردید. [۳۵]

۳-۱-۲ موجک هار

موجک هار به صورت زیر تعریف می شود [۳۶]:

$$\psi(t) = \begin{cases} 1 & 0 \leq t < 0.5 \\ -1 & 0.5 < t \leq 1 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \quad (۱-۳)$$



شکل (۱-۳) تابع موجک هار [۳۶]

موجک هار به عنوان اولین موجک شناخته می شود. تابع موجک هار اولین بار توسط آلفرد هار ریاضیدان مجارستانی در سال ۱۹۰۹ معرفی شد. موجک های هار ساده ترین موجک، در میان انواع مختلف موجک ها هستند. این موجک ها توابع قطع های پیوسته روی اعداد حقیقی هستند، که می توانند سه مقدار داشته باشند. مشکل اصلی موجک های هار این است که پیوسته نیستند و در نتیجه مشتق پذیر نمی باشند [۳۶].

خانواده موجک هار روی بازه ی $[0,1]$ به صورت زیر تعریف می شود: [۳۶]

$$h_i(x) = \begin{cases} 1 & \alpha \leq x < \beta \\ -1 & \beta \leq x < \gamma \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \quad (۲-۳)$$

به طوری که در آن $\alpha = \frac{k}{m}$ ، $\beta = \frac{k+0.5}{m}$ ، $\gamma = \frac{k+1}{m}$ عدد صحیح $m = 2^j$ ، $j = 0, 1, 2, \dots, J$

شاخص سطح موجک ، $k = 0, 1, 2, \dots, m-1$ پارامتر انتقال ، J سطح بیشینه تجزیه و اندیس i از

فرمول (۳-۳) محاسبه می شود:

$$i = m + k + 1 \quad (3-3)$$

در حالت $m = 1$ ، $k = 0$ طبق فرمول بالا $i = 2$ ، که کمترین مقدار برای i است. بیشترین مقدار

i ، به ازای $j = J$ ، $k = m-1$ به دست می آید ، که $i = 2M = 2^{J+1}$ است. در حالت $i = 1$ برای

هر $t \in [0, 1]$ مقدار $h_1(t) = 1$ فرض می شود.

$$h_1(x) = \begin{cases} 1 & 0 \leq x < 1 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \quad (4-3)$$

برای مثال در حالت $J = 2$ مقادیر تعریف شده در بالا به صورت نمایش داده شده در جدول ذیل می

باشند.

جدول (۱-۳) مقادیر مختلف ماتریس موجک هر بر اساس $j=2$

j	m	k	i	α	β	γ
0	1	0	2	0	1/2	1
1	2	0	3	0	1/4	1/2
1	2	1	4	1/2	3/4	1
2	4	0	5	0	1/8	1/4
2	4	1	6	1/4	3/8	1/2
2	4	2	7	1/2	5/8	3/4
2	4	3	8	3/4	7/8	1

در ادامه شکل ماتریس های ضرایب موجکهای هر برای J های مختلف معرفی می شود. برای این

منظور بازه $[0, 1]$ ، به $2M$ قسمت مساوی با طول هر قسمت $2M$ می شود.

$$t_l = \left(l - \frac{1}{2} \right) \Delta(t) \quad l = 1, 2, 3, \dots, 2M \quad (5-3)$$

اکنون با گسسته سازی توابع h_i توسط نقاط فوق، ماتریس ضرایب موجک های H ، به صورت ذیل معرفی می شود [37]:

$$H(i, l) = h_i(t_l) \quad (6-3)$$

که در آن $H(i, l)$ نماد معرف درایه ی سطر i ام، ستون l ام ماتریس H است. با توجه به مقادیر اندیس های i و l در بالا، ماتریس ضرایب هار ماتریسی $2M \times 2M$ است.

$$h_1(x) = [1, 1, 1, 1] \quad (7-3)$$

$$h_2(x) = [1, 1, -1, -1] \quad (8-3)$$

$$h_3(x) = [1, -1, 0, 0] \quad (9-3)$$

$$h_4(x) = [0, 0, 1, 1] \quad (10-3)$$

بنابراین:

$$H_4(x) = [h_1(x), h_2(x), h_3(x), h_4(x)]^T = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & -1 & -1 \\ 1 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -1 \end{bmatrix}$$

همچنین رابطه $q_i(x)$ به صورت زیر تعریف می شود:

$$q_i(x) = \int_0^x h_i(t) dt \quad (11-3)$$

در مجموعه نقاط، معادله $q_i(x)$ از رابطه $Q(i, l) = q_i(x)$ حاصل می شود که Q یک ماتریس $2M \times 2M$ می باشد. که P_n و H_n را به ترتیب انتگرال و ماتریس ضرایب هار می نامند:

$$Q_n = P_n H_n \quad (12-3)$$

همچنین با توجه به رابطه ی خانواده موجک هار روی یک بازه پیوسته می توان از موجک های هار انتگرال گرفت. برای این منظور عملگر ماتریس انتگرال P که یک ماتریس مربعی $2M \times 2M$ می باشد به این صورت معرفی می شوند:

$$P_{i,1}(x) = \int_0^x h_i(t) dt \quad (13-3)$$

$$P_{i,n+1}(x) = \int_0^x P_{i,n}(t) dt \quad n = 1, 2, 3, 4, \dots \quad (14-3)$$

نتایج زیر از رابطه ی بالا نتیجه می شوند:

$$P_{i,1}(x) = \begin{cases} x - \alpha & x \in [\alpha, \beta) \\ \gamma - x & x \in [\beta, \gamma) \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \quad (15-3)$$

$$P_{i,2}(x) = \begin{cases} \frac{1}{2}(x - \alpha)^2 & x \in [\alpha, \beta) \\ \frac{1}{4m^2} - \frac{1}{2}(\gamma - x)^2 & x \in [\beta, \gamma) \\ \frac{1}{4m^2} & x \in [\gamma, 1) \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \quad (16-3)$$

$$P_{i,3}(x) = \begin{cases} \frac{1}{6}(x - \alpha)^3 & x \in [\alpha, \beta) \\ \frac{1}{4m^2}(x - \beta) - \frac{1}{6}(\gamma - x)^3 & x \in [\beta, \gamma) \\ \frac{1}{4m^2}(x - \beta) & x \in [\gamma, 1) \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \quad (17-3)$$

$$P_{i,4} = \begin{cases} \frac{1}{24}(x-\alpha)^4 & x \in [\alpha, \beta) \\ \frac{1}{8m^2}(x-\beta)^2 - \frac{1}{24}(\gamma-x)^4 + \frac{1}{192m^4} & x \in [\beta, \gamma) \\ \frac{1}{8m^2}(x-\beta)^2 + \frac{1}{192m^4} & x \in [\gamma, 1) \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \quad (18-3)$$

برای مثال شکل ماتریس های ضرایب موجک های هار و انتگرال های آنها برای $J = 1, 2, 3$ به صورت ذیل است:

$$H = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & -1 & -1 \\ 1 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -1 \end{bmatrix}$$

$$P_{i,1} = \frac{1}{8} \begin{bmatrix} 1 & 3 & 5 & 6 \\ 1 & 3 & 3 & 1 \\ 1 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

$$H = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & -1 & -1 & -1 & -1 \\ 1 & 1 & -1 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 1 & -1 & -1 \\ 1 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -1 \end{bmatrix}$$

$$P_{i,2} = \frac{1}{16} \begin{bmatrix} 1 & 3 & 5 & 7 & 9 & 11 & 13 & 15 \\ 1 & 3 & 5 & 7 & 7 & 5 & 3 & 1 \\ 1 & 3 & 3 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 3 & 3 & 1 \\ 1 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

$$H = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & -1 & -1 & -1 & -1 & -1 & -1 & -1 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & -1 & -1 & -1 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & -1 & -1 & -1 & -1 & -1 & -1 \\ 1 & 1 & -1 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 1 & -1 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 1 & -1 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 1 & -1 \\ 1 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$P_{i,3} = \frac{1}{2!} \frac{1}{32^2} \begin{bmatrix} 1 & 3^2 & 5^2 & 7^2 & 9^2 & 11^2 & 13^2 & 15^2 & 17^2 & 19^2 & 21^2 & 23^2 & 25^2 & 27^2 & 29^2 & 31^2 \\ 1 & 3^2 & 5^2 & 7^2 & 9^2 & 11^2 & 13^2 & 15^2 & 287 & 343 & 391 & 431 & 463 & 487 & 503 & 511 \\ 1 & 3^2 & 5^2 & 7^2 & 79 & 103 & 119 & 127 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 3^2 & 5^2 & 7^2 & 79 & 103 & 119 & 127 \\ 1 & 3^2 & 23 & 31 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 3^2 & 23 & 31 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 3^2 & 23 & 31 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 3^2 & 23 & 31 \\ 1 & 7 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 7 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 7 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 7 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 7 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 7 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 7 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 7 \end{bmatrix}$$

همچنین تمام موجک های هار با یکدیگر متعامد هستند:

$$\int_0^1 h_i(x) h_l(x) dx = \begin{cases} 2^{-j} & i=2^j + k \\ 0 & i \neq 1 \end{cases} \quad (19-3)$$

بنابراین ساختار آنها یک مبنای تبدیل بسیار خوب را ایجاد می کند. هر معادله درجه دو انتگرال پذیر $y(x)$ در فاصله $[0,1]$ می تواند بوسیله سری های هار به صورت زیر بسط داده شود:

$$y(x) = \sum_{i=1}^{\infty} c_i h_i(x) \quad (20-3)$$

ضرایب c_i را می توان به صورت زیر تعریف نمود:

$$C_0 = \int_0^1 y(x) h_0(x) dx \quad (21-3)$$

$$C_i = 2^j \int_0^1 y(x) h_i(x) dx \quad (22-3)$$

که $i = 2^j + K$ ، $j \geq 0$ ، $0 \leq K < 2^j$ و $x \in [0,1]$ به طوری که میزان خطا از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$\varepsilon = \int_0^1 [y(x) - \sum_{i=1}^m c_i h_i(x)]^2 dx \quad (23-3)$$

به طوری که $m = 2^j$ و $j = 0, 1, 2, \dots$ می باشد. اگر $y(x)$ تابعی به صورت قطعه ای باشد یا در طول هر زیر مجموعه به صورت تقریبی وجود داشته باشد می توان آن را به صورت زیر بازنویسی نمود:

$$y(x) \cong \sum_{i=1}^m c_i h_i(x) = C_m^T h_m(x) \quad (24-3)$$

به طوری که ضرایب C_m^T و بردارهای تابع هار $h_m(x)$ به صورت زیر تعریف می شوند که در آن ها T ترنسپوز می باشد.

$$C_m^T = [C_1, C_2, C_3, \dots, C_m] \quad (25-3)$$

$$h_m(x) = [h_1(x), h_2(x), h_3(x), \dots, h_m(x)]^T \quad (26-3)$$

و در نهایت با استفاده از روابط فوق و با ساده سازی معادله اصلی و با استفاده از نرم افزارهای مربوطه کد نویسی شده و معادله حل خواهد شد.

فصل چہارم

حل معادلہ موج بہ کمک

موجک ہار

۱-۴ مقدمه

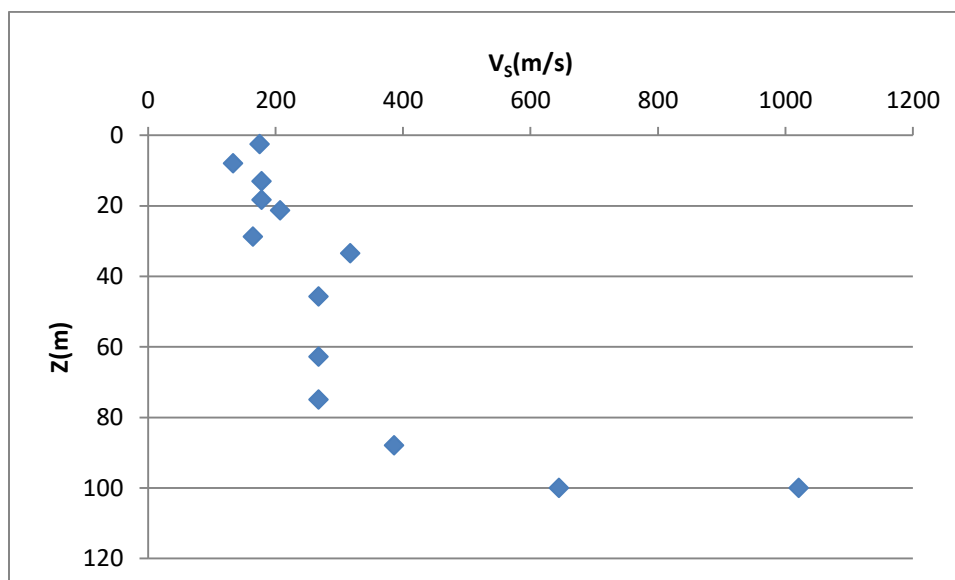
در این پژوهش سعی شده است با استفاده از داده های واقعی اثر متغیر بودن سرعت موج برشی به صورت تابعی غیر خطی نسبت به عمق بر پاسخ زمین مورد تجزیه و تحلیل قرار گیرد و به این منظور از داده های سایت های Treasure Island و Gilroy که در گزارش EPRI [۳۴] آمده است، معادله موج با استفاده از تبدیل موجک هار حل شده و سپس نتایج به دست آمده از این تحلیل با نتایج حاصل از نرم افزار Deepsoil مورد مقایسه قرار می گیرد.

۲-۴ سایت Treasure Island

سایت اول شامل یک پروفیل خاکی مربوط به منطقه Treasure Island به عمق ۱۰۰ متر می باشد که بر روی یک بستر سنگی الاستیک قرار گرفته است، که سرعت موج برشی و کرنش برشی با توجه به عمق در هر لایه متغیر می باشد. همچنین زلزله اعمالی به این پروفیل خاکی زلزله Yerba Buena که در سال ۱۹۰۶ به وقوع پیوست، می باشد. مشخصات ژئوتکنیکی این پروفیل خاکی در جدول (۱-۴) آمده است. [۳۴]

جدول (۱-۴) مشخصات ژئوتکنیکی پروفیل خاکی چند لایه مربوط به منطقه Treasure Island [۳۴]

Z(m)	V_s (m/s)	type	γ (KN/m ³)
2.50	175.26	sand	18.84
8.00	133.5024	sand	18.84
13.10	177.8599	sand	18.84
18.29	177.8599	sand	17.27
21.33	207.264	sand	17.27
28.80	164.592	sand	17.27
33.53	317.2968	sand	17.898
45.73	267.3096	clay	17.898
62.79	267.3096	clay	20.096
74.99	267.3096	clay	18.055
88.00	385.8768	clay	18.055
100.00	644.652	sand	18.055



شکل (۴-۱) پروفیل V_s منطقه Treasure Island

بعد از ترسیم نمودار برآزش تغییرات سرعت موج برشی بر حسب عمق ، معادله برآزش با بیشترین مقدار R^2 را انتخاب کرده و مقادیر V_s تا عمق ۱۰۰ متر با توجه به معادله به دست آمده محاسبه می شود.

معادله منحنی برآزش فوق به صورت ذیل می باشد:

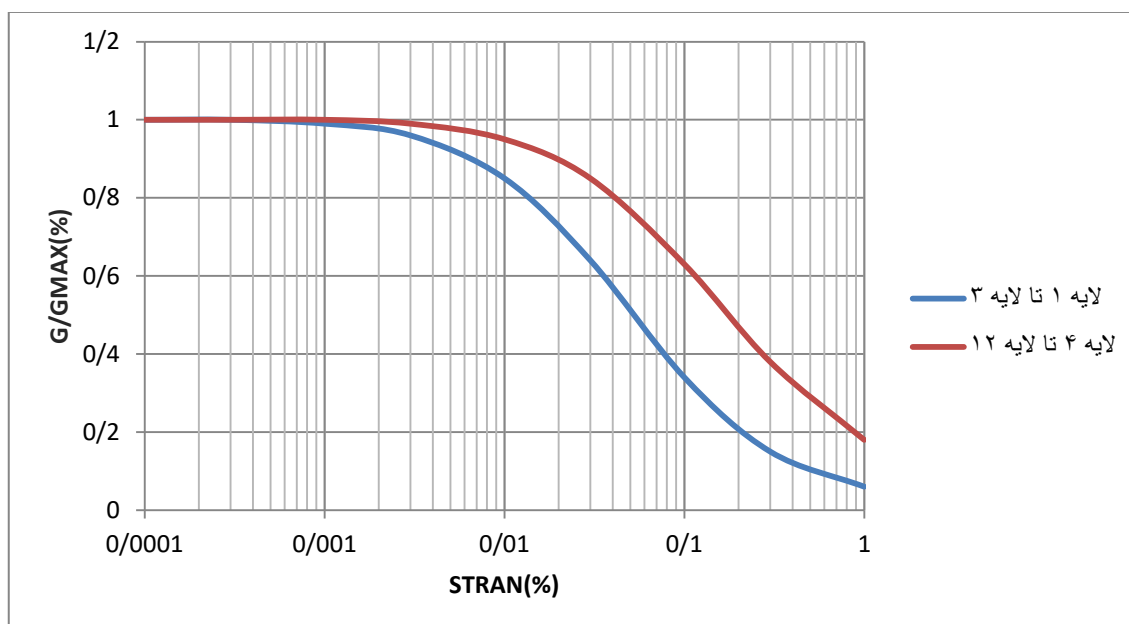
$$V_s = 0.002Z^3 - 0.2438Z^2 + 9.9264Z + 99.154 \quad R^2 = 0.8997 \quad (۴-۱)$$

برای اعمال رفتار غیر خطی خاک با توجه به اینکه هر لایه از پروفیل خاکی در چه عمقی قرار می گیرد، منحنی کاهش کرنش برشی و میرایی لایه های خاک از جدول (۴-۲) به دست می آید که در شکل های (۴-۲) و (۴-۳) قابل مشاهده است.

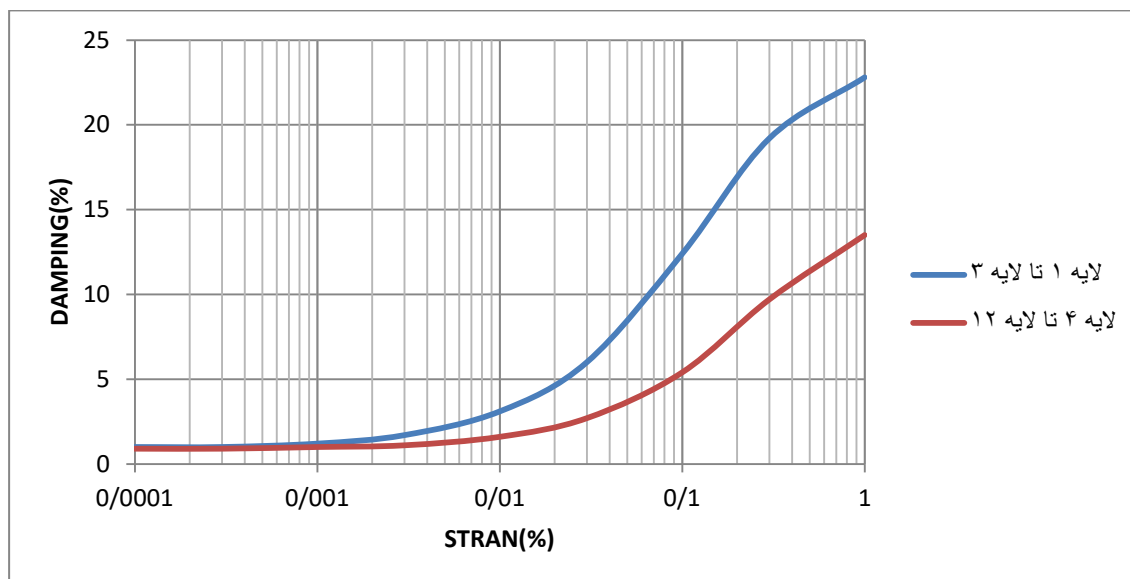
جدول (۲-۴) منحنی های کاهنده و میرایی مربوط به منطقه Treasure Island [۳۴]

Strain (%)	G/G_{MAX} (0-13.41 m)	G/G_{MAX} (+39.62 m)
1.0E-4.0	1.00	1.00
1.0E-3.5	1.00	1.00
1.0E-3.0	0.99	1.00
1.0E-2.5	0.96	0.99
1.0E-2.0	0.85	0.95
1.0E-1.5	0.64	0.85
1.0E-1.0	0.34	0.63
1.0E-0.5	0.15	0.38
1.0E-0.0	0.06	0.18

Strain(%)	Damping % (0-13.41 m)	Damping % (+ 39.62 m)
1.0E-4.0	1.0	0.9
1.0E-3.5	1.0	0.9
1.0E-3.0	1.2	1.0
1.0E-2.5	1.7	1.1
1.0E-2.0	3.1	1.6
1.0E-1.5	6.0	2.7
1.0E-1.0	12.4	5.4
1.0E-0.5	19.2	9.7
1.0E-0.0	22.8	13.5



شکل (۲-۴) منحنی های کاهنده برای لایه های مختلف پروفیل خاکی در منطقه Treasure Island



شکل (۳-۴) منحنی های میرایی برای لایه های مختلف پروفیل خاکی در منطقه Treasure Island

به منظور بررسی متغیر در نظر گرفتن سرعت موج مرشی با حالت ثابت فرض کردن آن، پروفیل خاک سایت فوق را به صورت تک لایه با مشخصات مندرج در جدول (۳-۴) در نظر گرفته شده است که در آن سرعت موج برشی و وزن مخصوص خاک از میانگین وزنی لایه های خاک با توجه به مقدار ضخامت هر لایه محاسبه شده است.

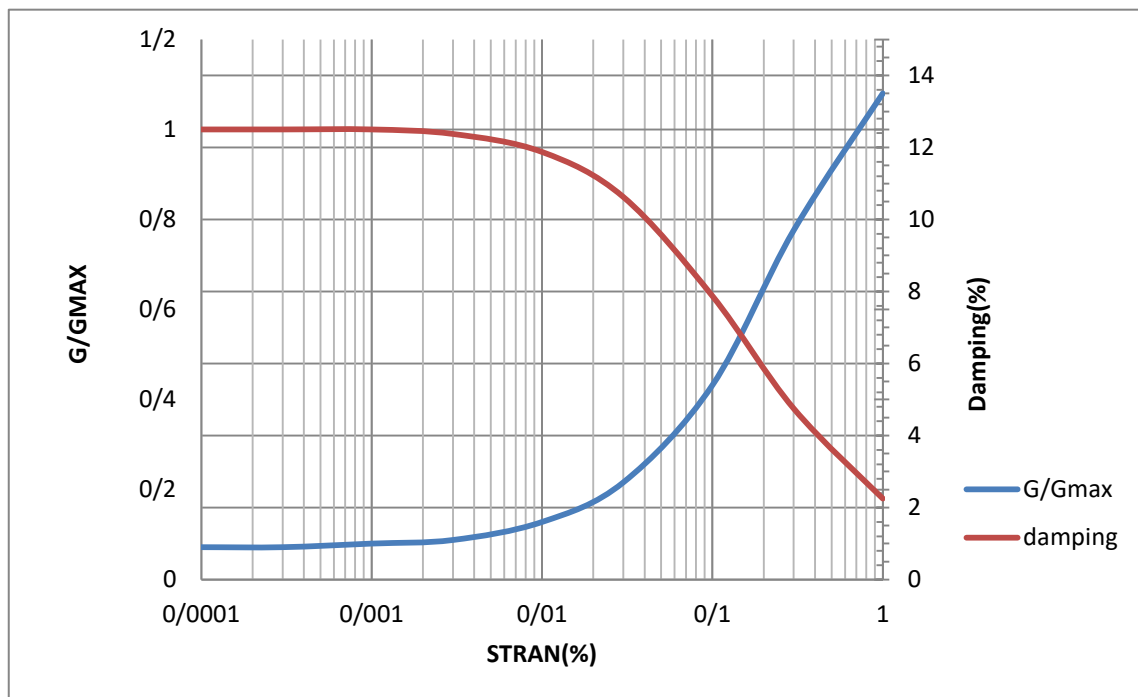
جدول (۳-۴) مشخصات ژئوتکنیکی پروفیل خاکی تک لایه مربوط به منطقه Treasure Island

H(m)	V _s (m/s)	γ(KN/m ³)
100.00	315.39	18.30

همچنین چون ۸۷ درصد لایه های خاکی در عمق بیشتر از ۱۳ متر از سطح خاک قرار گرفته اند، از مقادیر منحنی کاهنده و میرایی در بازه عمق های بالای ۱۳ متر استفاده شده است.

جدول (۴-۴) مقادیر منحنی کاهنده و میرایی با توجه به ضخامت لایه در پروفیل خاکی منطقه Treasure Island

Strain(%)	G/G _{MAX}	DAMPING(%)
0.0001	1	0.9
0.0003	1	0.9
0.001	1	1
0.003	0.99	1.1
0.01	0.95	1.6
0.03	0.85	2.7
0.1	0.63	5.4
0.3	0.38	9.7
1	0.18	13.5



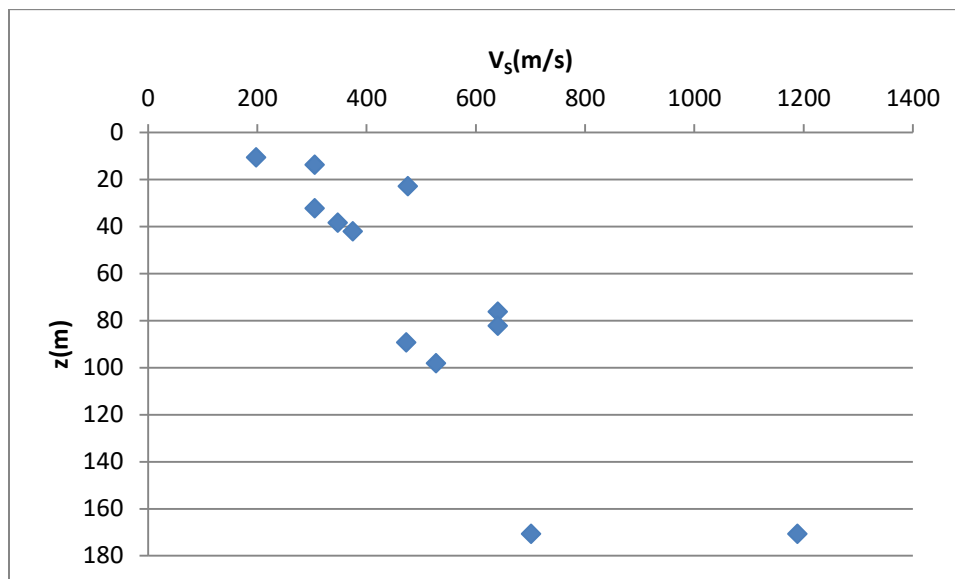
شکل (۴-۴) منحنی های کاهنده و میرایی برای پروفیل خاکی تک لایه در منطقه Treasure Island

۳-۴ سایت Gilroy

سایت دوم شامل یک پروفیل خاکی مربوط به منطقه Gilroy به عمق ۱۷۰ متر که بر روی یک بستر سنگی الاستیک قرار گرفته است، می باشد که سرعت موج برشی با توجه به عمق در هر لایه در جدول (۴-۵) آمده است. همچنین زلزله اعمالی به این پروفیل خاکی زلزله Loma Prieta 1989 می باشد.

جدول (۴-۵) مشخصات ژئوتکنیکی پروفیل خاکی چند لایه مربوط به منطقه Gilroy [۳۴]

z(m)	V_s (m/s)	type	γ (KN/m ³)
10.668	198.12	sand	18.84
13.716	304.8	clay	18.84
22.86	475.488	clay	18.84
32.3088	304.8	sand	18.84
38.4048	347.472	sand	20.881
42.0624	374.904	sand	20.881
76.20305	640.08	sand	20.881
82.29295	640.08	sand	20.881
89.30335	472.44	sand	20.881
98.14255	527.304	sand	20.881
170.688	701.04	sand	20.881
170.688	1188.72	clay	22.608



شکل (۴-۵) پروفیل V_s منطقه Gilroy

بعد از ترسیم نمودار برآزش تغییرات سرعت موج برشی بر حسب عمق مطابق شکل (۴-۵)، معادله برآزش با بیشترین مقدار R^2 را انتخاب کرده و مقادیر V_s تا عمق ۱۷۰ متر با توجه به معادله به دست آمده محاسبه می شود.

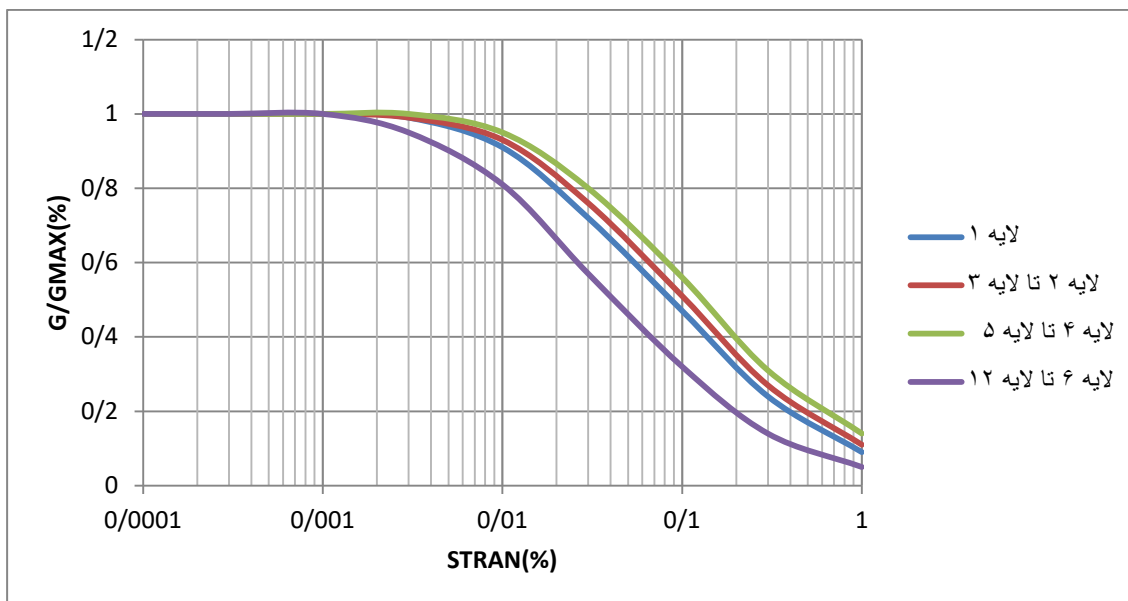
معادله حاکم بر این داده ها به صورت ذیل خواهد بود:

$$V_s = 96.866Z^{0.3878} \quad R^2 = 0.7518 \quad (۲-۴)$$

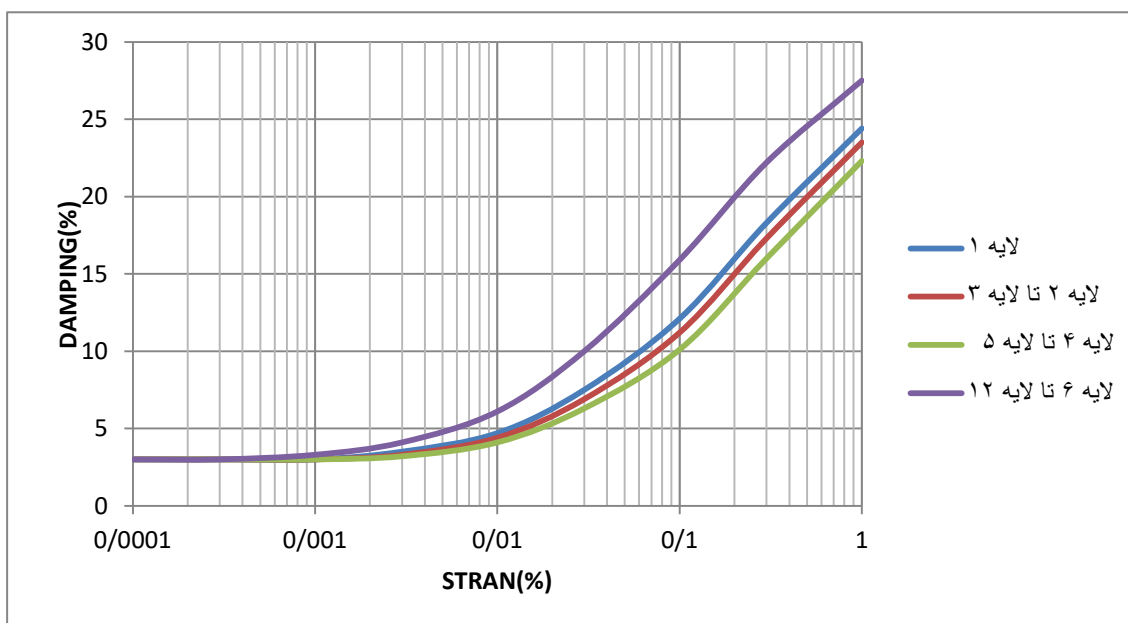
مقادیر مدول برشی و میرایی بر حسب کرنش برشی برای هر عمق در جدول (۴-۶) آمده است که شکل های (۴-۶) و (۴-۷) مقادیر فوق را به صورت منحنی برای لایه های مختلف نشان می دهند.

جدول (۴-۶) منحنی های کاهنده و میرایی مربوط به منطقه Gilroy [۳۴]

Strain (%)	G/GMAX (0-13.41 m)	G/GMAX (13.41-24.38 m)	G/GMAX (24.38-39.62 m)	G/GMAX (39.62 + m)
1.0E-4.0	1.00	1.00	1.00	1.00
1.0E-3.5	1.00	1.00	1.00	1.00
1.0E-3.0	1.00	1.00	1.00	1.00
1.0E-2.5	0.99	0.99	1.00	0.95
1.0E-2.0	0.91	0.93	0.95	0.81
1.0E-1.5	0.72	0.76	0.80	0.57
1.0E-1.0	0.47	0.51	0.56	0.32
1.0E-0.5	0.24	0.27	0.31	0.14
1.0E-0.0	0.09	0.11	0.14	0.05
Strain (%)	Damping % (0-13.41 m)	Damping % (13.41-24.38 m)	Damping % (24.38-39.62 m)	Damping % (39.62 + m)
1.0E-4.0	3.0	3.0	3.0	3.0
1.0E-3.5	3.0	3.0	3.0	3.0
1.0E-3.0	3.0	3.0	3.0	3.3
1.0E-2.5	3.5	3.3	3.2	4.1
1.0E-2.0	4.7	4.4	4.1	6.1
1.0E-1.5	7.5	6.9	6.3	10.0
1.0E-1.0	12.1	11.2	10.1	15.9
1.0E-0.5	18.3	17.3	16.0	22.2
1.0E-0.0	24.4	23.5	22.3	27.5



شکل (۴-۶) منحنی های کاهنده برای لایه های مختلف پروفیل خاکی در منطقه Gilroy



شکل (۴-۷) منحنی های میرایی برای لایه های مختلف پروفیل خاکی در منطقه Gilroy

همچنین مشخصات ژئوتکنیکی فوق در حالت تک لایه در نظر گرفتن پروفیل خاکی در جدول (۴-۷) به نمایش در آمده است:

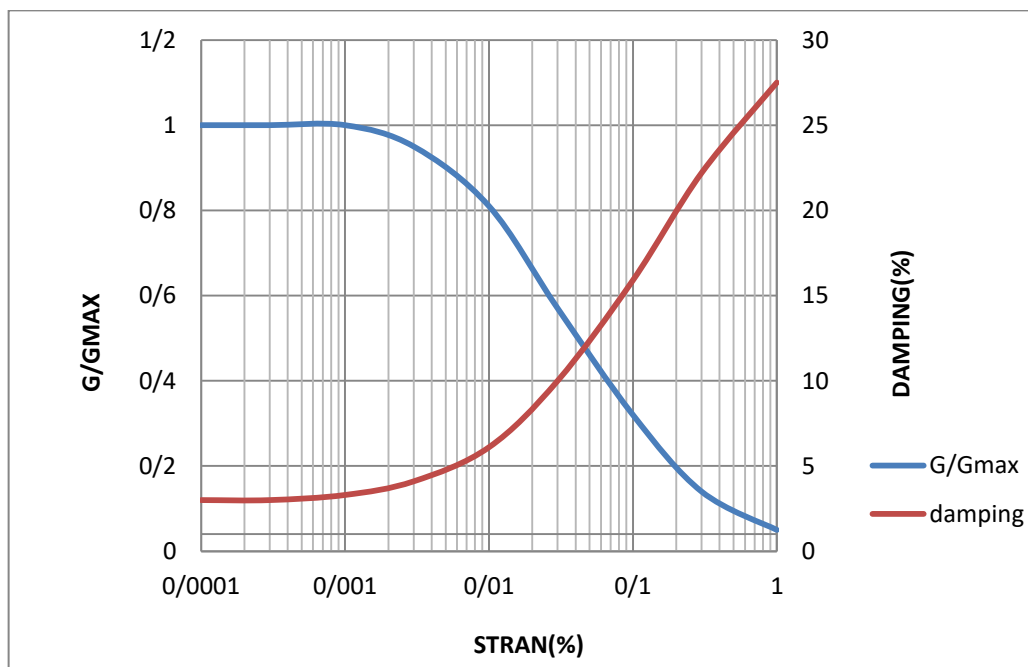
جدول (۴-۷) مشخصات ژئوتکنیکی پروفیل خاکی تک لایه مربوط به منطقه Gilroy

H(m)	V(m/s)	γ (KN/m ³)
170	561.079	20.34

که در آن سرعت موج برشی و وزن مخصوص خاک از میانگین وزنی لایه های خاک حاصل شده است. همچنین چون بیشتر پروفیل خاکی در عمق بیشتر از ۴۰ متر از سطح خاک قرار گرفته است ، از مقادیر منحنی کاهنده و میرایی در این بازه عمقی مطابق شکل (۴-۸) استفاده می شود.

جدول (۴-۸) مقادیر منحنی کاهنده و میرایی با توجه به ضخامت لایه در پروفیل خاکی منطقه Gilroy

Strain(%)	G/G _{MAX}	DAMPING(%)
0.0001	1	3
0.0003	1	3
0.001	1	3.3
0.003	0.95	4.1
0.01	0.81	6.1
0.03	0.57	10
0.1	0.32	15.9
0.3	0.14	22.2
1	0.05	27.5



شکل (۴-۸) منحنی های کاهنده و میرایی برای پروفیل خاکی تک لایه در منطقه Gilroy

۴-۴ حل معادله موج با استفاده از آنالیز موجک هار

در این بخش به حل معادله موج با استفاده از آنالیز موجک هار با توجه به نکات بیان شده در فصل قبل پرداخته می شود.

شکل کلی معادله موج به صورت زیر می باشد:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = V_s^2 \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (۳-۴)$$

معادله بر حسب \ddot{u} و u'' بازنویسی می شود:

$$\ddot{u}(z_l, t_{s+1}) = V_s^2 u''(z_l, t_{s+1}) \quad (۴-۴)$$

بیشترین مرتبه موجود در معادله موج برابر با $\sum_{i=1}^{2M} a_i h_i(x)$ قرار داده شد و روند حل شروع خواهد شد:

$$\ddot{u}''(x, t) = \sum_{i=1}^{2M} a_i h_i(x) \quad t \in (t_s, t_{s+1}) \quad (۵-۴)$$

از معادله بالا انتگرال گرفته می شود، در ابتدا دو بار بر حسب t از t تا t_s و دو بار بر حسب x از 0 تا x .

$$\dot{u}''(x, t) = (t - t_s) \sum_{i=1}^{2M} a_i h_i(x) + \dot{u}''(x, t_s) \quad (۶-۴)$$

$$u''(x, t) = \frac{1}{2} (t - t_s)^2 \sum_{i=1}^{2M} a_i h_i(x) + (t - t_s) \dot{u}''(x, t_s) + u''(x, t_s) \quad (۷-۴)$$

$$u'(x, t) = \frac{1}{2} (t - t_s)^2 \sum_{i=1}^{2M} a_i p_{1,i}(x) + (t - t_s) [\dot{u}'(x, t_s) + \dot{u}'(0, t_s)] + u'(x, t_s) - u'(0, t_s) + u'(0, t) \quad (۸-۴)$$

$$u(x, t) = \frac{1}{2} (t - t_s)^2 \sum_{i=1}^{2M} a_i p_{2,i}(x) + (t - t_s) [\dot{u}(x, t_s) + \dot{u}(0, t_s)] + x \dot{u}'(x, t_s) - u(x, t_s) - u(0, t_s) + x [u'(0, t) - u'(0, t_s)] + u(0, t) \quad (۹-۴)$$

با مشتق گیری از رابطه فوق بر حسب t مقادیر \dot{u} و \ddot{u} نیز به دست می آیند :

$$\dot{u}(x, t) = (t - t_s) \sum_{i=1}^{2M} a_i p_{2,i}(x) + \dot{u}(x, t_s) + \dot{u}(0, t) - \dot{u}(0, t_s) + x [\ddot{u}(0, t) - \ddot{u}(0, t_s)] \quad (10-4)$$

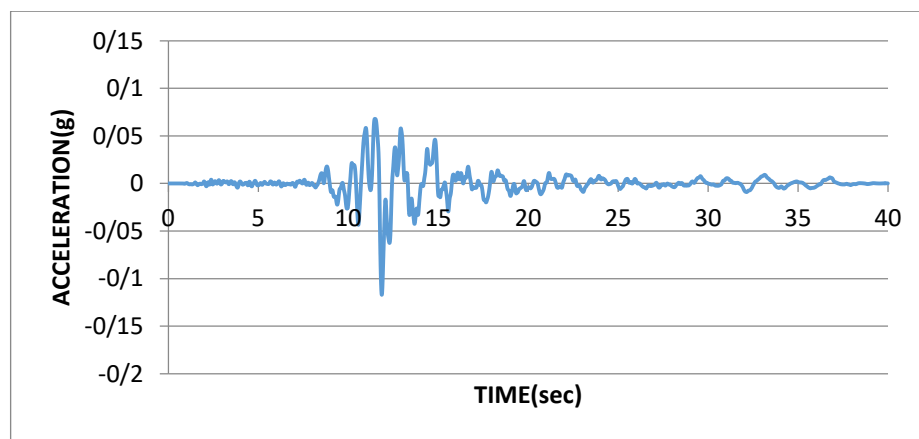
با جایگذاری روابط به دست آمده فوق در معادله موج به صورت ذیل ساده نویسی می شود:

$$\sum_{i=1}^{2m} a_i [P_{2,i}(x_l) - x_l P_{2,i}(1)] - x_l [\ddot{u}(0, t_{s+1}) - \ddot{u}(1, t_{s+1})] + \ddot{u}(0, t_{s+1}) = V_s^2 \left[\frac{1}{2} (t_{s+1} - t_s)^2 \sum_{i=1}^{2m} a_i h_i(x_l) + (t_{s+1} - t_s) \dot{u}''(x_l, t) + u''(x_l, t_s) \right] \quad (11-4)$$

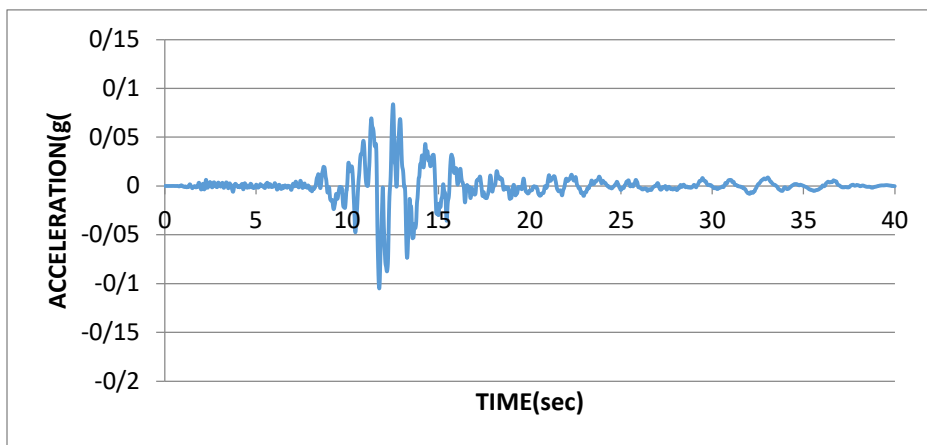
معادله ساده شده نهایی به صورت معادله (۱۱-۴) می باشد. حال با استفاده از نرم افزارهای مربوطه کد نویسی شده و معادله حل خواهد شد.

۴-۵ نتایج مربوط به تحلیل موجکی هار

مقادیر شتاب در سطح زمین حاصل از تحلیل موجکی هار برای سایت Treasure Island با زلزله اعمالی Yerba Buena که به بستر سنگی اعمال شده است برای سرعت موج برشی متغیر و ثابت به ترتیب در نمودارهای (۹-۴) و (۱۰-۴) نمایش داده شده است.

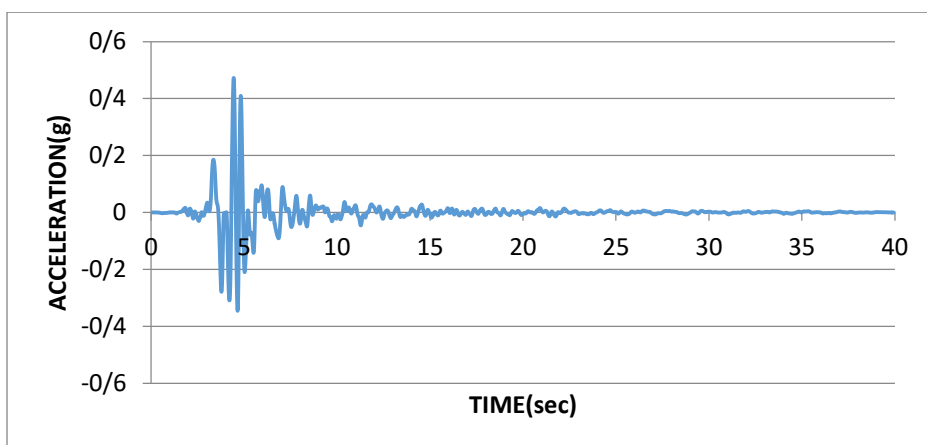


شکل (۹-۴) مقادیر شتاب حاصل از تحلیل موجکی هار برای منطقه Treasure Island برای سرعت موج برشی متغیر

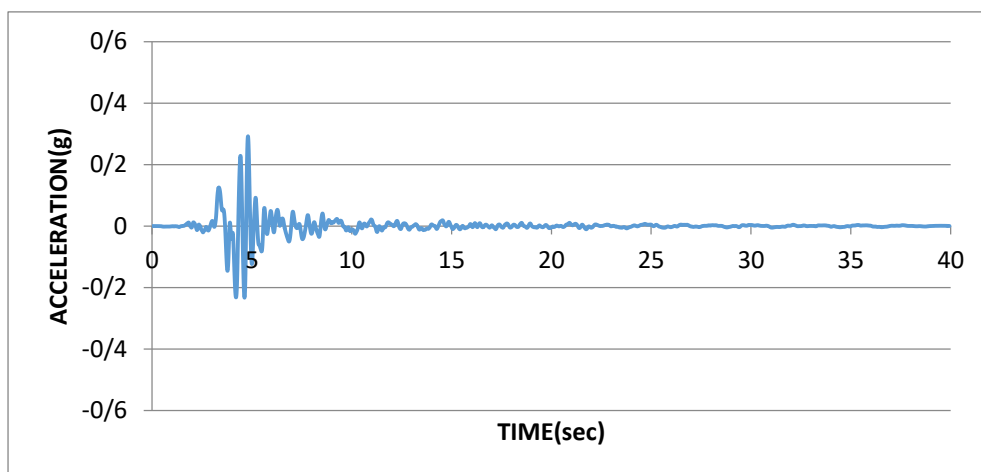


شکل (۴-۱۰) مقادیر شتاب حاصل از تحلیل موجکی هار برای منطقه Treasure Island برای سرعت موج برشی ثابت

مقادیر شتاب در سطح زمین حاصل از تحلیل موجکی هار برای منطقه Gilroy با زلزله اعمالی Loma Prieta به بستر سنگی برای سرعت موج برشی متغیر و ثابت به ترتیب در نمودارهای (۴-۱۱) و (۴-۱۲) نمایش داده شده است.



شکل (۴-۱۱) مقادیر شتاب حاصل از تحلیل موجکی هار برای منطقه Gilroy برای سرعت موج برشی متغیر

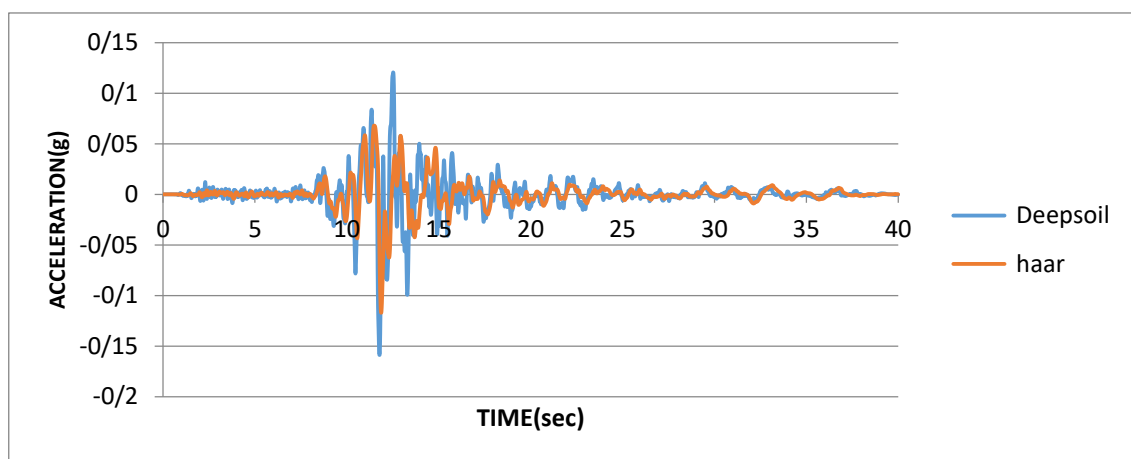


شکل (۴-۱۲) مقادیر شتاب حاصل از تحلیل موجکی هار برای منطقه Gilroy برای سرعت موج برشی ثابت

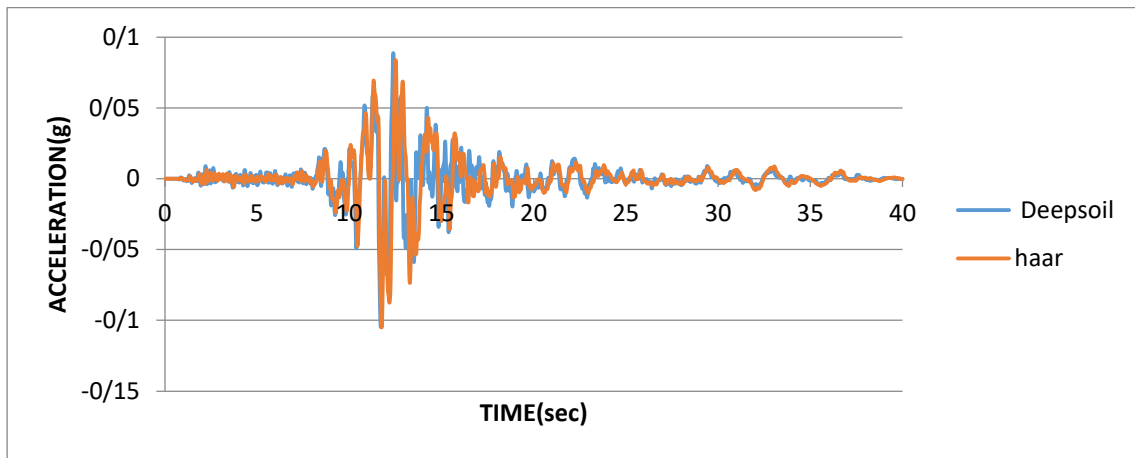
۴-۶ صحت سنجی نتایج

برای صحت سنجی نتایج به دست آمده از تحلیل این دو سایت با استفاده از تبدیل موجکی هار، از نرم افزار DeepSoil استفاده شده است که مقایسه نتایج این دو روش به صورت ذیل می باشد.

مقادیر شتاب حاصل از زلزله Yerba Buena بر روی این پروفیل خاکی منطقه Treasure Islan در نمودار های (۴-۱۳) و (۴-۱۴) نمایش داده شده است.

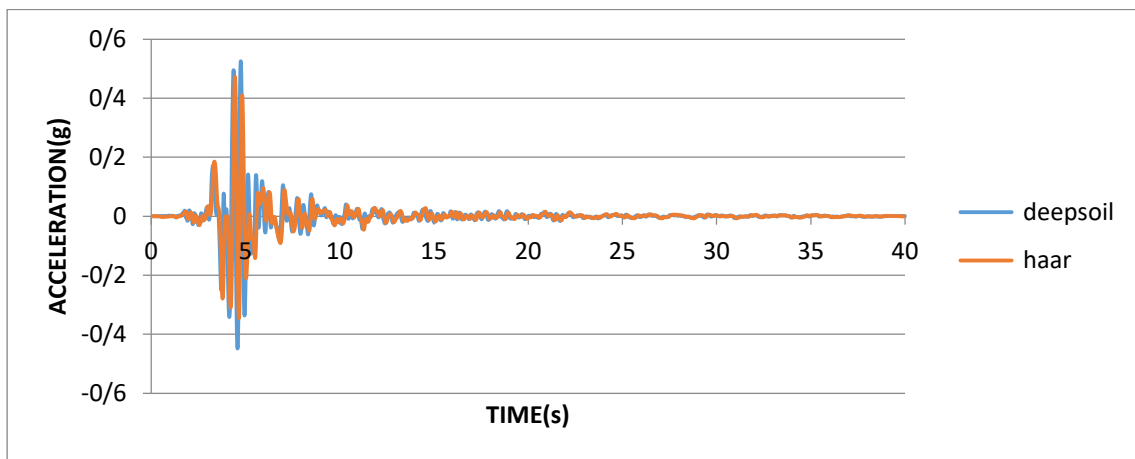


شکل (۴-۱۳) مقادیر شتاب حاصل از تحلیل نرم افزار DeepSoil و آنالیز موجک هار برای منطقه Treasure Island برای سرعت موج برشی متغیر

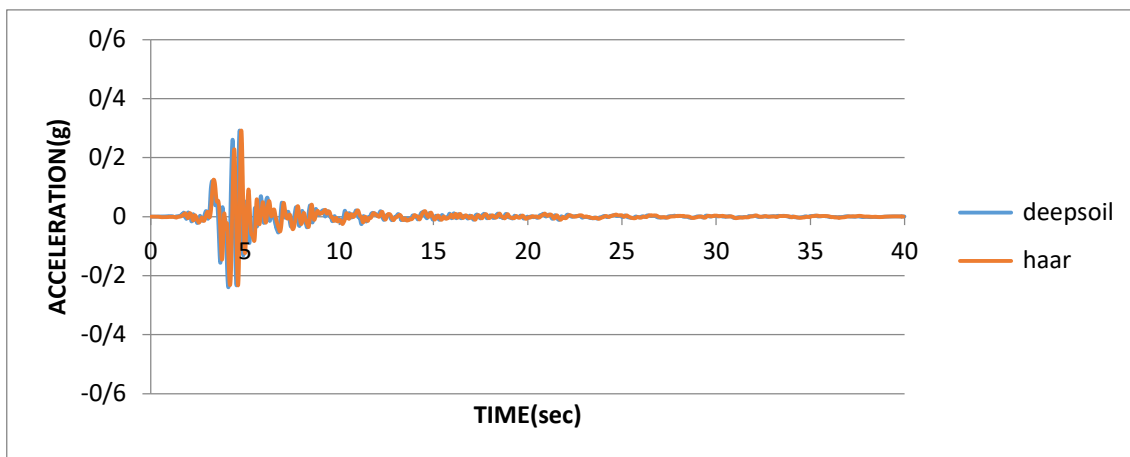


شکل (۴-۱۴) مقادیر شتاب حاصل از تحلیل نرم افزار DeepSoil و آنالیز موجک هار برای منطقه Treasure Island برای سرعت موج برشی ثابت

مقادیر شتاب حاصل از زلزله Loma Prieta بر روی این پروفیل خاکی منطقه Gilroy در نمودار های (۴-۱۵) و (۴-۱۶) نمایش داده شده است.



شکل (۴-۱۵) مقادیر شتاب حاصل از تحلیل نرم افزار DeepSoil و آنالیز موجک هار برای منطقه Gilroy برای سرعت موج برشی متغیر

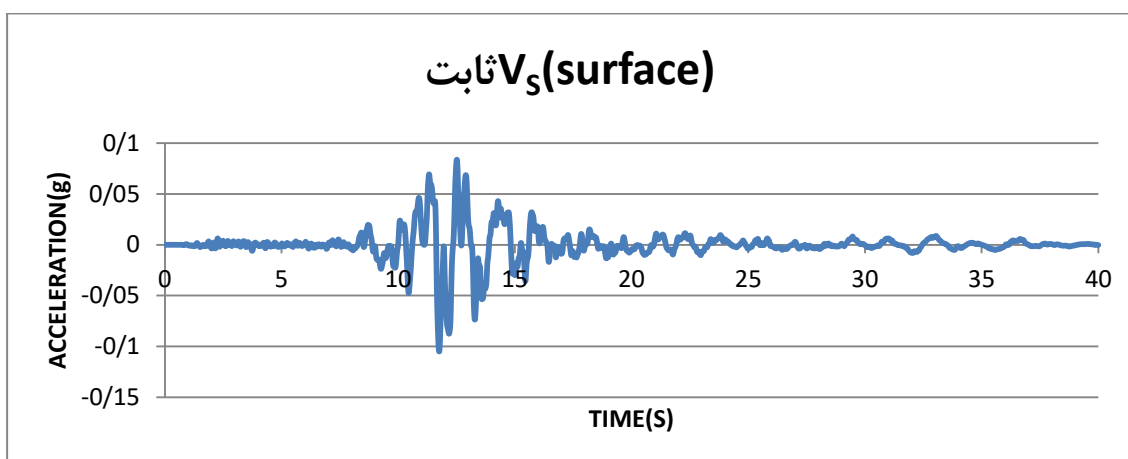
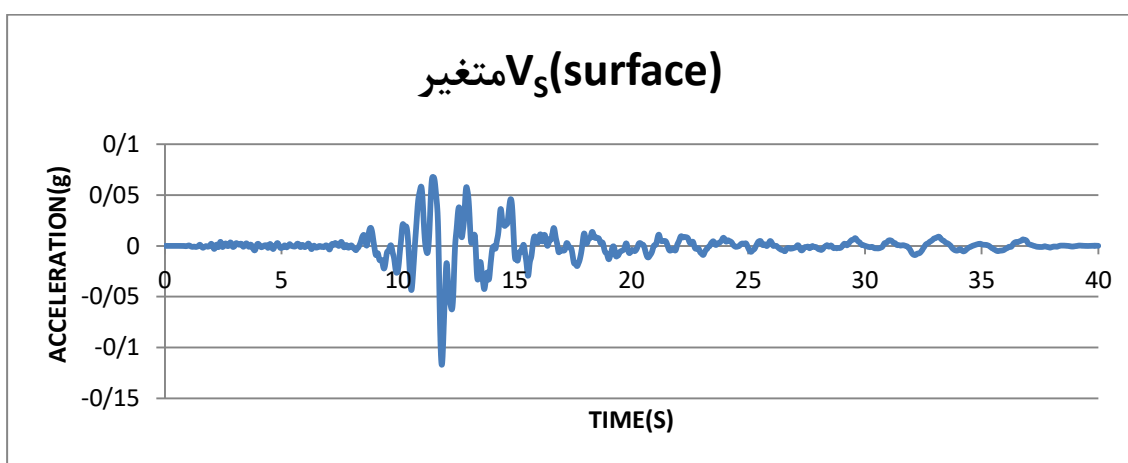
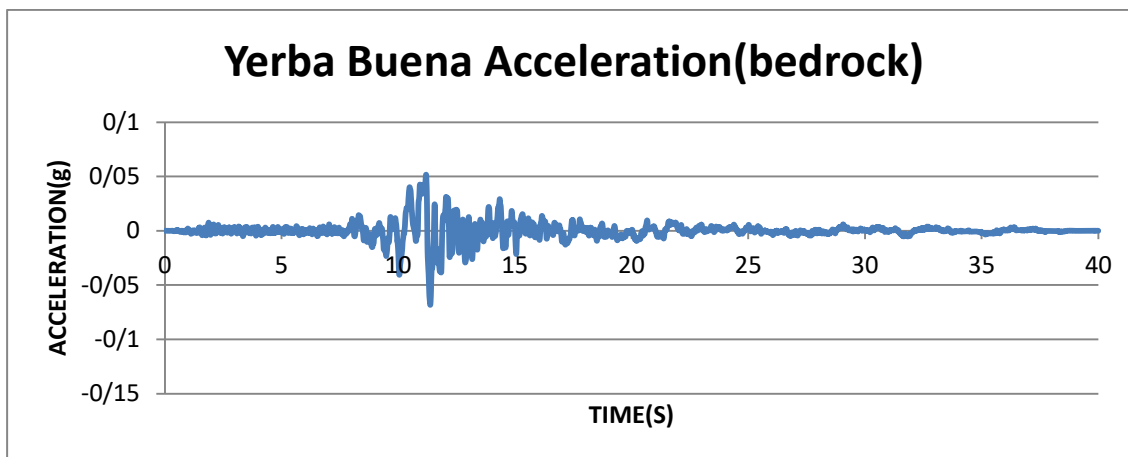


شکل (۴-۱۶) مقادیر شتاب حاصل از تحلیل نرم افزار DeepSoil و آنالیز موجک هار برای منطقه Gilroy برای سرعت موج برشی ثابت

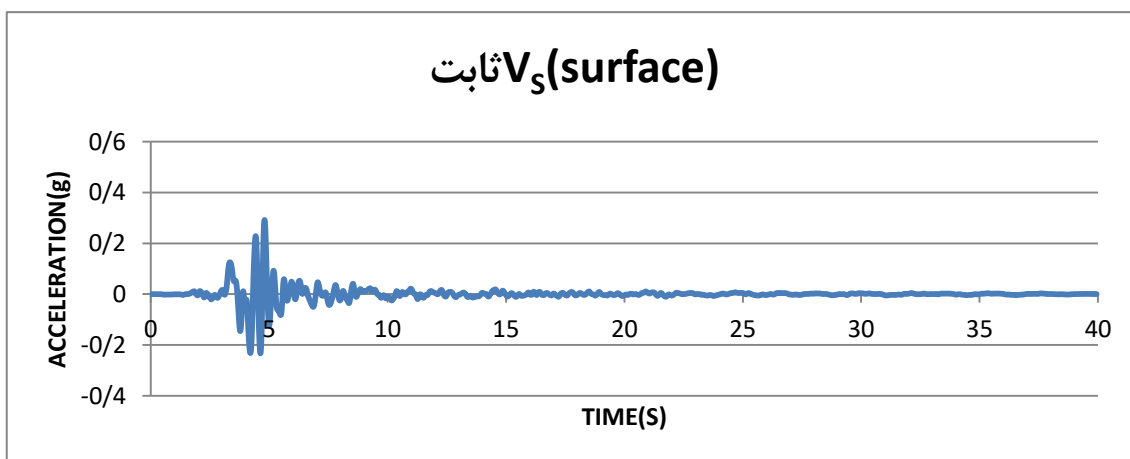
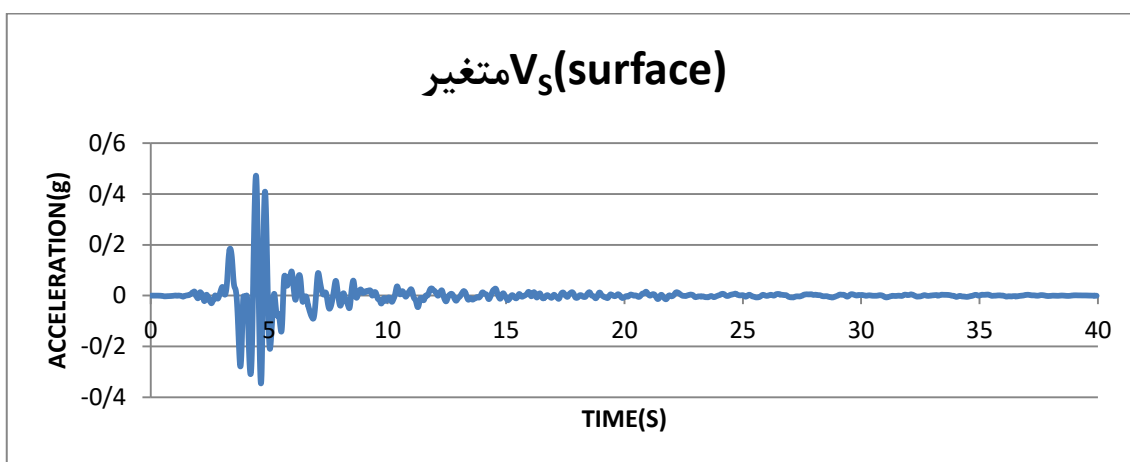
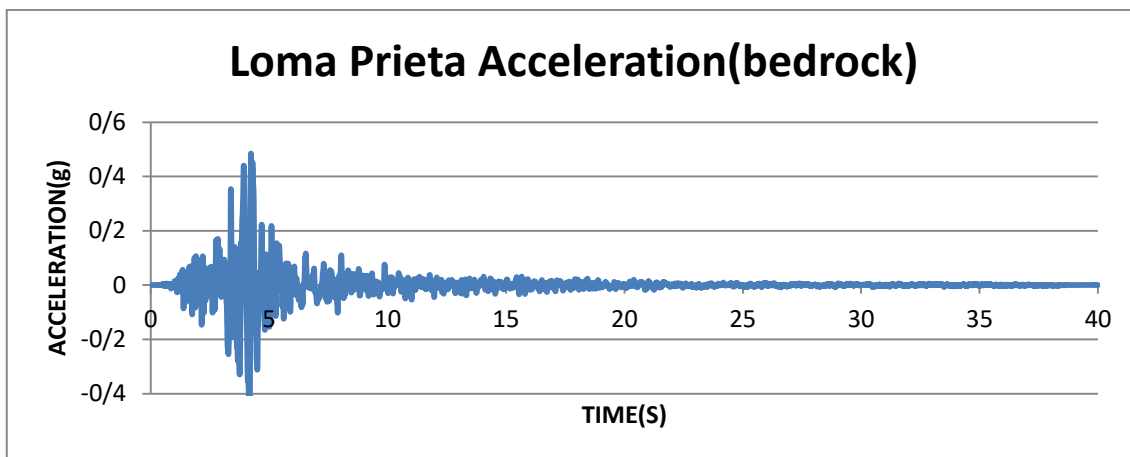
۴-۷ تفسیر نتایج

در اثر اعمال زلزله به بستر سنگی عبور امواج از میان لایه خاکی موجود دستخوش تغییرات خواهند شد. این تغییرات به صورت تشدید و یا تقلیل بروز می کنند، که مشخصات ژئوتکنیکی و رفتاری خاک بر روی این پدیده بسیار تاثیرگذار خواهد بود.

در ادامه به بررسی تاثیرات پروفیل خاکی هر منطقه بر روی زلزله اعمالی، مورد بررسی قرار خواهد گرفت، و نتایج در نمودارهای ذیل به نمایش در خواهند آمد:



شکل (۴-۱۷) پدیده تشدید در اثر اعمال زلزله به سطح زمین در منطقه Treasure Island

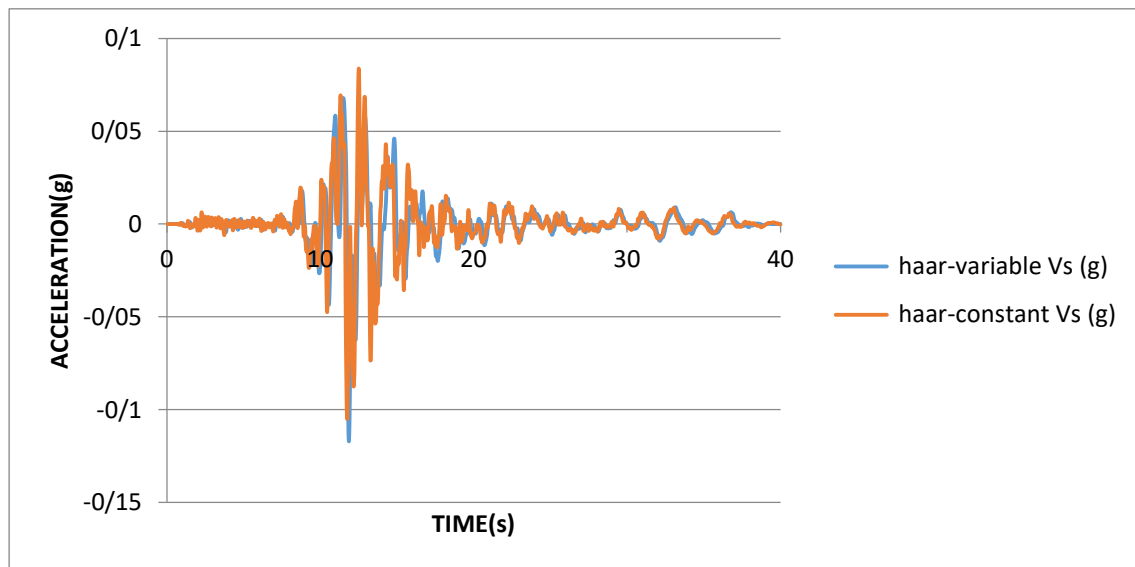


شکل (۴-۱۸) پدیده تشدید و تقلیل در اثر اعمال زلزله به سطح زمین در منطقه Gilroy

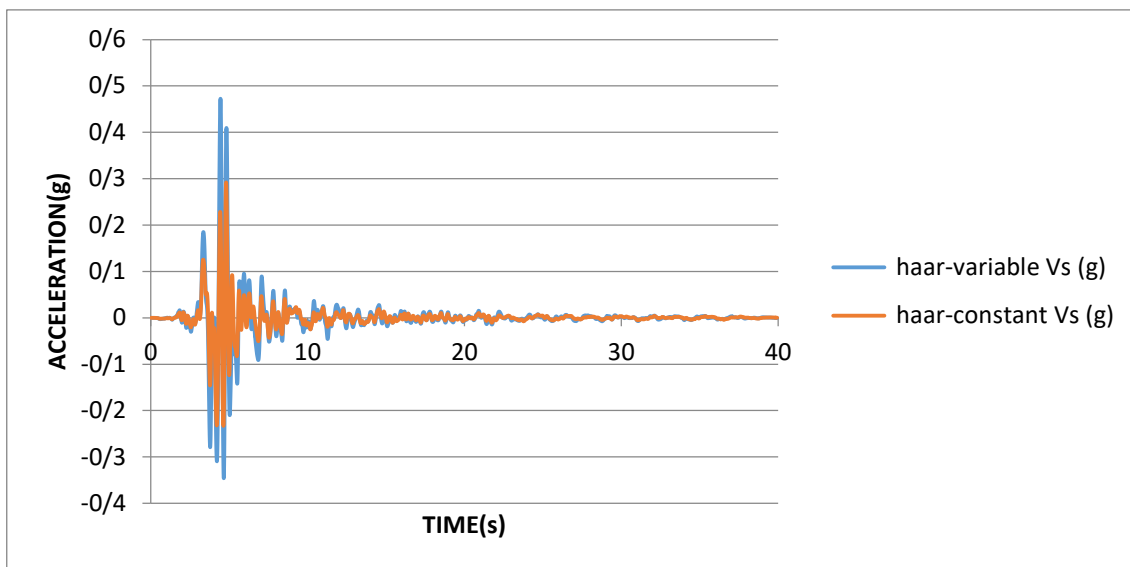
با توجه به داده های حاصل از تحلیل در منطقه Treasure Island در اثر وقوع زلزله Yerba Buena به بستر سنگی تا رسیدن به سطح زمین پدیده تشدید رخ داده است. این پدیده هم با اعمال سرعت موج برشی متغیر در هر لایه خاکی و هم با اعمال سرعت موج برشی ثابت در کل پروفیل خاکی مشاهده می گردد.

ولی در منطقه Gilroy در اثر وقوع زلزله Loma Prieta به بستر سنگی تا رسیدن به سطح زمین در اثر اعمال سرعت موج برشی متغیر در هر لایه پدیده تشدید رخ می دهد، ولی در اثر اعمال نمودن سرعت موج برشی ثابت در کل پروفیل خاکی پدید تقلیل رخ خواهد داد.

برای نمایش تاثیر متغیر بودن سرعت موج برشی در لایه های خاکی در تحلیل ها داده های پروفیل های چند لایه و تک لایه نیز با هم مقایسه می شوند. هدف از چند لایه بودن پروفیل خاکی در نظر گرفتن رفتار خطی و غیر خطی خاک بوسیله ثابت و متغیر در نظر گرفتن سرعت موج برشی در خاک می باشد. داده های حاصل از تحلیل هر دو پروفیل خاکی که به وسیله نرم افزار Deepsoil و آنالیز موجکی هار در نمودار های زیر نمایش داده شده است.



شکل (۴-۱۹) مقادیر شتاب حاصل از تحلیل موجکی هار برای منطقه Treasure Island

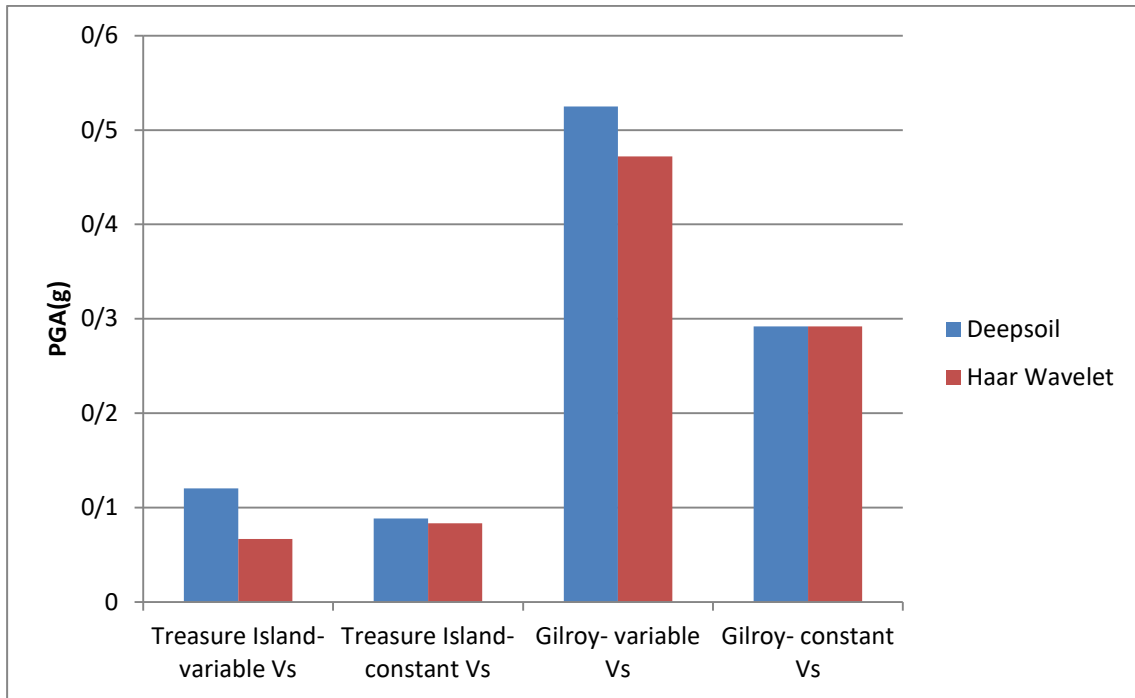


شکل (۴-۲۰) مقادیر شتاب حاصل از تحلیل موجکی هار برای منطقه Gilroy

برای بررسی دقیق تر ماکزیمم شتاب وارد شده به سطح زمین در اثر زلزله های اعمالی به هر پروفیل خاکی در جدول زیر با هم مقایسه شده است.

جدول (۴-۹) ماکزیمم شتاب وارد شده به سطح زمین در اثر زلزله های اعمالی به هر پروفیل خاکی

ردیف	منطقه	نحوه آنالیز	زلزله اعمالی	اعمال سرعت موج برشی متغیر	حداکثر شتاب اعمالی در سطح زمین
۱	Treasure Island	Deepsoil	Yerba Buena	Yes	0.1205
۲	Treasure Island	Haar Wavelet	Yerba Buena	Yes	0.067
۳	Treasure Island	Deepsoil	Yerba Buena	No	0.0886
۴	Treasure Island	Haar Wavelet	Yerba Buena	No	0.0837
۵	Gilroy	Deepsoil	Loma Prieta	Yes	0.525
۶	Gilroy	Haar Wavelet	Loma Prieta	Yes	0.472
۷	Gilroy	Deepsoil	Loma Prieta	No	0.2919
۸	Gilroy	Haar Wavelet	Loma Prieta	No	0.2919



شکل (۴-۲۱) ماکزیمم شتاب وارد شده در سطح زمین در اثر زلزله های اعمالی به هر پروفیل خاکی مقایسه نمودار های بالا نشان دهنده این موضوع می باشند که با اعمال سرعت موج برشی ثابت در کل پروفیل خاکی PGA کمتری نسبت به اعمال سرعت موج برشی متغیر در هر لایه از پروفیل خاکی حاصل می شود. که این موضوع باعث به دست آمدن جواب های دست پایین شده و در جهت اطمینان نمی باشد.

فصل پنجم

جمع بندی و پیشنهادات

۵-۱ مقدمه

در این تحقیق مطالعه ای تئوریک بر موضوع تاثیر رفتار سرعت موج برشی متغیر بر انتشار امواج زلزله پرداخته شده است. این بررسی در قالب مطالعه بر روی دو ساختگاه Treasure Island و Gilroy با اعمال زلزله های مختلف Yerba Buena و Loma Prieta توسط تحلیل موجکی هار و مقایسه نتایج با نرم افزار DeepSoil انجام شده است.

۵-۲ جمع بندی نتایج

۱. با توجه به داده های حاصل از تحلیل در منطقه Treasure Island در اثر وقوع زلزله Yerba Buena به بستر سنگی تا رسیدن به سطح زمین پدیده تشدید رخ داده است. این پدیده هم با اعمال سرعت موج برشی متغیر در هر لایه خاکی و هم با اعمال سرعت موج برشی ثابت در کل پروفیل خاکی به وقوع می پیوندد.
۲. ولی در منطقه Gilroy در اثر وقوع زلزله Loma Prieta به بستر سنگی تا رسیدن به سطح زمین در اثر اعمال سرعت موج برشی متغیر در هر لایه پدیده تشدید رخ می دهد، ولی در اثر اعمال نمودن سرعت موج برشی ثابت در کل پروفیل خاکی پدید تقلیل رخ خواهد داد.
۳. مقایسه نمودار های (۴-۱۳) نشان دهنده این موضوع می باشند که با اعمال سرعت موج برشی ثابت در کل پروفیل خاکی PGA کمتری نسبت به اعمال سرعت موج برشی متغیر در هر لایه از پروفیل خاکی حاصل می شود. که این موضوع باعث به دست آمدن جواب های دست پایین شده و در جهت اطمینان نمی باشد.

در نهایت به طور کلی می توان مزیت های حل معادلات با آنالیز موجک را به شرح ذیل بر شمرد:

۱. استفاده از محاسبات ماتریسی در تعیین جواب های عددی که موجب افزایش دقت و سرعت محاسبات می شود.

۲. کاهش حجم و زمان اجرا محاسبات

۳. همچنین می توان با افزایش رزولیشن تعداد بیشتری از داده ها را در فواصل نزدیک تری به دست آورد.

۴. لحاظ نمودن هر گونه معادله ای برای تابع V_s و حل معادله موج مربوط به آن.

۳-۵ پیشنهادات برای تحقیقات آینده

در این پژوهش سعی شده است معادله موج با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی خاک تحلیل شود و نتایج با تحلیل از طریق نرم افزار Deepsoil مقایسه شود که در آن از روش تحلیل خطی معادل استفاده شده است. این تحقیق می تواند شروعی برای پژوهش های ذیل باشد:

۱. می توان نتایج حاصل از آنالیز موجکی هار را با یک تحلیل غیر خطی مقایسه نمود و دقت این آنالیز را در مقایسه با یک تحلیل غیر خطی نیز آزمود.

1. Kramer SL., (1996), "Geotechnical Earthquake Engineering"
2. Graps, A., (1995),"An Introduction to wavelet Computing in Science and Engineering.", 2(2): 50-61.
3. Abdel, A. M., Dickerson; J. R., and Chaudhry, M. H., (2009),"Wavelet-Galerkin solution to the water hammer equations.", ASCE. Journal of hydraulic engineering 135:4 (283).
4. Latto, A., Resnikoff, H., and Tenenbaum, E., (1992),"The evaluation of connection coefficients of compactly supported wavelets". Aware Technical Rep. No. AD910708; and, Proc. of the French–USA Workshop on Wavelets and Turbulence, Princeton University, Springer, New York.
5. Chen, C.H., (1999), "Wavelet approach to optimizing dynamic system. Control Theory and Applications". IEE Proceedings. 146:213-219.
6. Chen, C.H., and Hsio, C.H., (1997), "Haar wavelet method for solving lumped and distributed-parameter system. Control Theory and Applications". IEE roceedings.144:87-94.
7. Cettani, C., (2004), "Haar wavelets based technique in evolution problems". Proc. Estonian Acad. Sci. Phys. Math. 151:45-63.
8. Lepik, U., (2005), "Numerical solution of differential equations using Haar wavelets". Mathematics and Computers in Simulation. 68: 127–143.
9. Park, D., (2003),"Estimation of Non-Linear Seismic Site Effects for Deep Deposits of the Mississippi Embayment", Ph.D. Dissertation, University of Illinois at Urbana.
10. Trifunace, M. D. and Todorovska M. I., (1996), "Nonlinear Soil Response-1994 Northridge, California, Earthquake", journal of Geotechnical Engineering, 122(9), pp. 725-735.
11. Cultrera, G., Boor D. M., Joyner W. B. and Dietel Ch. M., (1999),"Nonlinear Soil Response in the Vicinity of the Van Normal Complex Following the 1994 Northridge, California, Earthquake", Seismosignal Society of America, 89(5), pp. 1214-1231.

12. Seed, H. B., Murarka R., Lysmer J. and Idriss I. M., (1976), "Relationships Between Maximum Acceleration, Maximum Velocity, Distance from Source and Local Site Conditions for Moderately Strong Earthquake", *Seismosignal Society of America*, 66(4), pp. 1323-1342.
 13. Idriss, I. M., (1990), "Response of Soft Soil Sites During Earthquakes", *Proceedings of the Symposium to Honor H.B. Seed, Berkeley, CA*, pp. 273-289.
 14. Abrahamson, N. A. and Silva W. J., (1997), "Empirical Response Spectra Attenuation Relations for Shallow Crustal Earthquakes", *Seismological Research Letters*, 68, pp. 94-127.
 15. Silva, W. J., Lee R., McGuire R. K. and Cornell C. A., (2000), "A comparison of Methodologies to Achieve a Site-Specific PSHA (abstract)", *Seismological Research Letters*, 71, pp. 247.
 16. Bazzurro, P. and Cornell C. A., (2004), "Nonlinear Soil-Site Effects in Probabilistic Seismic-Hazard Analysis", *Seismosignal Society of America*, 96(6), pp. 2110-2123.
 17. Park D. and Hashash Y. M.A., (2005), "Evaluation of seismic site factors in the Mississippi Embayment. II. Probabilistic seismic hazard analysis with nonlinear site effects", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 25(2), pp. 145-156.
۱۸. قلندرزاده ع، معتمد ر، سدیدخوی ا. (۱۳۸۲)، "ریزپهنه بندی لرزه شهر ارومیه با استفاده از اندازه گیری های میکروتومور"، اردیبهشت، تهران. ۲۲-۲۴.
19. Arsalan H., Siyahi B., (2006), "A comparative study on linear and nonlinear site response analysis" *Environ Geol* DIO 10.1007/s00254-006-0291-4.
 20. Towhata, I., (2008), "Geotechnical earthquake engineering," Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
 21. Dobry, R. and Vucetic, M., (1987), "Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits," *Proceedings, International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, Mexico City*, 2, 51-87.
 22. Akbari M., Ghafoori M., Moghaddas N. H., Lashkaripour G. R. , (2011), "Seismic microzonation of Mashhad city", northeast Iran. *Annals of Geophysics*, 54 (4) 424-434.

۲۳. شرفی ح.، حائری م.، رادملکشاهی م.، (۱۳۸۵)، "ریزه پهنه بندی لرزه ای مناطق شهری با استفاده از اندازه گیری مایکروتورمورها) مطالعه موردی، شهر کرمانشاه"، هفتمین کنگره بین المللی مهندسی عمران، تهران، دانشگاه تربیت مدرس.

24. Lysmer J., Seed H. B., Schanable P. B., (1972), "Shake: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites", U. o. C. Rpt. EERC 72-12.

25. Bardet J. P., Ichii K., Lin C. H., (2000), "EERA: a computer program for equivalent-linear earthquake site response analyses of layered soil deposits", University of Southern California, Department of Civil Engineering.

26. Choobbasti A. J., Rezaei S., Farrokhzad F., Azar P. H., (2014), "Evaluation of site response characteristic using nonlinear method (Case study: Babol, Iran)", Frontiers of Structural and Civil Engineering 1-14.

27. Hartzell S., Leeds A., Frankel A., Williams R. A., Odum J., Stephenson W., Silva W., (2002), "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), 831-853.

۲۸. دراسرابی ع.، بیک لریان م.، قمی ج.، خانلو م.، (۱۳۹۰)، "بررسی ژئوتکنیکی ارتباط سرعت موج برشی خاک با عدد آزمایش نفوذ استاندارد برای فلات ایران"، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.

29. Bernard R. Wairt, Jason T. DeJong, Thomas Shantz., (2012), "Guidelines for Estimation of Shear Wave Velocity Profiles", PEER Report 2012/08. Pacific Earthquake Engineering Research Center. Headquarters at the University of California.

30. W. A. Ames, (1992), "Numerical methods for partial differential equations", Academic prees, INC.

۳۱. عبدالله شید فر، (۱۳۸۶)، "ریاضیات مهندسی"، جلد دوم، چاپ دوازدهم، انتشارات دالفک، تهران.

۳۲. امیر محمدی ح.، مسروری س.، امیر محمدی م.، (۱۳۸۶)، "حل معادله موج با استفاده از تقریب پاده"، مجله ریاضیات کاربردی واحد لاهیجان، سال چهارم، شماره ۱۴.

۳۳. کریزیگ ا.، (۱۳۹۶)، "ریاضیات مهندسی پیشرفته"، مترجم عبدالله شیدفر، چاپ چهاردهم، انتشارات دالفک، تهران.

34. EPRI (1993), "Guidelines for determining design basis ground motions, Vol. 2: Appendices for ground motion estimation". Appendix 6.B: in EPRI Technical Report No. TR-102293, Electric Power Research Institute: New Jersey

۳۵. جمال پور بیرگانی م.، (۱۳۹۰)، پایان نامه ارشد: "کاربردی از تبدیل موجک هار برای حل معادلات دیفرانسیل و انتگرالی"، دانشکده ریاضی و کامپیوتر، دانشگاه ولی عصر (عج) رفسنجان.

36. phang c., phang p., (2008), "Haar Wavelet Matrices Designation in Numerical Solution of Ordinary Differential Equations", IAENG International Journal of Applied Mathematics, Volume 38 No.3

Abstract

Ground response evaluation of is one of the most common and important issues in seismic geotechnics. Ground response analysis is used to predict ground surface movements and editing the response spectra to determine soil dynamic stresses and strains to assess geotechnical hazards (different types of ground instabilities) and calculate earthquake induced forces that can cause ground and retaining structures instability. In the classical solution of the wave equation, which uses the results of ground response analysis, the constant shear wave velocity is considered. With the help of auxiliary methods such as linear equivalence method it is tried to model the nonlinear essence of shear wave velocity, which this method is also unable to accurately model nonlinear soil behavior. Wavelet Analysis is relatively one of the new and exciting achievements of pure mathematics, which is based on decades of research in harmonic analysis, and today has found important applications in many disciplines of science and engineering and new possibilities have been provided for understanding its mathematical aspects as well as enhancing its applications. In this method, the wave equation is solved with the help of the Haar wavelet by considering the shear wave velocity as a nonlinear function of depth.

For this aim, two soil profiles of Gilroy and Treasure Islan regions with different input earthquakes have been studied. In order to investigate the effect of nonlinear soil behavior, the analysis is performed in two stages. The first step is to consider multilayer soil profiles and the second one to consider single layer profiles. Finally the results of the two steps are compared with those of the Haar wavelet analysis and this comparison indicates that this method is able to solve nonlinear wave equation with any arbitrary function for shear wave velocity.

Keywords: Wave Equation, Haar Wavelet, variable shear velocity



Shahrood University of Technology

Faculty of Civil Engineering

M.Sc. Thesis in Geotechnical Engineering

**The effect of nonlinear soil behavior on the
propagation of earthquake waves**

By: Mina Mohajeri

Supervisors:

Dr. Amir Bazrafshan Moghadam

Dr. Majid Erfanian Orei

September 2019