

بررسی رفتار لرزه ای مدفنهای زباله

علیرضا سعیدی عزیزکندی^۱، میثم نجاری^۲

۱،۲- دانشکده فنی، دانشگاه تهران

alireza_saeedi_azizkandi@yahoo.com

خلاصه

اصول طراحی مدفنهای مشابه طرح لرزه ای سدهای خاکی می باشد. بررسی رفتار دینامیکی مدفنهای به دو روش کلی آزمایشگاهی و ریاضی قابل انجام است. روشهای آزمایشگاهی در بررسی صحت و دقت روشهای ریاضی بکار می روند در این روش معمولاً از میز لرزان و دستگاه سانتریفیوژ استفاده می شود و روشهای ریاضی شامل سه روش شبه استاتیکی و آنالیز تغییر شکل و آنالیز پاسخ ساختمان می باشد که در این مقاله ابتدا این سه روش ریاضی و سپس اثرات شرایط محیط بر روی پایداری لرزه ای بررسی می شود.

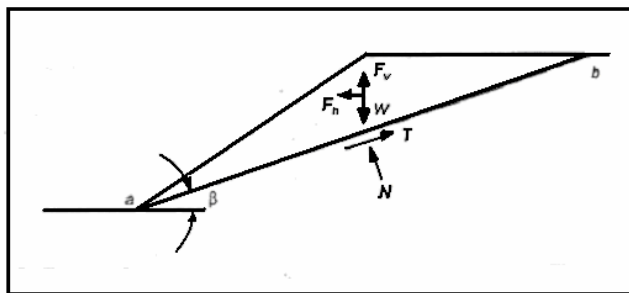
کلمات کلیدی: مدفن، زلزله، تغییر شکل، پایداری لرزه ای، زمین شناسی منطقه

مقدمه

از اواسط دهه ۹۰ مطالعات زیادی بر روی مدفن ها به عنوان یک سازه عمرانی صورت گرفت. مدفن ها از نظر هندسی شبیه سدهای خاکی و از نظر مصالح موجود در آنها شبیه خاکهای ضعیف می باشند. بنابراین تحلیل مدفن ها، چه پایداری استاتیکی و دینامیکی و چه آنالیز پاسخ طیفی آنها، می تواند یک موضوع جدید در مهندسی عمران و به خصوص ژئوتکنیک لرزه ای محسوب شوند. تحقیقات انجام شده در این زمینه اکثراً تحلیل بر روی پاسخ مدفنها بوده و کمتر به موضوع پایداری لرزه ای آن توجه گردیده است.

۱) روشهای مختلف آنالیز دینامیکی

۱-۱) آنالیز شبه استاتیکی [۱]: در این روش که شامل تعیین ضریب اطمینان حداقل در برابر لغزش می باشد نیروی افقی با مقداری مشخص آنالیز وارد می شود در این حالت آنالیز بصورت استاتیکی انجام گرفته و نیروی افقی از ضرب ضریب زلزله در وزن توده لغزان بدست می آید در صورتیکه ضریب اطمینان نزدیک ۱ باشد سازه غیر ایمن میباشد. روش شبه استاتیکی ساده ترین روش ارزیابی دینامیکی شیروانیها در زلزله می باشد. تحلیلهای شبه استاتیکی در معمولترین شکل خود اثرات ارتعاشات زلزله را بوسیله شتابهای شبه استاتیکی که نیروهای اینرسی (F_v, F_H) موثر بر توده لغزش ایجاد می نمایند در نظر گرفته می شود (شکل ۱)



شکل ۱- نیروهای موثر بر گوه لغزش خاک بالای سطح شکست در آنالیز شبه استاتیکی

در این روش از تعادل حدی استفاده شده و در آنالیز نیروهای دینامیکی ناشی از شتاب زلزله با نیروهای افقی و قائم جایگزین می شوند. مقادیر این نیروها که با اعمال ضرابی در وزن سطح گسیختگی حاصل می شوند، به قرار زیر می باشد:

$$F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W \quad (2) \quad F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W \quad (1)$$

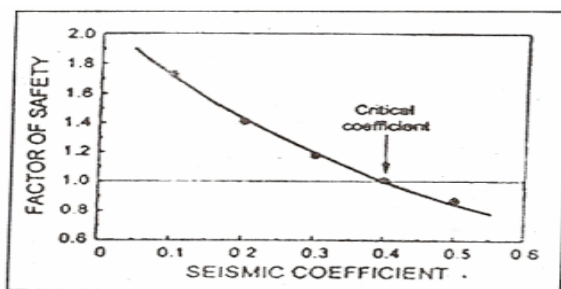
در روابط بالا a_v و a_h به ترتیب شتابهای شبه استاتیکی افقی و قائم، K_v و K_h ضرایب بدون بعد شبه استاتیکی افقی و قائم و W وزن توده لغزشی می باشد. مشکل اصلی در این روش انتخاب ضریب زلزله مناسب و ضریب اطمینان قابل قبول می باشد، که در ادامه توضیح داده خواهد شد. با تجزیه نیروها بر روی توده لغزشی در جهت موازی با صفحه شکست خواهیم داشت:

$$FS = \frac{\text{Resistance Forces}}{\text{Driving Forces}} = \frac{C l_{ab} + [(W - F_v) \cos \beta - F_h \sin \beta] \tan \phi}{[W - F_v] \sin \beta + F_h \cos \beta} \quad (3)$$

که در رابطه قبل C و ϕ پارامترهای مقاومتی خاک و l_{ab} طول سطح شکست می باشد. به طور مشخص نیروی شبه استاتیکی افقی مقدار ضریب اطمینان را کاهش می دهد. این نیرو نیروی مقاومت را تقلیل داده و نیروی محرک را افزایش می دهد. از طرف دیگر نیروی شبه استاتیکی قائم تاثیر کمتری بر ضریب اطمینان دارد، این نیرو موجب کاهش (و یا افزایش، بسته به جهت آن) هر دو نیروی مقاوم و محرک می گردد، به همین دلیل معمولاً در تحلیل های شبه استاتیکی از اثر این نیرو صرف نظر می گردد.

۲-۱) انتخاب ضریب شبه استاتیکی: نتایج تحلیل های شبه استاتیکی به میزان زیادی به مقدار ضریب لرزه ای K_h بستگی دارد، لذا انتخاب یک ضریب مناسب در روش شبه استاتیکی مهمترین مساله می باشد. ضریب دینامیکی بحرانی معادل ضریبی است که تحت اثر آن مقدار ضریب اطمینان شیب در برابر ناپایداری برابر با یک می شود. مقدار ضریب زلزله معمولاً با توجه به مشخصات زلزله طرح انتخاب می شود، این مقدار به شدت زلزله، محتوای فرکانسی آن و زمان لرزش بستگی دارد. با یک فرض محافظه کارانه مقدار بزرگترین شتاب زلزله مورد انتظار در منطقه را می توان به عنوان ضریب زلزله شیب انتخاب نمود، لیکن باید توجه داشت که این فرض منجر به طراحی غیر اقتصادی شیب می شود. ضریب لرزه ای کنترل کننده نیروی شبه استاتیکی بر روی توده لغزشی می باشد، بنابراین مقدار آن بایستی به نوعی وابسته به دامنه نیروی اینرسی تولید شده در مصالح بالقوه ناپایدار باشد. اگر مصالح شیروانی صلب باشد، نیروی اینرسی ایجاد شده بر روی یک سطح لغزش برابر حاصل ضرب شتاب افقی واقعی در جرم مصالح ناپایدار خواهد بود. این نیروی اینرسی زمانی که شتاب افقی به ماکزیمم مقدار خود برسد، حداکثر خواهد شد، لیکن با توجه به این مساله که شیرانی های واقعی صلب نبوده و همچنین شتاب ماکزیمم تنها برای یک فاصله زمانی کوتاه وجود خواهد داشت، ضرایب شبه استاتیکی مورد استفاده در عمل معمولاً متناظر با مقادیری از شتاب خواهد بود که به مقدار قابل ملاحظه ای کوچکتر از a_{max} خواهند بود

سید بر اساس مطالعه ای که بر روی چندین سد در کشورهای زلزله خیز دنیا صورت داد، ضرایب اطمینان حداقل مورد نیاز را در محدوده ۱ تا ۱/۵ با ضرایب شبه استاتیکی بین ۰/۱ الی ۰/۱۲ معرفی نمود (۱۹۷۹). نمونه ای از نتایج آنالیز شبه استاتیکی در شکل ۲ آورده شده است. در نمودار مذکور مقادیر ضریب اطمینان در مقابل پایداری در ازای ضرایب زلزله مختلف نشان داده شده است. همانطور که دیده می شود ضریب زلزله بحرانی معادل با ضریب اطمینان یک می باشد که در این مثال مقدار آن برابر با ۰/۴ می باشد. به ازای مقادیر کوچکتر از ضریب زلزله بحرانی، K_h ، شیب در طی زلزله



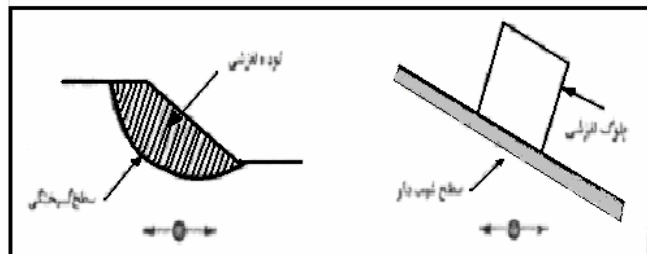
شکل ۲- تغییرات ضریب اطمینانی بر حسب ضریب افقی زلزله.

پایدار می باشد. به طور کلی جهت انجام تحلیل به روش شبه استاتیکی پیشنهاد می شود بررسی از سطح بحرانی تعیین شده در آنالیز استاتیکی آغاز شود. آنالیز تغییر شکل در ادامه به روشهای مختلف که رویه های ساده شده ای برای محاسبه تغییر شکل های بوجود آمده ناشی از زلزله می باشند پرداخته می شود. این روشها توسط ICOLD (۱۹۷۵) برای سدهای بزرگ ارائه شده اند که برای مدفن ها هم قابل استفاده می باشند

۲) آنالیز تغییر شکل:

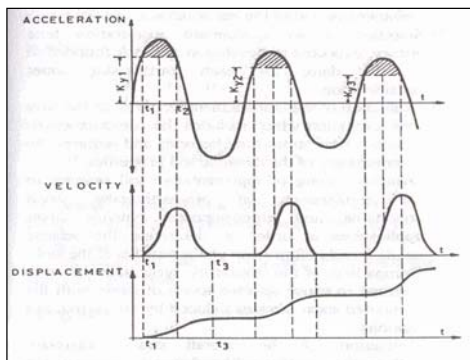
۲-۱) روش نیومارک [۳] و [۴] و [۲]: روش شبه استاتیکی جهت تحلیل رفتار دینامیکی شیروانی ها همانند همه روشهای تعادل حدی، شاخصی برای پایداری (ضریب اطمینان) ارائه می دهد، لیکن هیچگونه اطلاعاتی در زمینه تغییر شکل های مربوط به گسیختگی شیروانی ارائه نمی دهد. از آنجایی که

کارایی یک شیروانی بعد از زلزله به وسیله تغییر شکلها کنترل می شود، تحلیل هایی که قادر به تعیین تغییر شکلها هستند، شاخص های مفیدتری از پایداری لرزه ای شیب ارائه می دهند. بدلیل تغییر شتابهای ناشی از زلزله با زمان، ضریب اطمینان شبه استاتیکی نیز در طول زمان تغییر خواهد کرد. اگر توده های موثر بر یک توده بالقوه لغزشی به اندازه ای بزرگ شوند که کل نیروهای محرک استاتیکی و دینامیکی از نیروهای مقاوم خاک تجاوز کنند، ضریب اطمینان کوچکتر از یک خواهد شد، هنگامیکه ضریب اطمینان کمتر از یک باشد، توده بالقوه لغزشی دیگر تعادل نخواهد داشت و در نتیجه به حرکت در خواهد آمد. این وضعیت مشابه بلوکی می باشد که بر روی یک سطح شیبدار قرار گرفته باشد (شکل ۳). نیومارک از این مدل جهت تغییر شکل دائمی شیروانی تحت اثر حرکات لرزه ای زمین استفاده کرده است و با در نظر گرفتن تاریخچه شتاب برای توده لغزشی، روش شبه استاتیکی را توسعه داده است.



شکل ۳- تشابه میان یک زمین لغزه و بلوک بر روی سطح شیبدار

نیومارک در سال ۱۹۶۵ روشی مناسب برای مصالح با رفتار صلب-پلاستیک ارائه داد. در این روش شتابی که در آن لغزش شروع می شود تعیین شده و جایجایی های ناشی از افزایش بیشتر شتاب، محاسبه می شوند. این رویه در شکل ۴ نشان داده شده است. اگر الگوی شتاب وارده به جرم لغزان مشابه شکل ۴ باشد تا زمان t_1 که شتاب کمتر از شتاب تسلیم است جایجایی در جرم ایجاد نمی شود. با فزونی شتاب از حد تسلیم، جرم به حرکت در آمده و سرعت آن برابر مساحت ناحیه هاشور خورده است. در زمان t_2 سرعت به حداکثر خود رسیده و با کاهش شتاب، سرعت نیز به مرور در زمان t_3 صفر می شود. با محاسبه انتگرال نمودار سرعت در برابر زمان معادله جایجایی بدست می آید. کرامر و اسمیت در سال ۱۹۹۷ بلوک صلب تنها در روش نیومارک را با تعداد بیشتری بلوک متصل بهم از طریق فنر و میراگر جایگزین نمودند. در این حالت جرم، ثابت فنر و ضریب میراگر می توانند بر اساس خصوصیات دینامیکی سطح لغزان انتخاب شوند



شکل ۴- انتگرال گیری از شتاب برای تعیین جایجایی

۲-۱-۲) آنالیز طیف شیب برای روش نیومارک: برای تخمین حرکت متوسط گوه گسیختگی از آنالیز طیف شیب برای بلوک گسیخته استفاده می شود. آنالیز طیف شیب رایج شامل انتخاب یک شتاب نگاشت برای نشان دادن حرکت سنگ بستر می باشد که به طور موثر شدت، مدت و محتوای فرکانسی حرکت لرزه ای را شبیه سازی کند. این حرکت، با استفاده از یک مدل عددی، از میان لایه های خاک منتشر می شود. نتایج می توانند در قالب تغییرات تنش، کرنش و شتاب نسبت به زمان در یک مدل هندسی نشان داده شوند. در روش نیومارک شتابنگاشت در سطح لغزش با انجام آنالیز اجزای محدود و یا تحلیل کامپیوتری پاسخ لرزه ای معادل خطی یک بعدی به وسیله نرم افزارهایی که به این منظور طراحی شده اند، مانند نرم افزار SHAKE، قابل محاسبه می باشد.

۲-۲) روش سارما: سارما در سال ۱۹۷۳ روشی برای محاسبه شتاب افقی بحرانی ارائه داد. این شتاب بحرانی سبب قرار گیری خاک موجود در توده لغزش در تعادل حدی می شد که پیمانته ای برای محاسبه ضریب اطمینان استاتیکی بود. آنالیز سارما بر اساس اصل تعادل حدی بوده و فرض می شد که مصالح از معیار موهر- کولمب تبعیت می کنند.

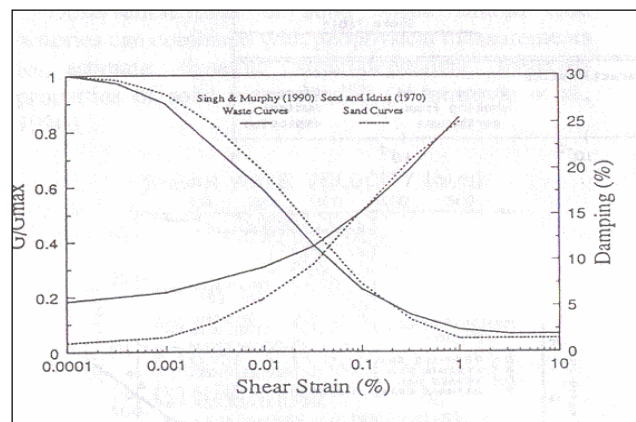
۲-۳) روش مک دیسی و سید [۲]: در این روش برای محاسبه تغییر مکانهای دائمی از مفهوم ارائه شده توسط نیومارک استفاده می شود اما ارزیابی پاسخ دینامیکی خاکریز (روش سید و مارتین ۱۹۶۶) بجای رفتار جسم صلب بکار می رود. در این روش فرض بر آن است که گسیختگی در سطحی مشخص رخ می دهد و مصالح دارای رفتار الاستو پلاستیک می باشند. گسترده ترین روش مورد استفاده در آنالیز دینامیکی سدهای خاکی روش سید می باشد. گام

های این روش بصورت زیر بیان می شود :

۱. تعیین تنش های اولیه در خاکریز قبل از زلزله
۲. انتخاب تاریخچه زمانی شتاب مورد انتظار از یک زلزله مد نظر برای سنگ بستر
۳. تعیین پاسخ خاکریز به تحریکات سنگ بستر که شامل محاسبه تاریخچه زمانی تنش برشی ایجاد شده است
۴. آزمایشات دینامیکی روی نمونه های خاک نماینده سایت در شرایط تنشی پیش و پس از زلزله به منظور تعیین مقاومت دینامیکی و خصوصیات تغییر شکلی خاک
۵. مقایسه تنش های برشی تناوبی آزمایشگاهی لازم برای ایجاد حد خاصی از کرنش با مقادیر محاسبه شده تنش های برشی ناشی از زلزله
۶. ارزیابی پتانسیل کرنش، تغییر شکل و پایداری در مقاطع مختلف خاکریز

این رویه برای مدفن ها به شرط در نظر گرفتن محدودیت ها و عدم قطعیت های موجود قابل استفاده است.

انجام آزمایشهای دینامیکی روی نمونه های خاک از بزرگترین مشکلات می باشد و همواره باید از قضاوت مهندسی در حل این دشواری ها استفاده کرد. در ادامه به توضیح مختصر در مورد هر یک از گامهای ذکر شده می پردازیم. روش اجزاء محدود، ابزاری سودمند برای تعیین تنش و تغییر شکل حین ساخت مدفن می باشد. در این روش یکی از مهمترین ورودی ها، خصوصیات مواد می باشد. معروفترین قوانین رفتاری حاکم بر مدفن ها شامل مدل K-G، مدل M-G، مدل هذلولی، مدل الاستو پلاستیک می باشند که همگی مدل های غیر خطی برای تنش تغییر شکل هستند. برای انتخاب تاریخچه زمانی مناسب که بیانگر سطح مشخصی از حرکات ناشی از زلزله باشد به نحوی که سازه برای آن سطح از حرکات طراحی شود هنوز رویه مشخصی که مورد قبول همگان باشد وجود ندارد. در حالت کلی ارزیابی مدفن برای دو زلزله توصیه شده است: یکی ماکزیمم زلزله طرح (MDE) و دیگری زلزله پایه عملکردی (OBE) است که هر دو به فعالیت های لرزه ای نزدیک گسل و ناحیه تکتونیکی بستگی دارد. در این مورد، مفهوم ماکزیمم زلزله قابل باور (MCE) مطرح می شود که به صورت حد بالا برای شدت مورد انتظار زلزله تعریف می گردد. برای تعیین این زلزله دو روش قطعی و احتمالاتی وجود دارد. در مدلسازی هر ماده بصورت اجزاء محدود خصوصیتی از ماده شامل وزن مخصوص کل، مدول برشی ماکزیمم و تغییرات آن با میانگین تنش های موثر اصلی و با کرنش برشی، تغییرات نسبت میرایی با کرنش برشی و ضریب پواسون لازم است که از این میان با توجه به اهمیت، به پارامترهای مدول برشی و میرایی می پردازیم. تغییرات مدول برشی و میرایی زائادات جامد شهری با کرنش برشی در شکل ۶ نشان داده شده است. این نمودار توسط سین و مورفی (۱۹۹۰) ارائه شده که این دو فرض نمودند که این خصوصیات زائادات مشابه خاک نباتی است چرا که هر دو دارای وزن مخصوص کم و تراکم پذیری بالا هستند. البته زمانی که زائادات شامل نخاله های ساختمانی باشد می توان از نمودارهای ارائه شده برای مصالح سنگریز و شن استفاده نمود. برای تعیین پاسخ لرزه ای مدفن از نظر تغییر شکل، کرنش، شتاب و تنش، مدلهای تنش کل و تنش موثر وجود دارند همچنین از جمله مدلهای غیر خطی می توان به مدل اندوکرونیک و Cam-Clay اشاره نمود برای مقایسه تنش های ناشی از زلزله با مقادیر آزمایشگاهی دو روش وجود دارد. در روش اول می توان با تعیین و اعمال الگوی نامنظم و غیر یکنواخت زلزله به نمونه های خاک رفتار آنرا مشخص نمود که دستگاههای مربوطه دارای هزینه زیادی بوده و در صورت تغییر زلزله تمام آزمایشات بایستی تکرار گردند. در روش دوم می توان الگوی نامنظم تنش های ناشی از زلزله را با تنش های تناوبی یکنواخت معادل جایگزین نمود که در این حالت آزمایشات انجام گرفته روی خاک با تعداد زیادی زلزله قابل مقایسه است

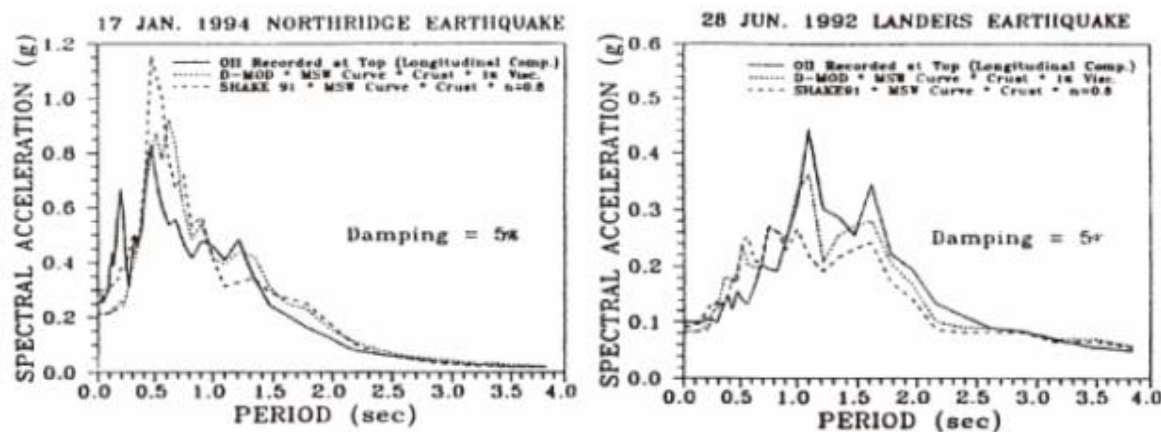


شکل ۶- تغییرات مدول برشی و نسبت میرایی با کرنش برشی.

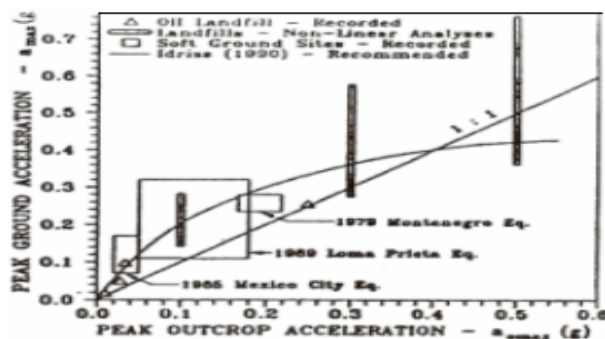
۲-۴) روش مینیرو : در این روش رفتار ترد خاک در بارگذاری دینامیکی و فشار آب حفره ای ناشی از زلزله لحاظ شده است. مینیرو در سال ۱۹۹۷ کاربرد این روش را برای مدفن ها ارائه داده است. در روشهای سارما، مک دیسی و سید و روش مینیرو بر خلاف روش شبه استاتیکی امکان محاسبه جابجایی باقی مانده وجود دارد

۳) آنالیز پاسخ [۵] : یکی از تحقیقاتی که در راستای بررسی رفتار دینامیکی مدفن مواد زاید شهری صورت پذیرفته است، تحقیقی است که توسط Augello و همکاران (۱۹۹۵) و به روش تحلیل معادل خطی انجام شده است. با توجه به اینکه عواملی نظیر ارتفاع مدفن، مشخصات بستر مدفن، خواص

دینامیکی مواد دفنی و مشخصات زلزله مورد مطالعه به میزان زیادی بر پاسخ مدفن تاثیرگذار می باشند، برای بررسی چگونگی تاثیر این عوامل روی رفتار مدفن تحلیل های متعددی با نرم افزار ۹۱ SHAKE صورت گرفته است. این برنامه برای بررسی پاسخ یک بعدی خاک، با توجه به انتشار عمودی موج برشی از میان ستون خاک به کار می رود. همچنین می توان به کمک این نرم افزار، با بهره گیری از روش الاستیک معادل خطی، مدول برشی و میرایی دینامیکی را که توابعی از کرنش برشی هستند مدل کرد. به منظور انجام مقایسه بین نتایج به کارگیری آنالیز خطی و غیر خطی برای بررسی پاسخ لرزه ای مدفن، در تحقیقی که در اینجا مورد بررسی قرار می گیرد، مجموعه ای از آنالیزهای در دو دسته خطی و غیر خطی توسط نرم افزارهای کامپیوتری انجام گرفته است. آنالیز غیرخطی برای پاسخ لرزه ای مدفن OII توسط نرم افزار D-MOD (Matasovic, ۱۹۹۳) و همچنین برای انجام آنالیز خطی از نرم افزار SHAKE استفاده شده است. پارامترهای انتخابی برای مدل های به کار رفته بر اساس نتایج آنالیز برگشتی پاسخ مدفن OII در برابر زلزله های ۳ اخیر انتخاب شده است. در شکل شماره ۷، شتاب طولی اندازه گیری شده در بالای تاج مدفن OII برای زلزله های مذکور نشان داده شده است. در هر یک از آنها نتایج حاصل از آنالیز خطی توسط SHAKE، آنالیز غیر خطی توسط D-MOD و همچنین رکوردهای ثبت شده در مدفن نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می شود نتایج بدست آمده از دو روش خطی و غیر خطی در مقایسه با رکوردهای ثبت شده مدفن در مطابقت خوبی قرار دارند. در مورد زلزله اول (Northridge)، می توان مشاهده کرد که نتایج آنالیز خطی در مقایسه با آنالیز غیر خطی و نیز رکوردهای ثبت شده، مقدار کمتری برای بیشینه شتاب که در پرپود ۰/۵ ثانیه اتفاق می افتد ارائه می کند. در مورد زلزله دوم (Landers)، که بیشتر انرژی حرکت آن در پرپودهای بالا در محدوده ۱ تا ۲ ثانیه اتفاق می افتد و همچنین تاثیرات غیر خطی به خاطر پایین بودن شدت زلزله قابل چشم پوشی می باشد می توان مشاهده کرد که نتایج حاصل از انجام تحلیل ها توسط SHAKE و D-MOD در مطابقت خوبی با مقادیر واقعی اندازه گیری شده دارند. بررسی پاسخ های مشاهده شده از مدفن OII در زلزله های اخیر و همچنین نتایج به دست آمده از آنالیزهای خطی و غیرخطی نشان می دهد که پاسخ مدفن ها در برابر زلزله از نظر پتانسیل بزرگنمایی بسیار شبیه خاکهای نرم می باشد. شکل ۸ ارتباط بین شتاب ماکزیمم زمین را در بستر و روی سطح رخنمون با مقدار متناظر آن در سطح خاک های نرم انباشته شده نشان می دهد (Idriss, ۱۹۹۰). همچنین در نمودار این شکل نتایج آنالیزهای غیر خطی و پاسخ واقعی ثبت شده مدفن OII نیز مشاهده می شود. نتایج آنالیزهای غیر خطی با به کارگیری نرم افزار D-MOD، با استفاده از رکوردهای ثبت شده چهار زلزله مختلف که به مقادیر ۰/۱g، ۰/۳g، ۰/۵g و ۰/۸g نرمال شده اند و برای حالات مختلف مدفن با ضخامت های ۱۵، ۴۵ و ۹۱ متر برای مواد زاید به دست آمده است همانطور که مشاهده می شود نتایج ارائه شده در این شکل به طور واضح بزرگنمایی حرکات زمین را در مدفن ها مواد زاید جامد نشان می دهد. همچنین مطابقت بزرگنمایی بین خاکهای نرم و مواد زاید جامد در این نمودار دیده می شود.



شکل ۷- مقایسه بین طیف پاسخ ثبت شده و محاسباتی در مدفن OII در اثر زلزله های Northridge و Landers



شکل ۸- ۸

بزرگنمایی شتاب افقی ماکزیمم

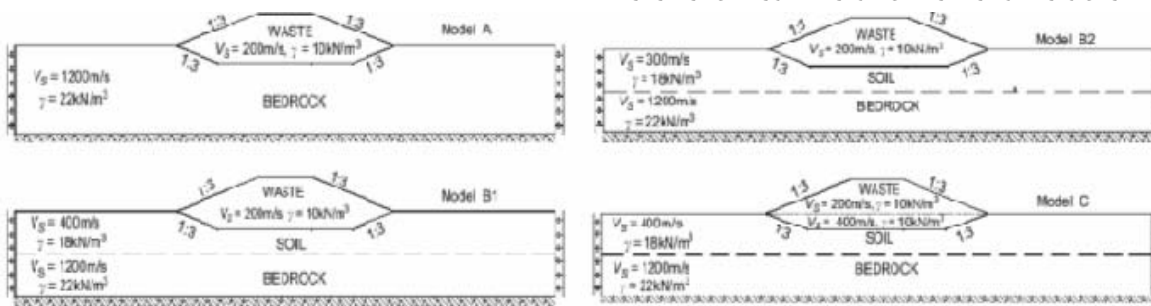
۱- Northridge, ۱۹۹۴, M = ۶,۷; Landers, ۱۹۹۲, M = ۷,۴

۴) اثرات شرایط موضعی روی عکس العمل زلزله خیزی مدفن‌ها [۶]، [۷]:

شرایط موضعی محل ممکن است بطور چشمگیری حرکت سطح زمین را بوسیله موارد زیر تغییر دهد:

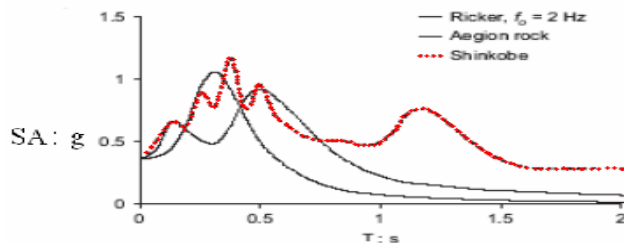
۱) تقویت حرکت زمین (۲) طولانی تر کردن طول مدت آن (۳) تولید حرکات متفاوت

در این قسمت از مقاله به منظور بررسی شرایط موضعی دو مجموعه آنالیزهای عددی ۲D انجام گرفته است. اولین مجموعه بر روی مدفن‌های A, B₁, B₂, C که با شتابهای مختلف تحریک می شوند (شکل ۹) و مجموعه دوم آنالیز مدفن‌های D₁, D₂ که به منظور اثرات غیر خطی بودن مواد روی اندرکنش دینامیکی یک سازه خاکی و یک لایه خاک انجام گرفته شده است. همانطور که در شکل ۹ دیده میشود در مجموعه مدفن‌های گروه اول تنها مدفن C از نظر مواد تشکیل دهنده متفاوت میباشد تا بتوانیم اثر تغییر Vs را بررسی کنیم. این آنالیز با فرض شرایط کرنش مسطح بوده و برای تعیین غیر خطی بودن خاک و مواد، مقادیر سختی و استهلاک را تابع کرنش برشی در نظر گرفته شده است. استهلاک سختی و افزایش استهلاک برای خاک بر اساس نمودارهای پیشنهادی ادریس و برای مواد زائد بر اساس نمودارهای کاوازانجیان در نظر گرفته شده است.



شکل ۹ - مدل‌های مدفن‌های A, B₁, B₂, C

زلزله اعمال شده به مدل شامل ۳ دسته می باشد: ۱) زلزله ۱۹۹۵ کوبه در ژاپن (۲) زلزله ۱۹۹۵ ایژن در یونان (۳) یک پالس ریکر ساده با فرکانس مرکزی $f=2\text{Hz}$ (شکل ۱۰) که علی رغم سادگی شکل موج آن یک محدوده وسیعی از فرکانس‌ها را پوشش می دهد. برای پوشش دادن به محدوده کافی از هر رفتار غیر خطی از خاک و زباله حرکات ورودی با پیکهای (PGA) متفاوت درجه بندی شده‌اند: مورد I (رفتار خطی، ضرورتاً: $\text{PGA} = 0.01g$) و مورد II (تراز پایین غیر خطی بودن): ($\text{PGA} = 0.16g$) و مورد III (تراز متوسط غیر خطی بودن): ($\text{PGA} = 0.24g$) و مورد IV (تراز بالا غیر خطی بودن): ($\text{PGA} = 0.36g$).



شکل ۱۰- شتابهای اعمال شده

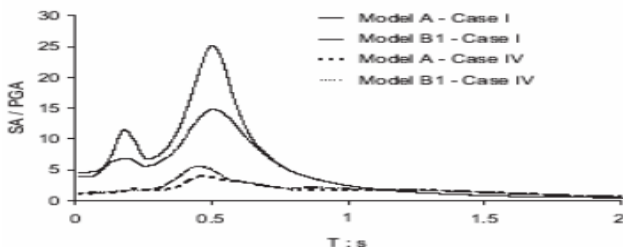
نتایج بدست آمده:

۴-۱) اثرات لایه خاک زیر مدفن:

شتاب ثبت شده در ایژن را بر روی مدفن‌های A, B₁ با PGA (موارد I, IV) و اثر وجود خاک بصورت زیر :

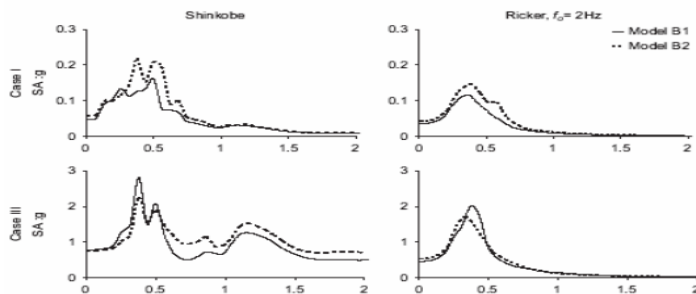
الف) در مورد خطی (مورد I) به نظر سودمند و مفید می باشد زیرا دوره تناوب پائینان از تشدید احتمالی جلوگیری می کند.

ب) در مورد غیر خطی (مورد IV) مفید نمی باشد زیرا دوره تناوب افزایش یافته و به دوره تناوب مدفن نزدیک شده و احتمال تشدید وجود دارد در شکل ۱۱ نتایج آزمایش آمده است.



شکل ۱۱- اثرات لایه خاک زیر مدفن A, B₁

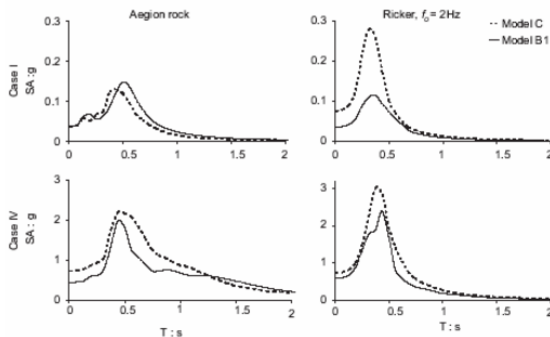
با مقایسه عکس العمل بین مدفنه‌های B_1, B_2 مشاهده می‌شود که یک تغییر جزئی در خواص خاک زیر مدفن ممکن است بطور چشمگیری رفتار مدفن را تحت تاثیر قرار دهد که این موضوع نیز به نوع شتاب اعمالی و درجه غیر خطی بستگی دارد. که در شکل ۱۲ نتایج آمده است.



شکل ۱۲-مقایسه عکس العمل مدفنه‌های B_1, B_2

۴-۲) اثر خواص زباله:

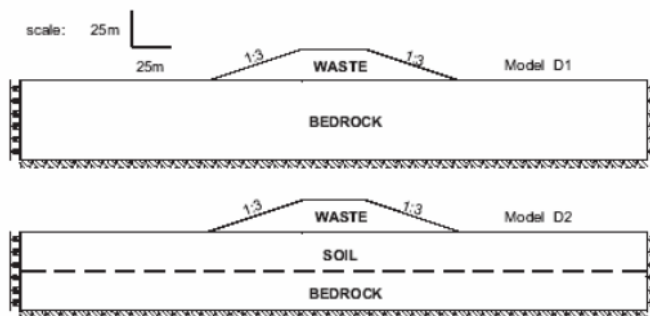
برای بررسی این اثر مدفن B_1, C مقایسه شده اند. افزایش V_s در نیمه پایتینتر (C) صلبیت کل سازه را افزایش داده و دوره تناوب را کاهش می‌دهد در نتیجه در مورد خطی مدفن نسبت به دوره تناوب پایتینتر حساستر خواهد بود. که در شکل ۱۳ نتایج آمده است.



شکل ۱۳- مقایسه عکس العمل مدفنه‌های B_1, C

۴-۳) اثر غیر خطی بودن مواد

به منظور بررسی کاملتر اثرات غیر خطی بودن مواد روی تعامل دینامیکی بین یک سازه خاکی و یک لایه خاک از دومین مجموعه آنالیزها برای عکس العمل ناشی از یک خاکریز دوزنقه ای ساده که بر روی بستر سنگی (مدل D_1) یا روی لایه خاک (مدل D_1) انجام گرفت (شکل ۱۴). توجه کنید که شکل مدل D_2 در واقع با شکل مدل C که قبلاً بررسی گردید مطابقت دارد. با این حال همانطور که قبلاً اشاره گردید در این مجموعه از آنالیزها سرعتهای موج برشی هم مواد زباله ای و هم مواد خاکی مطابق موارد زیرسازگار می‌گردد: (a) دوره تناوب مشخصه بنیادی هر سازه شامل (مدفن و لایه خاک)، و (b) دوره تناوب غالب تحریک.

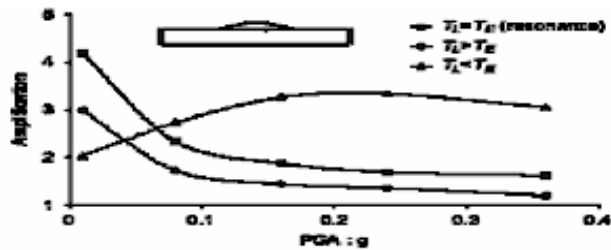


شکل ۱۴- مدفنه‌های D_1, D_2

۴-۳-۱) مدفنه‌هایی که بر روی بستر سنگی قرار دارند (مدل D_1):

دوره تناوب پالس ریکر T_e حدود 0.35 می‌باشد بنابراین با مقایسه T_e با دوره تناوب اصلی مدفن تحت سطوح کرنش کوچک $T_1 \approx 2.5 * H_1 / V_s$ که H_1 : ارتفاع مدفن و V_s : سرعت موج برشی مواد) بر روی مدفن D_1 می‌توان مشاهده کرد غیر خطی بودن به طور چشمگیری بر تقویت شتاب تاج اثر می‌گذارد ولی این موضوع همیشگی نیست از اینرو در محیطی که دوره تناوب پالس ریکر بزرگتر از دوره تناوب اصلی مدفن باشد افزایش شتاب ورودی و رفتار

غیر خطی تر مواد موجب متفاوت بودن آن نسبت به دومورد $T_L = T_E$ و $T_L > T_E$ می گردد. (شکل ۱۵)



شکل ۱۵- مدفنهایی که بر روی سنگ واقع

۴-۳-۲) مدفنهایی که بر روی خاک قرار دارند (مدل D_r):

در این حالت سیستم بصورت پیچیده تری رفتار می نماید زیرا با در نظر گرفتن دوره تناوب خاک (T_s) ۴ حالت زیر امکان پذیر است:
 (a) $T_L < T_s, T_E = T_s$: تا زمانیکه مواد (خاک و زباله) به صورت خطی رفتار کنند، تقویت صوتی را می توان عمدتاً بدلیل عکس العمل خاک نسبت داد. با این حال، غیر خطی بودن ممکن است موجب طنین بین خاک و مدفن زباله گردد، و از این رو تقویت صوتی را به طور قابل توجهی افزایش دهد
 (b) $T_L < T_s, T_E = T_L$: در این مورد، لایه خاک اساساً بعنوان یک عایق و جدا کننده در برابر زلزله عمل کرده و از رخ دادن طنین شدت جلوگیری بعمل میآورد
 (c) $T_s < T_L, T_E = T_L$: تحت این شرط، لایه خاک در مقایسه با مواد زائد صلب بوده و بنابراین لایه خاک امواج زلزله ای لازم را زیاد تقویت نمیکند.
 (d) $T_E = T_L = T_s$: همانطور که در بالا ذکر گردید، این مورد با طنین مضاعف همخوانی دارد و بایستی از آن اجتناب کرد.

۵) نتیجه گیری

(۱) در بحث آنالیز مدفن و استفاده از خصوصیات فیزیکی و مکانیکی زائادات جامد شهری، دشواری کار به تعیین این خصوصیات محدود نشده و بلکه تفسیر و استفاده از این نتایج در آنالیز بلند مدت رفتار مدفن نیز امری مهم بوده و نیاز به تحقیقات بیشتر دارد.
 (۲) در حال حاضر بسیاری از روشهای تحلیلی که در مورد زائادات بکار می رود از روشهایی که در مورد خاک ارائه شده، اقتباس گردیده است. از اینرو در استفاده از این روشها در مورد زائادات دقت و احتیاط بسیاری باید صورت گیرد چرا که طبیعت زائادات بسیار غیر همگن بوده و با گذر زمان خصوصیات آنها بسیار دستخوش تغییر می شود.
 (۳) برای آنالیز دینامیکی مدفن روشهای مختلفی از جمله آنالیز شبه استاتیکی، آنالیز تغییر شکل و آنالیز پاسخ ساختگاه وجود دارد. در تمامی این روشها، مدل‌های ریاضی باید توسط آزمایشات آزمایشگاهی نظیر میز لرزان و سانتریفیوژ آزموده شوند.
 (۴) هندسه ساختگاه سازه هایی نظیر مدفن و سد خاکی می تواند بر پاسخ دینامیکی و حتی استاتیکی آنها تاثیر گذار باشد و برای بررسی بهتر رفتار سازه لازم است آنالیز سه بعدی انجام شود.
 (۵) طراحی مناسب مدفن در برابر زلزله بایستی بر اساس یک مبنای مورد به مورد انجام گیرد تا اینکه بتوانیم، بجز شرایط زلزله شناسی، شرایط خاص محلی و مشخصات جداگانه و خاص هر مدفن زباله را به طور خاص و انحصاری در نظر بگیریم.

مراجع:

- Lee W. Abramson, Thomas S. Lee, Sunil Sharma, Glenn M. Boyce. ۲۰۰۲. "SLOPE STABILITY AND STABILIZATION METHODS". John Wiley & Sons, INC.
- Seco e Pinto, P.S. (۱۹۹۸). "Dynamic analysis of solid waste landfills and lining systems", Proc. Of the Third Inter. Cong. On Environmental Geotechnics, Portugal, pp ۱۱۲۵-۱۱۵۹.
- Newmark, N.M. (۱۹۶۵). "Effects of earthquakes on dams and embankments", Geotechnique, Vol. ۱۵(۲), pp. ۱۳۹-۱۶۰.
- Kramer, S.L., and Smith, M.W. (۱۹۹۷). "Modified Newmark model for seismic displacement of compliant slopes", Jour. Geotec. And GeoEnvironmen. Eng., vol. ۱۲۳(۷), pp. ۶۳۵-۶۴۴.
- Edward Kavazanjian and Neven Matasovic, "Seismic Analysis of Solid Waste Landfills", Geoenvironment (۲۰۰۰), edited by Y.B. Acar & David E. Daniel, ASCE, ۱۹۹۵
- P.N. Psarropoulos, Y. Tsompanakis, Y. Karabatsos. (۲۰۰۶). "Effects of local site conditions on the seismic response of municipal solid waste landfills". Soil Dynamics and Earthquake Engineering
- Knochenmus, G., M. Wojnarowicz, and W.F. Wan Impe (۱۹۹۸). "Stability of municipal solid wastes", Proc. Of the Third Inter. Cong. On Environmental Geotechnics, Portugal, pp ۹۷۷-۱۰۰۰