

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي
خَلَقَ السَّمَوَاتِ وَالْأَرْضَ
وَالَّذِي جَعَلَ الْمَوْتَ
وَالْحَيَاةَ وَالَّذِي
يُحْيِي الْمَوْتَى
وَالَّذِي يُخْرِجُ
الْحَبَّ وَالذُّرْءَ
وَالَّذِي يُصَوِّرُ
الْبَشَرَةَ فِي أَحْسَنِ
تَقْوِيمٍ
سُبْحَانَ اللَّهِ عَمَّا يُشْرِكُونَ
اللَّهُ أَكْبَرُ عَمَّا يُشْرِكُونَ



دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی ژئوتکنیک

بررسی عددی نشست ناشی از روانگرایی پی های سطحی

نگارنده:

علی بشارتی نژاد

استاد راهنما

دکتر رضا نادری

بهمن ۱۳۹۵

دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده : عمران

گروه : مهندسی آب و ژئوتکنیک

پایان نامه کارشناسی ارشد آقای علی بشارتی نژاد به شماره دانشجویی: ۹۳۰۳۹۰۴

تحت عنوان: بررسی عددی نشست ناشی از روانگرایی پی های سطحی

در تاریخ توسط کمیته تخصصی زیر جهت اخذ مدرک کارشناسی ارشد
مورد ارزیابی و با درجه مورد پذیرش قرار گرفت.

امضاء	اساتید مشاور	امضاء	اساتید راهنما
	نام و نام خانوادگی :		نام و نام خانوادگی :
	نام و نام خانوادگی :		نام و نام خانوادگی :

امضاء	نماینده تحصیلات تکمیلی	امضاء	اساتید داور
	نام و نام خانوادگی :		نام و نام خانوادگی :
			نام و نام خانوادگی :
			نام و نام خانوادگی :
			نام و نام خانوادگی :

تقدیم به پدر و مادر مهربانم که هر لحظه وجودم را از چشمه‌سار پراز عشق چشمانشان
سیراب می‌کنند...

تقدیر و تشکر

آنجا که سخن در تجلی آرمان‌ها و امیدهای آدمی درمی‌ماند، آنجا که احساس آزادگی به انسان دست می‌دهد و ستایش‌ها، پرس‌وجوها و ژرف‌نگری‌ها آغاز می‌شود، آنجا را می‌توان اقلیم هنر و علم نام نهاد.

بر خود لازم میدانم که در این مجال از راهنمایی‌های ارزشمند توأم با صبر و شکیبایی استاد گرامی جناب آقای دکتر نادری تشکر و قدردانی کنم.

همچنین از آقایان محسن نباتی علی حسن نژاد بابت همکاری صمیمانه در طی فرآیند مدل‌سازی کمال تشکر و سپاس را دارم .

تعهد نامه

این جانب علی بشارتی نژاد دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران-ژئوتکنیک دانشکده مهندسی عمران دانشگاه شاهرود نویسنده پایان نامه بررسی عددی نشست ناشی از روانگرایی پی‌های سطحی تحت راهنمایی دکتر رضا نادری .متعهد می‌شوم.

- تحقیقات در این پایان نامه توسط این جانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهش‌های محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان نامه 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 شاهرود می‌باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه شاهرود » و یا « Shahrood University» به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می‌گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آن‌ها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، 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 رایانه ای، نرم افزارها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه شاهرود میباشد. این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمیمربوطه ذکر شود.
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمیباشد.

چکیده:

یکی از زیان‌بارترین پدیده‌های ناشی از زلزله، پدیده روانگرایی خاک است. روان شدن خاک در حین زلزله باعث از دست رفتن استحکام و سختی خاک می‌شود که این اتفاق بیشتر در ماسه‌های اشباع رخ می‌دهد. یک لایه ماسه اشباع وقتی تحت بار دینامیکی قرار بگیرد تمایل به تراکم نسبی و کاهش حجم دارد، اگر امکان زهکشی سریع آب حفره‌ایی تحت بار دینامیکی نباشد، فشار آب حفره‌ایی به تدریج افزایش می‌یابد، در صورتی که این افزایش فشار آب حفره‌ایی به حدی برسد که برابر با تنش کل شود، پدیده روانگرایی رخ می‌دهد. در واقع در این حالت تنش مؤثر صفر می‌شود و خاک ماسه در این منطقه مقاومت برشی ندارد و مانند یک سیال عمل می‌کند. وقوع پدیده روانگرایی در خاک‌ها و بخصوص خاک‌های ماسه‌ایی، موجب طیف گسترده‌ایی از خرابی‌ها، از جمله نشست و کج شدگی، به سازه‌ها و پی‌های قرار گرفته بر روی لایه خاک مستعد روانگرایی می‌شود. هدف از این مطالعه در پایان‌نامه، مدل‌سازی نشست ناشی از روانگرایی پی سطحی بر روی خاک دانه‌ایی ماسه اشباع به شیوه عددی با نرم‌افزار OpenSEES است که در این نرم‌افزار به صورت غیرخطی، تأثیر تراکم نسبی خاک روانگرا و عرض پی بر نشست مورد مطالعه قرار گرفته است. وجود یک لایه مدفون و مستعد روانگرایی همواره یک خطر بالقوه برای سازه‌ها و پی‌ها و بخصوص پی‌های سطحی بنا شده بر روی این خاک‌ها است. در صورت وجود لایه خاک روانگرا تا سطح خاک، معمولاً اقدامات لازم جهت مقاوم‌سازی خاک از جمله تراکم نسبی خاک یا تعویض خاک صورت می‌گیرد، اما وقتی لایه خاک کم تراکم توسط نهشته متراکم پوشانده شده است، اکثراً دور از چشم قرار دارد و خطر آن مورد توجه قرار نمی‌گیرد. در این مدل یک لایه خاک ماسه اشباع با تراکم نسبی ۴۰ درصد توسط دو لایه نسبتاً متراکم ماسه اشباع با تراکم نسبی ۷۵ درصدی احاطه شده است. سپس به منظور بررسی اثر مقدار تراکم نسبی بر روی نشست پی، مقدار تراکم نسبی لایه خاک روانگرا را به تدریج افزایش یافته و نتایج آن مورد ارزیابی قرار گرفته است.

کلمات کلیدی: روانگرایی، نشست، ماسه، تراکم نسبی، پی سطحی، عرض پی

لیست مقالات مستخرج از پایان نامه:

۱: بررسی تأثیر یک لایه خاک کم تراکم مستعد روانگرایی بر نشست پی سطحی با رویکرد عددی،

پنجمین کنفرانس بین‌المللی ژئوتکنیک آبان ۱۳۹۵، تهران

۲: بررسی اثر عرض پی سطحی بر نشست ناشی از روانگرایی در خاک‌های ماسه‌ای اشباع،

چهارمین کنفرانس بین‌المللی مهندسی عمران، معماری و مدیریت شهری، بهمن ۱۳۹۵، تهران

فهرست مطالب:

فصل اول	۱
۱-۱- اهداف پژوهش	۳
۲-۱- ساختار پژوهش	۳
فصل دوم	۷
۲-مروری بر مطالعات گذشته	۸
۱-۲- مقدمه	۸
۲-۲- روانگرایی	۸
۱-۲-۲- تعریف روانگرایی توسط سید:	۱۳
۲-۲-۲- روانگرایی از نظر کمیته مهندسی زلزله امریکا:	۱۳
۱-۲-۲-۲- روانگرایی جریان‌ی	۱۴
۲-۲-۲-۲- بسیج سیکلی	۱۴
۳-۲- سازوکار روانگرایی	۱۴
۴-۲- عوامل تأثیرگذار بر پدیده روانگرایی	۱۷
۱-۴-۲- تاریخچه نهشته خاک	۱۷
۲-۴-۲- خصوصیات زمین‌شناسی منطقه	۱۷
۳-۴-۲- بافت و ساختار خاک	۱۷
۴-۴-۲- شرایط اولیه خاک	۱۸

۱۸ نسبت تخلخل بحرانی ۱-۴-۴-۲
۲۲ حالت پایدار تغییر شکل ۲-۴-۴-۲
۲۷ نقطه شروع روانگرایی (روانگرایی اولیه) ۵-۲
۲۷ سطح روانگرایی جریانی ۱-۵-۲
۳۳ خط تغییر فاز (PTL) ۲-۵-۲
۳۵ ارزیابی مقاومت روانگرایی با استفاده از آزمایش‌های SPT و CPT ۶-۲
۳۵ آزمایش SPT ۱-۶-۲
۳۹ آزمایش CPT ۲-۶-۲
۴۴ آنالیز روانگرایی (ایشیهارا) ۷-۲
۴۶ روش سید و ادیس برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی ۸-۲
۵۱ فصل سوم
۵۲ ۳- تاریخچه ارزیابی نشست ناشی از روانگرایی و مدل‌سازی روانگرایی
۵۲ ۱-۳ مقدمه
۵۲ ۲-۳ برخی روش‌های تجربی محاسبه نشست ناشی از روانگرایی
۵۳ ۳-۳ بررسی نشست نهشته ماسه ناشی از روانگرایی (روش ایشیهارا)
۵۹ ۴-۳ نشست در ماسه‌های اشباع به روش لی و آلبایاسا
۶۰ ۵-۳ نشست در ماسه‌های اشباع به روش تاتسوکا و همکاران
۶۲ ۶-۳ نشست در ماسه‌های اشباع به روش سید، سیلور و یود
۶۴ ۷-۳ نشست در ماسه‌های اشباع به روش ستین و همکاران

۳-۸-۶۶ روش‌های عددی محاسبه نشست ناشی از روانگرایی:

۳-۸-۱-۶۷ روش یاسودا و همکاران

۳-۸-۲-۷۱ روش الگمال

۳-۸-۳-۷۳ مدل تاکاهاشی و ماهارجان

۷۷ فصل چهارم

۴-مدل‌سازی عددی و بحث در نتایج ۷۸

۴-۱-۷۸ مقدمه

۴-۲-۷۸ نوع خاک و مشخصات مکانیکی مورد استفاده

۴-۳-۸۱ مدل آزمایشگاهی مورد استفاده برای راستی‌آزمایی

۴-۴-۸۶ محیط خاک بکار رفته در تحلیل عددی

۴-۵-۸۹ بررسی نتایج تحلیل مدل در تراکم نسبی‌های مختلف

۴-۵-۱-۹۰ خاک با تراکم نسبی ۴۰ درصد

۴-۵-۲-۹۴ خاک با تراکم نسبی ۵۰ درصد

۴-۵-۳-۹۷ خاک با تراکم نسبی ۷۵ درصد

۴-۵-۴-۱۰۰ مقایسه رفتار خاک و نشست پی در حالت‌های با تراکم‌های نسبی مختلف

۴-۶-۱۰۷ بررسی اثر عرض پی بر نشست ناشی از روانگرایی

۱۲۱ فصل پنجم

۵-نتایج و پیشنهادها ۱۲۲

۱-۵- مقدمه ۱۲۲

۲-۵- نتایج ۱۲۲

۳-۵- پیشنهادها ۱۲۳

منابع ۱۲۴

فهرست اشکال:

- شکل ۱-۲ مقایسه دو نوع خاک روانگرا و غیر روانگرا و تأثیر آن بر ابنیه بنا شده بر روی خاک ۹
- شکل ۲-۲ آسیب ناشی از روانگرایی در رودخانه آبوکاما (Abukuma River) ۱۲
- شکل ۳-۲ گسترش جانبی و نشست ناشی از روانگرایی در کویسک (kiosk) ۱۲
- شکل ۴-۲ اثر روانگرایی بر سازه‌ها در زلزله نیگاتای ژاپن ۱۳
- شکل ۵-۲ کاربرد خط CVR به‌عنوان مرز بین خاک‌های مستعد و غیر مستعد برای روانگرایی ۲۰
- شکل ۶-۲ منحنی فشار همه‌جانبه بحرانی در برابر نسبت تخلخل برای خاک ماسه‌ای رودخانه ساکرامنتو ۲۱
- شکل ۷-۲ روانگرایی، روانگرایی محدود و اتساع در آزمایش با بارگذاری یکنواخت ۲۳
- شکل ۸-۲ رفتار زهکشی نشده ماسه توپورا (Toyoura) در حالت الف) شل، ب) نیمه‌متراکم، ج) متراکم

۲۵

شکل ۹-۲ خط حالت پایدار به‌صورت سه‌بعدی و تصویر آن روی سطح $e - \tau, e - \sigma', \sigma' - \tau$

۲۶

شکل ۱۰-۲ خط SSL به‌عنوان مرز بین خاک‌های مستعد و غیرمستعد برای روانگرایی (Ssu)

- مقاومت برشی باقی‌مانده خاک) ۲۶
- شکل ۱۱-۲ مسیر تنش ۵ نمونه خاک ماسه‌ای اشباع در شرایط یکنواخت تحکیم شده، نسبت تخلخل اولیه یکسان و تنش مؤثر همه‌جانبه متفاوت ۲۸

شکل ۲-۱۲ سطح روانگرایی جریانی در فضای مسیر تنش ۲۹

شکل ۲-۱۳ شروع روانگرایی اولیه تحت بارگذاری یکنواخت و متناوب ۳۰

شکل ۲-۱۴ ناحیه مستعد روانگرایی برای الف: روانگرایی جریانی ب: بسیج سیکلی ۳۱

شکل ۲-۱۵ سه حالت از پدیده بسیج سیکلی a: تغییر جهت تنش وجود ندارد و از تنش حالت پایدار تجاوز نمی‌شود. b: تغییر جهت تنش وجود ندارد ولی در زمان اندکی از تنش حالت پایدار تجاوز

می‌شود. c: تغییر جهت تنش وجود دارد ولی از تنش حالت پایدار تجاوز نمی‌شود ۳۲

شکل ۲-۱۶ خط تغییر فاز در فضای تنش مؤثر $p - q'$ ۳۴

شکل ۲-۱۷ خلاصه نمودار برای ارزیابی مقاومت سیکلی ماسه بر اساس مقدار نرمالایز شده N

آزمایش SPT ۳۶

شکل ۲-۱۸ خلاصه نمودار برای ارزیابی مقاومت سیکلی ماسه بر اساس مقدار qc آزمایش CPT

۳۹

شکل ۲-۱۹ تعریف یک افزایش برای مقدار $N1$ با احتساب اثر ریزدانه‌ها ۴۰

شکل ۲-۲۰ افزایش مقدار $\Delta N1$ بر اثر نقش مقدار ریزدانه ۴۱

شکل ۲-۲۱ تأثیر شاخص پلاستیک خاک بر مقاومت سیکلی خاک ماسه ایی دارای ریزدانه ۴۲

شکل ۲-۲۲ نمودار اصلاح شده مقاومت سیکلی با توجه به اثر شاخص پلاستیک ۴۳

شکل ۲-۲۳ افزایش $\Delta qc1$ با توجه به اثر شاخص پلاستیک ۴۴

شکل ۲-۲۴ تعداد معادل تنش سیکلی برای زلزله‌های با بزرگی مختلف ۴۷

- شکل ۲-۲۵ CSR در مقابل $N1, 60$ یا qc ۴۸
- شکل ۲-۲۶ روش بر پایه کنترل تنش برای خاک‌های ماسه سیلیکا اشباع ۴۹
- شکل ۳-۱ کرنش حجمی پس از روانگرایی در مقابل ماکزیمم کرنش برشی ۵۴
- شکل ۳-۲ فاکتور ایمنی و ماکزیمم کرنش برشی ۵۶
- شکل ۳-۳ نمودار تعیین کرنش حجمی پس از روانگرایی بر اساس مقدار فاکتور ایمنی ۵۸
- شکل ۳-۴ رابطه میان کرنش حجمی و نسبت فشار آب حفره‌ایی ایجادشده ۶۰
- شکل ۳-۵ رابطه بین کرنش حجمی و همچنین کرنش با چگالی نسبی برای ماسه‌ها ۶۲
- شکل ۳-۶ رابطه بین کرنش برشی و کرنش حجمی ۶۴
- شکل ۳-۷ منحنی‌های مرزی پس از کرنش‌های حجمی ۶۶
- شکل ۳-۸ نمودار تنش-کرنش ۶۸
- شکل ۳-۹ رابطه بین نشست ناشی از آنالیز و مقادیر واقعی نشست ۷۰
- شکل ۳-۱۰ مدل a خاک همگن ماسه، مدل b خاک ماسه به همراه دو لایه پیوسته ماسه سیلتی و دو مدل c و d نیز شامل لایه‌های ناپیوسته خاک ماسه‌سیلتی است که در نوع قرارگیری با هم تفاوت

دارند ۷۴

- شکل ۴-۱ شمای مدل آزمایشگاهی هاسلر ۸۲
- شکل ۴-۲: نمودار شتاب-زمان زلزله کوبه ۱۹۹۵ ۸۳

شکل ۳-۴ شمای مدل آزمایش هاسلر برای زمین آزاد ۸۳

شکل ۴-۴ نحوه المان‌بندی مدل ۸۴

شکل ۴-۵ مقایسه تغییرات اضافه فشار آب حفره‌ایی مدل عددی و آزمایشگاهی در عمق چهار متری

۸۴

شکل ۴-۶ مقایسه تغییرات اضافه فشار آب حفره‌ایی مدل عددی و آزمایشگاهی در عمق هشت متری

۸۵

شکل ۴-۷ مقایسه تغییرات اضافه فشار آب حفره‌ایی مدل عددی و آزمایشگاهی در عمق دوازده متری

۸۵

شکل ۴-۸ مقایسه تغییرات اضافه فشار آب حفره‌ایی مدل عددی و آزمایشگاهی در عمق شانزده متری

۸۵

شکل ۴-۹ نمودار شتاب‌نگاشت زلزله اعمالی به نمونه ۸۶

شکل ۴-۱۰ لایه‌بندی خاک ۸۷

شکل ۴-۱۱ نمودار صحت سنجی دقت المان‌بندی انتخاب شده ۸۸

شکل ۴-۱۲ نحوه المان‌های مدل برای بررسی تأثیر تراکم نسبی لایه خاک روانگرا ۸۸

شکل ۴-۱۳ لایه‌بندی خاک برای بررسی اثر عرض پی بر نشست ناشی از روانگرایی ۸۹

شکل ۴-۱۴ نحوه المان‌بندی مدل برای بررسی اثر عرض پی بر نشست ناشی از روانگرایی ۸۹

شکل ۴-۱۵ نمودار اضافه فشار آب حفره‌ایی در اعماق مختلف در زمین آزاد برای لایه خاک با تراکم

نسبی ۴۰ درصد ۹۰

شکل ۴-۱۶ نمودار اضافه فشار آب حفره‌ایی در اعماق مختلف در زیر پی برای لایه خاک با تراکم

نسبی ۴۰ درصد ۹۱

شکل ۴-۱۷ منحنی تراز تغییر شکل در مدل بر واحد متر برای لایه خاک با تراکم نسبی ۴۰

درصد(ابعاد به متر) ۹۲

شکل ۴-۱۸ منحنی تراز نسبت اضافه فشار آب حفره‌ایی لایه خاک با تراکم نسبی ۴۰ درصد در ثانیه

۱۰ زلزله(ابعاد به متر) ۹۳

شکل ۴-۱۹ منحنی تراز نسبت اضافه فشار آب حفره‌ایی لایه خاک با تراکم نسبی ۴۰ درصد در ثانیه

۱۳ زلزله(ابعاد به متر) ۹۳

شکل ۴-۲۰ نمودار اضافه فشار آب حفره‌ایی در اعماق مختلف در زمین آزاد برای لایه خاک با تراکم

نسبی ۵۰ درصد(ابعاد به متر) ۹۴

شکل ۴-۲۱ نمودار اضافه فشار آب حفره‌ایی در اعماق مختلف در زیر پی برای لایه خاک با تراکم

نسبی ۵۰ درصد(ابعاد به متر) ۹۵

شکل ۴-۲۲ منحنی تراز تغییر شکل در مدل بر واحد متر برای لایه خاک با تراکم نسبی ۵۰

درصد(ابعاد به متر) ۹۵

شکل ۴-۲۳ منحنی تراز نسبت اضافه فشار آب حفره‌ایی لایه خاک با تراکم نسبی ۵۰ درصد در ثانیه

۱۰ زلزله(ابعاد به متر) ۹۶

شکل ۴-۲۴ منحنی تراز نسبت اضافه فشار آب حفره‌ایی لایه خاک با تراکم نسبی ۵۰ درصد در ثانیه

۹۶..... ۱۳ زلزله(ابعاد به متر).....

شکل ۴-۲۵ نمودار اضافه فشار آب حفره‌ایی در اعماق مختلف در زمین آزاد برای لایه خاک با تراکم

نسبی ۷۵ درصد..... ۹۷.....

شکل ۴-۲۷ منحنی تراز تغییرشکل در مدل بر واحد متر برای لایه خاک با تراکم نسبی ۷۵

درصد(ابعاد به متر)..... ۹۸.....

شکل ۴-۲۸ منحنی تراز نسبت اضافه فشار آب حفره‌ایی لایه خاک با تراکم نسبی ۷۵ درصد در ثانیه

۱۰ زلزله(ابعاد به متر)..... ۹۹.....

شکل ۴-۲۹ منحنی تراز نسبت اضافه فشار آب حفره‌ایی لایه خاک با تراکم نسبی ۷۵ درصد در ثانیه

۱۰ زلزله(ابعاد به متر)..... ۱۰۰.....

شکل ۴-۳۰ نمودارهای مقایسه اضافه فشار آب حفره‌ایی در زیر پی در عمق‌های ۱: ۴ متری ۲:

۸متری ۳: ۱۶ متری ۴: ۲۴ متری..... ۱۰۲.....

شکل ۴-۳۱ نمودارهای مقایسه اضافه فشار آب حفره‌ایی در زمین آزاد در عمق‌های ۱: ۴ متری ۲:

۸متری ۳: ۱۶ متری ۴: ۲۴ متری..... ۱۰۳.....

شکل ۴-۳۲ IU در تراکم نسبی‌های مختلف در عمق ۸ متری در زمین آزاد..... ۱۰۴.....

شکل ۴-۳۳ IU در تراکم نسبی‌های مختلف در عمق ۸ متری در زیر پی..... ۱۰۵.....

شکل ۴-۳۴ نمودار تغییر نشست زیر پی در تراکم نسبی‌های مختلف..... ۱۰۶.....

شکل ۴-۳۵ مقایسه نشست زیر پی به ازای تراکم نسبی‌های مختلف لایه خاک..... ۱۰۷.....

شکل ۴-۳۶ نمودار تغییرات IU برحسب زمان در زمین آزاد در عمق ۳ متری برای پی با عرض‌های

مختلف ۱۰۸

شکل ۳۷-۴ نمودار تغییرات I_u برحسب زمان در زمین آزاد در عمق ۸ متری برای پی با عرض‌های

مختلف ۱۰۸

شکل ۳۸-۴ نمودار تغییرات I_u برحسب زمان در زیر پی در عمق ۳ متری برای پی با عرض‌های

مختلف ۱۰۹

شکل ۳۹-۴ نمودار تغییرات I_u برحسب زمان در زیر پی در عمق ۸ متری برای پی با عرض‌های

مختلف ۱۰۹

شکل ۴۰-۴ منحنی تراز نسبت اضافه فشار آب حفره‌ایی برای پی در ثانیه ۵ از وقوع زلزله در عرض

های ۱: دومتری ۲: چهار متری ۳: شش متری ۴: هشت متری (ابعاد به متر) ۱۱۱

شکل ۴۱-۴ منحنی تراز نسبت اضافه فشار آب حفره‌ایی برای پی در ثانیه ۱۵ از وقوع زلزله در

عرض‌های ۱: دومتری ۲: چهار متری ۳: شش متری ۴: هشت متری (ابعاد به متر) ۱۱۳

شکل ۴۲-۴ منحنی تراز نسبت اضافه فشار آب حفره‌ایی برای پی در ثانیه ۲۵ از وقوع زلزله در

عرض‌های ۱: دومتری ۲: چهار متری ۳: شش متری ۴: هشت متری (ابعاد به متر) ۱۱۵

شکل ۴۳-۴ نمودار تغییرات نشست ناشی از روانگرایی با عرض پی ۱۱۷

شکل ۴۴-۴ کانتور تغییر شکل عمودی نمونه در پی با عرض‌های ۱: دو متری ۲: چهار متری ۳: شش

متری ۴: هشت متری (ابعاد به متر) ۱۱۸

شکل ۴۵-۴ نمودار تغییر نشست زیر پی در پی با عرض‌های مختلف ۱۲۰

فهرست جدول‌ها:

جدول ۲-۳: تأثیر بزرگی زلزله بر مقدار نسبت کرنش حجمی ۶۳

جدول ۱-۴: مقادیر و پارامترهای ورودی خاک ۷۹

فصل اول

مقدمه

پدیده روانگرایی خاک همراه با از دست رفتن مقاومت برشی نهشته خاک همراه است. این پدیده در اکثر مواقع در خاک‌های ماسه‌ای اشباع کم تراکم، تحت اثر بار لرزه‌ای رخ می‌دهد. این خاک‌های کم تراکم اشباع اگر در معرض بار دینامیکی نظیر زلزله قرار بگیرند و در کوتاه‌مدت امکان زهکشی اضافه فشار آب حفره‌ای ناشی از اعمال بار لرزه‌ای نباشد، در این حالت ممکن است این افزایش فشار آب حفره‌ای به حدی برسد که برابر با تنش کل شود و در نتیجه تنش مؤثر نزدیک به صفر می‌شود و به عبارتی ذرات خاک معلق می‌مانند و خاک مقاومت برشی خود را از دست می‌دهد.

پدیده روانگرایی همواره و در طول تاریخ اثرات زیان‌بار خود را بر ابنیه و سازه‌ها گذاشته است، اما به‌طور جدی پس از زلزله نیگاتای^۱ ژاپن در سال ۱۹۶۴ مورد توجه مجامع مهندسی و علمی قرار گرفت. شهر نیگاتای ژاپن که پس از وقوع یک آتش‌سوزی گسترده به‌صورت مدرن و با سازه‌های مستحکم و به‌روز آن زمان بازسازی شده بود و با توجه به موقعیت کلی کشور ژاپن که یک کشور زلزله‌پذیر است طراحی گشته‌بود، در مقابل زلزله سال ۱۹۶۴ که نسبت به زلزله‌های رخ داده‌شده در ژاپن از شدت قابل توجهی هم برخوردار نبود، انتظار می‌رفت که سازه‌ها و ابنیه و پی‌ها به‌خوبی مقاومت کنند. اما در عمل پس از زلزله، خرابی گسترده‌ای به‌خصوص در سازه‌های تازه‌ساز و مقاوم رخ داد. بررسی‌های اولیه نشان دادند که این شهر بر روی بستر دو رود قدیمی بنا شده بودند که این بستر رسوبی ماسه‌ای به‌شدت پتانسیل وقوع روانگرایی را داشته است. در واقع به دلیل اینکه در زلزله نیگاتای ژاپن برای اولین بار در تاریخ مهندسی مدرن عمران پدیده روانگرایی به‌عنوان عامل اصلی و تأثیرگذار در خرابی‌های رخ داده‌شده مطرح بود، پس‌از آن به‌طور جدی مورد توجه مهندسی و محققین ژئوتکنیک قرار گرفت (Kawasumi Hiroshi, 1968). نشست ناشی از روانگرایی یکی از اثرات وقوع روانگرایی است که به‌طور مستقیم پی‌ها و سازه‌ها را درگیر می‌کند. پی‌های سطحی که بخش عمده پی‌های ساختمانی را شامل می‌شوند به‌راحتی می‌توانند متأثر از

^۱ Niigata

وقوع نشست ناشی از روانگرایی از کاربری موردنظر خود خارج شوند. از این رو نشست به عنوان یکی از نتایج مهم وقوع روانگرایی مورد توجه عمده محققین و مهندسين بوده است. لایه‌های مستعد روانگرایی مدفون در خاک به عنوان یکی از خطرات بالقوه و دور از چشم مهندسين، همواره تهدیدی جدی برای سازه‌های بنا شده بر روی این گروه از خاک‌ها بوده‌اند. با فرض اینکه سازه‌ایی بدون توجه به وجود یک لایه مستعد روانگرایی بر روی یک لایه خاک متراکم یا نسبتاً متراکم بنا شده باشد و در صورت وقوع زلزله و اشباع بودن لایه خاک کم تراکم ناگهان این سازه که برای شرایط معمول و بدون در نظرگیری روانگرایی طراحی شده است، وقوع خسارات سنگین جانی و مالی دور از ذهن نخواهد بود و در بهترین شرایط ممکن است سازه از کاربری خود خارج شود. در نتیجه اهمیت بررسی تأثیر یک لایه خاک ماسه اشباع مستعد روانگرایی بر نشست پی، مشخص می‌شود.

۱-۱- اهداف پژوهش

هدف از این پژوهش، بررسی میزان نشست پی‌های سطحی است که به‌طور دقیق‌تر تأثیر دو عامل تراکم نسبی لایه خاک روانگرا و عرض پی بر نشست مورد بررسی قرار گرفته‌اند. در واقع هدف، بررسی میزان تأثیرگذاری افزایش تراکم نسبی این لایه مدفون و همچنین تأثیر عرض پی بر مقدار نشست ناشی از روانگرایی است. در این مطالعه سعی شده است که با یک روند مقایسه‌ایی به یک نتیجه قابل قبول از میزان تأثیر افزایش تراکم نسبی لایه خاک مدفون در مدل خاک و همچنین میزان تأثیر عرض پی بر نشست ناشی از روانگرایی رسید.

۱-۲- ساختار پژوهش

در فصل دوم این پژوهش، در ابتدا روانگرایی و تاریخچه مختصر از پدیده روانگرایی آورده شده است.

سپس در ادامه، تعریف مجامع علمی گوناگون از این پدیده مورد بررسی قرار گرفته است و بعد از آن سازوکار روانگرایی همراه با رابطه‌های مربوطه، مورد مطالعه قرار گرفته است. عوامل تأثیرگذار بر روانگرایی و همچنین پارامترهای تأثیرگذار شناخته شده، معرفی شده‌اند. در ادامه روانگرایی اولیه و اتساع و انقباض ناشی از روانگرایی مورد بحث قرار گرفته‌اند. مقاومت در برابر روانگرایی با آزمایش‌های CPT و SPT به‌طور مختصر شرح داده شده‌اند. آنالیز وقوع روانگرایی از دیدگاه ایشیهارا^۱ هم در پایان معرفی و توضیح داده شده است.

در فصل سوم در ابتدا به‌طور مختصر تاریخچه روش‌های مدل‌سازی روانگرایی خاک آورده شده است. روش‌های تجربی و آزمایشگاهی محاسبه نشست، شامل روش پیشنهادی ایشیهارا برای بررسی نشست ماسه ناشی از روانگرایی، نشست در ماسه‌های اشباع به روش پیشنهادی لی و آلباسیا (Lee & Albasia)، نشست در ماسه‌های اشباع به روش پیشنهادی تاتسوکا (Tatsuoka) و همکاران و در نهایت نشست در ماسه‌های اشباع به روش پیشنهادی سید، سیلور و یود (Seed, Silver & Youd) به‌طور خلاصه شرح داده شده‌اند. در ادامه روش‌های عددی محاسبه نشست ناشی از روانگرایی شامل روش یاسودا و همکاران (Yasuda et al)، روش پیشنهادی الگمال (Elgmal) و در نهایت مدل پیشنهادی ماهاراجان و تاکاهاشی (Maharajan & Takahashi) مورد شرح و بررسی قرار گرفته است.

در فصل چهارم مدل‌سازی عددی و روش کار شرح داده شده‌اند. مدل آزمایشگاهی مورد استفاده برای راستی‌آزمایی و مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی به‌منظور اطمینان از صحت انجام کار در ادامه آورده شده است. شرایط المان‌بندی، نحوه بارگذاری و شرایط مرزی مدل عددی همراه با پی توضیح داده شده‌اند. نتایج حاصله برای لایه خاک روانگرا با تراکم نسبی‌های مختلف به ترتیب آمده‌اند و در انتها این نتایج و شرح نمودارها مورد مقایسه قرار گرفته‌اند.

¹ Ishihara

در فصل پنجم، نتایج کلی حاصل از فصل چهارم آورده شده است و پیشنهادها لازم برای تحقیقات بعدی در رابطه با این موضوع، در پایان آمده است.

فصل دوم

مروری بر مطالعات گذشته

۲- مروری بر مطالعات گذشته

۲-۱- مقدمه

در این بخش در ابتدا مفهوم روانگرایی و تاریخچه شناخت این پدیده مورد بررسی قرار گرفته است، سازوکار روانگرایی و چگونگی رخ دادن این پدیده در ادامه مورد بحث قرار گرفته است و سپس نحوه شناخت خاک‌های مستعد روانگرایی با روش‌های آزمایشگاهی و همچنین تجربی توضیح داده شده است.

۲-۲- روانگرایی

روانگرایی را می‌توان به صورت تغییر وضعیت خاک از حالت جامد به حالت مایع، به علت افزایش فشار آب حفره‌ایی و در نتیجه کاهش تنش مؤثر در شرایط زهکشی نشده تعریف کرد (Marcuson, 1978).

یک لایه ماسه شل و اشباع در نظر گرفته شده است که تحت بارهای ارتعاشی نظیر زلزله قرار دارد، در این حالت خاک تمایل دارد که متراکم شده و حجم آن کاهش یابد، اگر امکان زهکشی فراهم نباشد فشار آب حفره‌ایی زیاد می‌گردد تا جایی که تقریباً برابر با فشار کل شود و در نتیجه تنش مؤثر صفر می‌شود (رابطه ۲-۱) (Braja M. Das, 2008).

$$\left. \begin{array}{l} \sigma' = \sigma - u \\ u \approx \sigma \end{array} \right\} \sigma' \approx 0 \quad (1-2)$$

در این حالت ماسه مقاومت برشی نداشته و رفتار ویسکوز و مایع مانند دارد، به این پدیده روانگرایی می‌گویند، که در شکل (۱-۲) می‌توان این رفتار ویسکوز^۱ را مشاهده کرد.



شکل ۱-۲ مقایسه دو نوع خاک روانگرا و غیر روانگرا و تأثیر آن بر ابنیه بناشده بر روی خاک

آشنایی با پدیده روانگرایی به چند دهه‌ی قبل یعنی سال ۱۹۲۰ بازمی‌گردد، زمانی که هیزن^۲ عبارت

^۱ Viscose

^۲ Hazen

"مایع‌شدگی"^۱ را برای توصیف گسیختگی لغزش جریانی خاک‌ریز هیدرولیکی سد کالاوراس استفاده کرد. در سال ۱۹۲۵، ترزاقی^۲ تئوری تنش مؤثر را مطرح نمود که برای محققان پس از او گامی مهم در شرح و توضیح پدیده‌ی روانگرایی به شمار می‌رفت. او اولین کسی بود که واژه‌ی جدید روانگرایی را ابداع نمود و آن را در قالب تعریف زیر معرفی کرد (نشریه شماره ۵۲۵، ۱۳۹۱):

"چنانچه در خاک اشباع فروپاشی رخ دهد، این مسئله موجب انتقال وزن ذرات فروریخته به آب اطراف شده و احتمال وقوع روانگرایی وجود دارد. یکی از نتایج این پدیده، افزایش فشار آب ایستایی در اعماق، تا رسیدن به مقادیر نزدیک به وزن غوطه‌وری خاک است."

عبارت "روانگرایی خود به خودی یا فوری"^۳ یا آنچه ما اکنون از آن به‌عنوان روانگرایی یاد می‌کنیم اولین بار توسط ترزاقی و پک^۴ در سال ۱۹۴۸ بکار رفت و هدف از آن مشخص نمودن تغییر ناگهانی نهشته‌های سست ماسه در حالت روانی است که در این حالت ماسه بسیار شبیه مایع ویسکوز رفتار می‌کند و با یک اختلال و آشوب کوچک به راه می‌افتد.

احتمالاً تا ۱۹۵۳ پدیده‌ایی تحت عنوان روانگرایی که در حین زلزله رخ می‌دهد شناخته‌نشده بود، تا اینکه اولین بار توسط ماگومی و کوبو (Magomi & Kubo) در سال ۱۹۵۳ روی این موضوع کار شد. تجربه زلزله فوکوی (Fukui) ژاپن در سال ۱۹۴۸ که این منطقه بروی سطح آبرفتی قرار داشت و به‌طور گسترده آسیب دیدند، باعث شد تا ماگومی و کوبو (Magomi & Kubo) اولین قدم‌های آزمایشگاهی را برای بررسی این پدیده بردارند. باین‌حال تا قبل از زلزله ۱۹۶۴ نیگاتای ژاپن، توجه عمومی بر پدیده روانگرایی نشد. شهر نیگاتا ژاپن که در سال ۱۹۵۵ به‌طور کامل در یک آتش‌سوزی عظیم خاکستر شده

¹ Liquefies

² Terzaghi

³ Spontaneous Liquefaction

⁴ Peck

بود، مجدداً به صورت یک شهر مدرن با کارخانه‌ها و تأسیسات پیشرفته آن زمان بازسازی شد، تا اینکه زلزله ۱۹۶۴ موجب یک خسارت بی‌سابقه در این شهر شد. بزرگی زمین‌لرزه نیگاتا ۷/۵ ریشتر بود و به نسبت سایر زمین‌لرزه‌هایی که در ژاپن رخ می‌دادند بزرگی قابل‌توجهی نداشت. عمق کانونی زلزله در اعماق دریا بود و به گزارش آژانس آب هوای ژاپن در عمق ۴۰ کیلومتری قرار داشت. پس می‌توان نتیجه گرفته که بزرگی و عمق کانونی زلزله به حدی نبود که باعث خرابی تعداد زیادی از سازه‌ها شود، همچنین از دیگر موارد قابل‌توجه، رودخانه‌های "شینانو"^۱ و "آگانو"^۲ بودند که در گذشته در این منطقه جریان داشتند. شهر نیگاتای ژاپن را شاید بتوان اولین مورد در جهان دانست که در آن اکثر کارخانه‌ها و تأسیسات توسط پدیده روانگرایی نابود شدند و پس‌از آن بود که پدیده روانگرایی بین جامعه مهندسين و محققين ژئوتکنیک از اهمیت قابل‌توجهی برخوردار شد و تلاش‌های زیادی برای شناخت مکانیزم و سایر موارد وابسته به آن انجام گرفت. اخیراً در سال ۲۰۱۱ نیز در ژاپن در پی وقوع زلزله وقوع روانگرایی باعث ایجاد خسارات گسترده‌ایی به سواحل شرق کاسومیگارو (Kasumigaura) در توکیو و نواحی اطراف آن و همچنین مناطق بالایی رودخانه تن (Tone) که از مرکز زمین‌لرزه فاصله داشت، شد. در شکل‌های (۲-۲) تا (۴-۲) می‌توان خسارات ناشی از روانگرایی را در برخی زلزله‌های رخ داده مشاهده کرد (Kawasumi Hiroshi, 1968):

¹ shinano

² Agano



شکل ۲-۲ آسیب ناشی از روانگرایی در رودخانه آبوکاما (Abukuma River)



شکل ۲-۳ گسترش جانبی و نشست ناشی از روانگرایی در کویسک (kiosk)



شکل ۲-۴ اثر روانگرایی بر سازه‌ها در زلزله نیگاتای ژاپن (نشریه شماره ۵۲۵، ۱۳۹۱)

در ادامه برخی تعاریف مربوط به پدیده روانگرایی شرح داده می‌شوند:

۲-۲-۱- تعریف روانگرایی توسط سید^۱:

خاک با مقاومت باقی‌مانده کم یا صفر ناشی از فشار آب حفره‌ای بالا که تغییرشکل‌های پیوسته‌ای

را تحمل کند (نشریه شماره ۵۲۵، ۱۳۹۱).

۲-۲-۲- روانگرایی از نظر کمیته مهندسی زلزله امریکا:

روانگرایی مشتمل بر همه پدیده‌هایی است که در بردارنده تغییرشکل‌های اضافی یا جابه‌جایی‌های

ناشی از دست‌خوردگی آبی یا مکرر خاک‌های اشباع غیرچسبنده هستند (Kramer S.L, 1996).

به‌طور کلی هر پدیده‌ای که در آن مقاومت برشی خاک شدیداً کاهش یابد را روانگرایی می‌گویند و

¹ Seed

خود به دو گروه تقسیم می‌شود (نشریه شماره ۵۲۵، ۱۳۹۱):

۱- روانگرایی جریان^۱

۲- بسیج سیکلی^۲

۲-۲-۱- روانگرایی جریانی

وقتی که تنش برشی استاتیکی برجا (تنش برشی لازم برای تعادل استاتیکی المان خاک) از تنش برشی باقی مانده خاک روانگرا شده (تنش برشی حالت پایدار) بزرگ‌تر باشد، این حالت از روانگرایی رخ می‌دهد که باعث به وجود آمدن تغییرشکل‌های بزرگ می‌شود و فقط در خاک‌های دانه‌ای رخ می‌دهد (Kramer S.L, 1996).

۲-۲-۲- بسیج سیکلی

وقتی که تنش برشی استاتیکی کمتر از تنش برشی حالت پایدار خاک روانگرا شده باشد، تغییر شکل‌های جزئی و ناشی از تنش‌های برشی استاتیکی و دینامیکی است که با گذشت زمان و در طی زلزله افزایش می‌یابد. این پدیده در خاک‌های دانه‌ای شل و همچنین خاک‌های دانه‌ای متراکم رخ می‌دهد (Kramer S.L, 1996).

۲-۳- سازوکار روانگرایی

در حین زلزله، بارهای دینامیکی به صورت تناوبی اعمال می‌شوند و سرعت اعمال بار به حدی است که حتی خاک‌های درشت‌دانه اشباع با مشخصات زهکشی مناسب نیز قادر به استهلاک فشار آب منفذی اضافی دینامیکی ایجاد شده نیستند. بنابراین در حین این نوع بارگذاری، خاک‌ها به صورت تناوبی و تحت

¹ Flow Liquefaction

² Cyclic Mobility

شرایط زهکشی نشده بارگذاری می‌شوند و بارهای تناوبی مقاومت برشی و سختی خاک را کاهش می‌دهند. در خاک‌های درشت‌دانه فشار آب منفذی دینامیکی ایجاد شده می‌تواند باعث کاهش تنش مؤثر در حد صفر شده و در نتیجه باعث ایجاد روانگرایی دینامیکی شود (نشریه شماره ۵۲۵، ۱۳۹۱).

یک جزء خاک را در عمق z در زیر سطح زمین در شرایطی که سطح آب بر روی سطح زمین باشد در نظر گرفته شده است. در شرایط استاتیکی:

$$\sigma'_{z0} = \sigma_{z0} - u_0 \quad (2-2)$$

که در رابطه (۲-۲) σ_{z0} و σ'_{z0} به ترتیب تنش اولیه مؤثر قائم و تنش کل هستند و معرف فشار آب منفذی اولیه است. در طی یک رویداد لرزه‌ای فشار آب منفذی به اندازه Δu_d افزایش می‌یابد که زیرنویس d معرف عملکرد دینامیکی است و تنش مؤثر در خاک به صورت زیر کاهش می‌یابد:

$$\sigma'_{z0} = \sigma_{z0} - u_0 - \Delta u_d = \sigma_{z0} - (u_0 + \Delta u_d) \quad (3-2)$$

در رابطه (۳-۲) اگر Δu_d به مقداری افزایش یابد که رابطه $(u_0 + \Delta u_d) = \sigma_{z0}$ برقرار گردد، تنش مؤثر قائم در خاک برابر با صفر خواهد شد و خاک به صورت یک سیال لزج در خواهد آمد (به عبارتی روانگرا می‌شود). در رابطه اخیر تنها شرایط یک‌بعدی در نظر گرفته شده است، حال اگر تمام تنش‌ها در سه بعد در نظر گرفته شوند می‌توان معادله را در قالب نامتغیرهای تنش به صورت زیر بازنویسی کرد (نشریه شماره ۵۲۵، ۱۳۹۱):

$$P'_0 = P - (u_0 + \Delta u_d) \quad (4-2)$$

که در رابطه (۴-۲) P'_0 و P' به ترتیب، نامتغیرهای اول تنسور تنش مؤثر و تنش کل هستند و در واقع متوسط تنش در سه بعد هستند. روانگرایی دینامیکی هنگامی اتفاق می‌افتد که رابطه‌ی $(u_0 + \Delta u_d) = P$ برقرار گردد. هنگامی که روانگرایی اتفاق می‌افتد، خاک مقاومت خودش را از دست می‌دهد و مقاومت لزج جایگزین آن می‌شود (نشریه شماره ۵۲۵، ۱۳۹۱).

در قسمت قبل یک توده‌ی خاک همگن با فرض این که حرکت لرزه‌ای موجب کرنش و تنش یکنواخت شود، در نظر گرفته شد، اما واضح است که در واقعیت خاک‌ها غیر همگن هستند و حرکت لرزه‌ای، تنش و کرنش یکنواختی را به خاک اعمال نمی‌کند. نتیجه این خواهد بود که برخی قسمت‌های خاک، گرایش به فشردگی (فشار آب منفذی اضافی مثبت) دارند، درحالی که دیگر بخش‌ها تمایل به منبسط شدن از خود (فشار آب منفذی اضافی منفی) نشان می‌دهند. اختلاف در فشار آب منفذی اضافه، گرادیان فشار آب منفذی را به وجود آورده و تراوش اتفاق خواهد افتاد. مؤلفه‌ی رو به بالای نیروی جریان آب (تراوش) j_z کاهش تنش مؤثر را در پی دارد (نشریه شماره ۵۲۵، ۱۳۹۱).

$$(\sigma'_z = \sigma_{z0} - u_0 - \Delta u_d - j_z \times z) \quad (۵-۲)$$

که در رابطه (۵-۲) $j_z = i \times \gamma_w$ که i گرادیان هیدرولیکی و z طول مسیر تراوش قائم است. درحالی که مؤلفه رو به پایین در افزایش تنش مؤثر عمل خواهد کرد $(\sigma'_z = \sigma_{z0} - u_0 - \Delta u_d + j_z \times z)$. پیامد نهایی این است که در برخی قسمت‌های توده خاک می‌توانند پیش از آن که فشار آب منفذی برابر با تنش کل متوسط گردد روانگرا شوند (نشریه شماره ۵۲۵، ۱۳۹۱).

۲-۴- عوامل تأثیرگذار بر پدیده روانگرایی

پارامترها و عوامل مختلفی بر مستعد بودن یا نبودن یک نهشته خاکی در مقابل پدیده روانگرایی موثراند، که از این بین می‌توان به موارد ذیل اشاره کرد:

۲-۴-۱- تاریخچه نهشته خاک

یود (Youd) به این نتیجه رسید که روانگرایی اغلب در مناطقی که قبلاً دچار پدیده روانگرایی شده‌اند و پس از آن شرایط زمین و خاک تغییر نکرده است دوباره اتفاق می‌افتد و همچنین روانگرایی در محدوده مشخصی از مرکز زلزله رخ می‌دهد. از این رو داشتن اطلاعات دقیق از تاریخچه زلزله‌های رخ داده در مکان مورد نظر می‌تواند تا حد زیادی در پیش‌بینی وقوع روانگرایی راهگشا باشد (Kramer S.L, 1996).

۲-۴-۲- خصوصیات زمین‌شناسی منطقه

محیط‌های ژئوتکنیکی از جمله محیط‌های فرسایشی، شرایط هیدرولوژیکی و عمر توده خاک همه در روانگرایی خاک موثراند. توده‌های رودخانه‌ایی، واریزه‌ایی، آبرفتی و بادرفتی در شرایط اشباع مستعد روانگرایی‌اند. همچنین هر چه عمر زمین‌شناسی توده‌های خاک بیشتر باشد، پتانسیل روانگرایی کاهش می‌یابد (Kramer S.L, 1996).

۲-۴-۳- بافت و ساختار خاک

روانگرایی علاوه بر خاک‌های ماسه‌ایی، در لای غیر پلاستیک و غیر چسبنده با دانه‌های درشت و حتی در خاک‌های شنی در شرایط زهکشی نشده هم امکان رخ دادن وجود دارد.

وانگ (Wang) در سال ۱۹۷۹ معیاری به نام معیار چینی^۱ ارائه داد. در صورتی که خاکی در شرایط زیر صدق نماید مستعد روانگرایی است (Kramer S.L, 1996):

$$15\% \leq \text{درصد وزنی ریزتر از } 0.005 \text{ میلی متر}$$

$$LL < 35$$

$$0.9(LL) \geq \text{درصد رطوبت طبیعی}$$

$$LI \leq 0.75$$

همچنین اغلب خاک‌هایی که با دانه‌بندی بد و یکنواخت که عملاً بیشتر در معرض روانگرایی قرار دارند.

خاک دانه‌ای گردگوشه تمایل به تراکم نسبی بیشتری نسبت به مورد مشابه با دانه‌های تیزگوشه دارد، بنابراین اضافه فشار آب حفره‌ای بیشتری تولید می‌کند و روانگرایی محتمل‌تر است.

۲-۴-۴- شریط اولیه خاک

تشکیل فشار آب حفره‌ای اضافی شدیداً متأثر از میزان تراکم نسبی اولیه و تنش‌های اولیه خاک است. دو پارامتر مهم برای تشخیص مستعد بودن خاک برای روانگرایی وجود دارد (Kramer S.L, 1996):

۲-۴-۴-۱- نسبت تخلخل بحرانی^۲

در سال ۱۹۳۶ کاساگرانده^۳ یک سری آزمایش‌های سه محوری زهکشی شده انجام داد و به این

^۱ Chinese Criteria

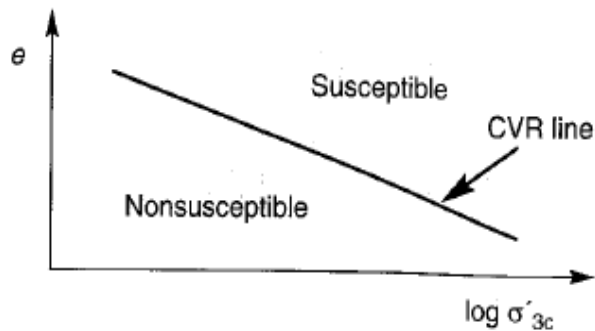
^۲ Critical Void Ratio

^۳ Casagrande

نتیجه رسید که نمونه‌های سست و متراکم وقتی با فشار همه‌جانبه مساوی تحت برش قرار می‌گیرند، در کرنش‌های بالا به سمت چگالی یکسان و در نتیجه نسبت تخلخل یکسان همگرا می‌شوند. کاساگرانده نسبت تخلخل متناظر با این چگالی را نسبت تخلخل بحرانی e_c نامید (Kramer S.L, 1996).

با انجام آزمایش‌های فوق به ازای تنش همه‌جانبه‌های متفاوت، کاساگرانده نشان داد که نسبت تخلخل بحرانی فقط تابعی از فشار مؤثر همه‌جانبه است و منحنی نسبت تخلخل برحسب تنش مؤثر همه‌جانبه را خط نسبت تخلخل بحرانی CVR نامید. در واقع خط CVR بیانگر مرز بین رفتار اتساعی و انقباضی در آزمایش سه محوری زهکشی شده است. اگر شرایط اولیه خاک در حالتی باشد که بالای خط CVR قرار بگیرد، رفتار خاک انقباضی خواهد بود و در صورتی که پایین خط CVR باشد خاک رفتار اتساعی خواهد داشت.

با توجه به اینکه در آن زمان لوازم اندازه‌گیری فشار آب حفره ایی وجود نداشت، کاساگرانده فرضیه ایی مطرح نمود. طبق فرضیه‌ی او در آزمایش زهکشی نشده، در نمونه‌های ماسه‌ای سست، به دلیل تمایل به کاهش حجم، فشار آب حفره‌ای مثبت و نمونه‌های ماسه‌ای متراکم به دلیل تمایل به اتساع (افزایش حجم)، فشار آب حفره‌ای منفی تشکیل خواهد شد. بنابراین طبق پیشنهاد کاساگرانده در سال ۱۹۳۶ و شکل (۲-۵)، خط CVR را می‌توان به‌عنوان مرز بین خاک‌های مستعد و غیر مستعد برای روانگرایی به کار برد (Kramer S.L, 1996).



شکل ۲-۵ کاربرد خط CVR به عنوان مرز بین خاک‌های مستعد و غیر مستعد برای روانگرایی (Kramer S.L, 1996)

روش کاساگرانده برای شناسایی خاک‌های مستعد روانگرایی دارای ایراداتی بود از جمله:

۱- تخلخل بحرانی مقدار ثابتی نیست و با تغییر فشار همه‌جانبه تغییر می‌کند.

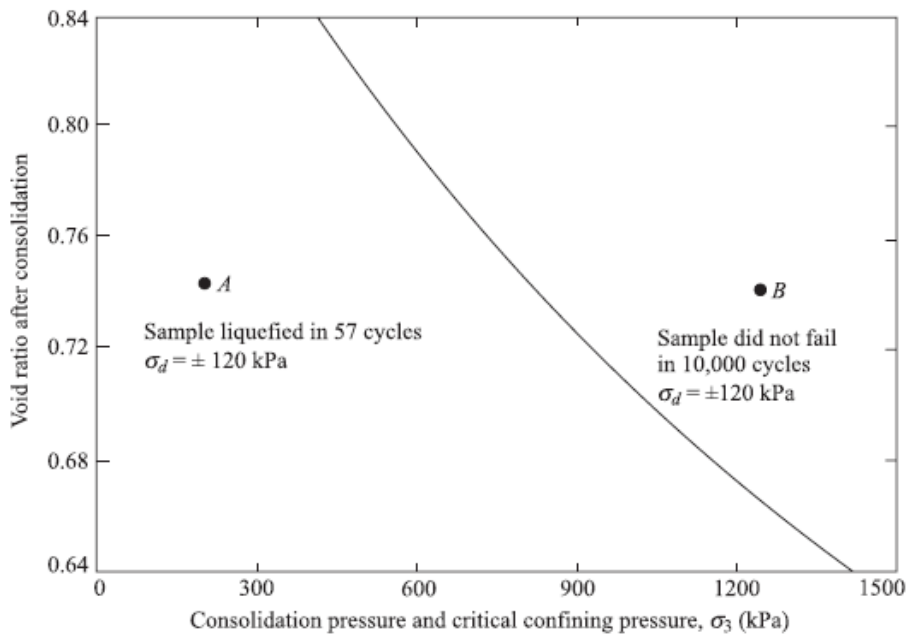
۲- تغییرات حجم ناشی از بارگذاری زلزله با تغییرات حجم در آزمایشگاه در آزمایش‌های مختلف، با هم متفاوت هستند.

۳- برخی مشاهدات شکست در سازه‌هایی متکی به ماسه با $e < e_{cr}$ و برعکس آن، وجود مواردی از مقاومت قابل قبول سازه‌های متکی به ماسه با $e > e_{cr}$ را نشان می‌دادند.

سید و همکاران در تائید ناکافی بودن نظریه کاساگرانده برای شناسایی پتانسیل روانگرایی خاک آزمایش به شکل زیر را انجام دادند (Braja M.Das, 2008):

همان‌طور که در شکل (۲-۶) مشاهده می‌شود، نمونه A در زیرخط e_{cr} قرار دارد و قاعدتاً با توجه به روش کاساگرانده نباید روانگرا شود اما ملاحظه می‌شود که در ۵۷ سیکل بارگذاری روانگرا شده است، در طرف دیگر نمونه B در بالای خط e_{cr} قرار دارد ولی حتی با ۱۰۰۰۰ سیکل بارگذاری نیز دچار

شکست و روانگرایی نشده است، در واقع عامل تأثیرگذار، مقدار تنش همه‌جانبه است که باعث این تفاوت شده است.



شکل ۶-۲ منحنی فشار همه‌جانبه بحرانی در برابر نسبت تخلخل برای خاک ماسه‌ای رودخانه ساکرامنتو^۱ (Braja M.Das, 2008)

پس به‌طور کلی عوامل تأثیرگذار شناخته‌شده بر روانگرایی خاک، شامل موارد زیر می‌شوند:

۱- تراکم نسبی R_D ^۲

۲- تنش همه‌جانبه σ_3 ^۳

۳- تنش انحرافی σ_D ^۴

^۱ Sacramento

^۲ Relative density

^۳ Confining Pressure

^۴ Peak pulsating stress

۴-تعداد سیکل‌های بارگذاری

۵-نسبت تنش پیش‌تحکیمی^۱ OCR

همچنین اندازه دانه‌های خاک، شکل، سن و چسبندگی، ته‌نشینی، شرایط زهکشی، بارهای ناشی از ساخت ساز و... در پتانسیل روانگرایی موثراند (Braja M.Das, 2008).

سید و همکاران در سال ۱۹۶۶ با استفاده از آزمایش‌های تجربی نشان دادند که اعمال تنش‌های برشی سیکلی یکنواخت به نمونه خاک متراکم یا نیمه متراکم زهکشی نشده باعث افزایش فشار آب حفره‌ای می‌شود که خود عامل ایجاد روانگرایی در خاک است. آن‌ها همچنین کرنش‌های برشی بین ۶ تا ۳۵ درصد را برای نمونه‌های با درصد تراکم نسبی بین ۵۰ تا ۹۰ درصد گزارش کردند. سید (۱۹۷۹) این نوع از روانگرایی را "روانگرایی اولیه با پتانسیل کرنش برشی محدود شده" معرفی کرد. سایر محققین از آن به‌عنوان بسیج سیکلی نام بردند.

۲-۴-۴-۲- حالت پایدار تغییر شکل

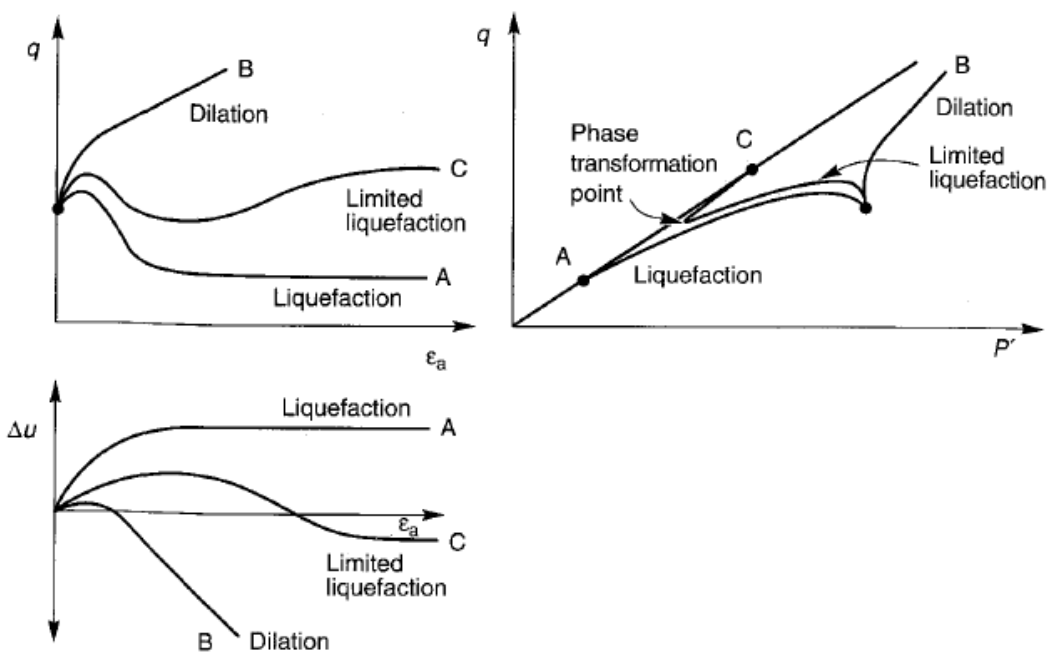
کاسترو^۲ در سال ۱۹۶۹ آزمایش‌های سه محوری استاتیکی و دینامیکی را بر روی نمونه‌های یکنواخت تحکیم شده و تعدادی آزمایش استاتیکی بر روی نمونه‌های غیریکنواخت تحکیم شده انجام داد. طبق این آزمایش‌ها، سه رفتار تنش-کرنش متفاوت مشاهده گردید که در شکل (۲-۷) نشان داده شده است (Kramer S.L, 1996).

نمونه‌های ماسه‌ای بسیار سست (نمونه A) در کرنش‌های کوچک مقاومت زهکشی نشده بیشینه‌ای از خود نشان می‌دهد و سپس به‌سرعت مقاومت برشی نمونه کاهش می‌یابد. کاسترو این نوع رفتار را

^۱ OverConsolidation ratio

^۲ Castro

به‌طور کلی روانگرایی نامید (Kramer S.L, 1996).



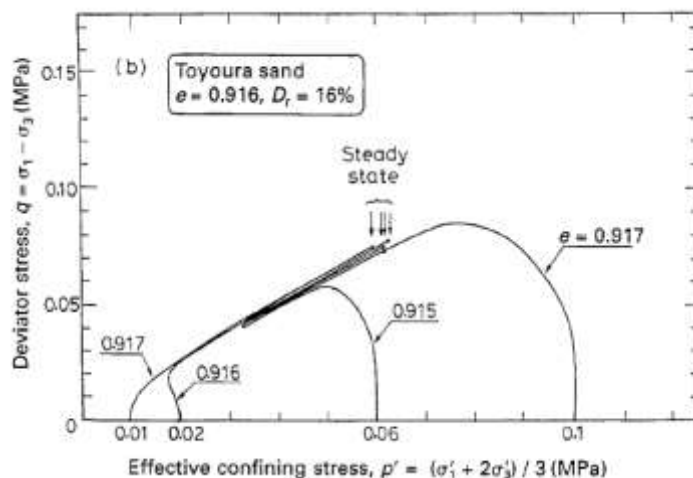
شکل ۷-۲ روانگرایی، روانگرایی محدود و اتساع در آزمایش با بارگذاری یکنواخت (Kramer S.L, 1996)

نمونه‌های متراکم (نمونه B) ابتدا رفتار انقباضی و سپس به‌سرعت رفتار اتساعی از خود نشان می‌دهند تا به فشار همه‌جانبه نسبتاً بالا و مقاومت برشی زیاد در کرنش‌های بالا برسند.

در نمونه‌های با تراکم نسبی متوسط (نمونه C) ابتدا یک مقاومت زهکشی‌نشده حداکثر در کرنش‌های کوچک مشاهده می‌شود که با رفتار نرم شونده همراه است. طول مدت رفتار نرم شونده محدود است و سپس رفتار اتساعی از خود نشان می‌دهد تا به فشارهای همه‌جانبه و مقاومت برشی بالا برسد. این

نوع رفتار را روانگرایی محدود^۱ می‌نامند.

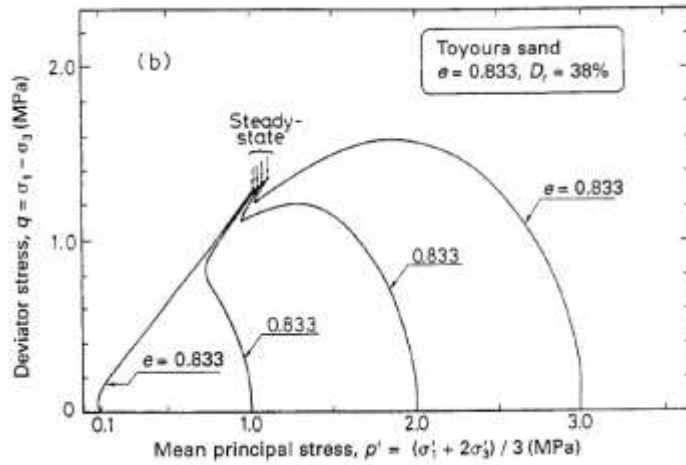
طبق شکل (۸-۲) مشاهده می‌شود که در نمونه‌های شل، نیمه‌متراکم و متراکم مسیر تنش هر کدام در شرایط اولیه یکسان به ازای تنش مؤثر همه‌جانبه متفاوت به یک نقطه می‌رسند. به این نقطه که خاک در طی آن به‌طور پیوسته تحت تنش برشی و فشار همه‌جانبه ثابت در شرایط زهکشی نشده (حجم ثابت) جریان پیدا کند، حالت پایدار^۲ گفته می‌شود. چون حالت پایدار در کرنش‌های بزرگ اتفاق می‌افتد بنابراین عواملی مانند تاریخچه تنش و کرنش و شرایط بارگذاری تأثیری بر فشار همه‌جانبه مؤثر در حالت پایدار ندارد و فقط تابعی از چگالی خاک است، به همین دلیل است که در مسیر تنش به ازای تنش مؤثر همه‌جانبه مختلف به یک نقطه مشخص که در شکل به‌عنوان حالت پایدار (Steady State) نشان داده شده است، می‌رسند (Ishihara K., 1996).



(الف)

^۱ Limited liquefaction

^۲ Steady state



(ب)

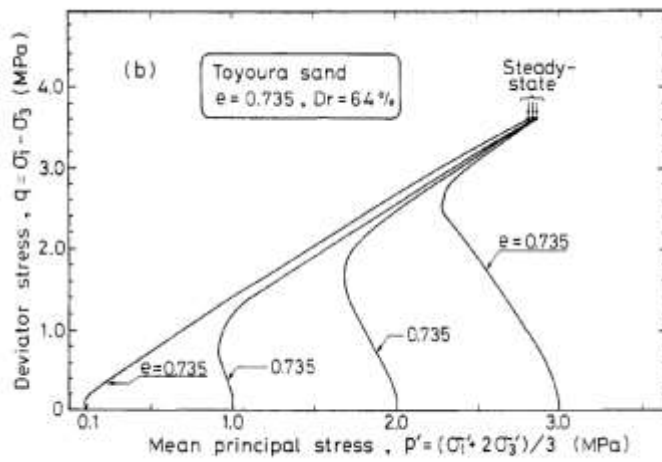


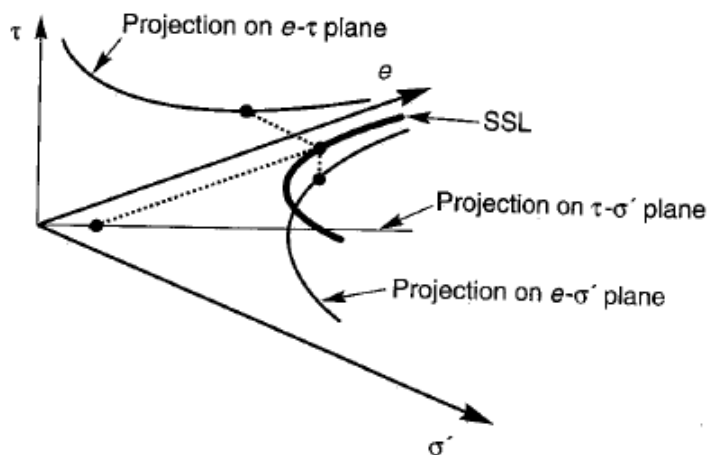
Fig. 11.9 Undrained behaviour of a dense sample of Toyoura sand.

(ج)

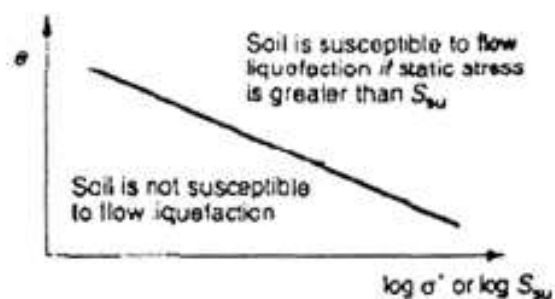
شکل ۸-۲ رفتار زهکشی نشده ماسه توپورا (Toyourea) در حالت الف) شل، ب) نیمه متراکم، ج) متراکم (Kramer S.L., 1996)

مکان هندسی نقاطی که بیانگر رابطه بین نسبت تخلخل و فشار همه جانبه مؤثر در حالت پایدار هستند، خط حالت پایدار (SSL) نامیده می شود، این منحنی در زیرخط CVR و به موازات آن قرار دارد.

شکل (۹-۲) منحنی SSL را در فضای $e - \tau - \sigma$ نشان می‌دهد (Kramer S.L, 1996).



شکل ۹-۲ خط حالت پایدار به صورت سه‌بعدی و تصویر آن روی سطح $e - \tau, e - \sigma', \sigma' - \tau$ (Kramer S.L, 1996) منحنی SSL بیانگر مرز بین رفتار اتساعی و انقباضی است و می‌توان آن را به‌عنوان مرز بین خاک‌های مستعد و غیرمستعد برای روانگرایی بکار برد. باید توجه کرد که پدیده بسیج سیکلی هم در خاک‌های متراکم و هم در خاک‌های شل رخ می‌دهد، بنابراین پدیده بسیج سیکلی می‌تواند در خاک‌هایی که شرایط اولیه آن‌ها هم بالا و هم پایین SSL قرار دارد، اتفاق بیفتد (Kramer S.L, 1996).



شکل ۱۰-۲ خط SSL به‌عنوان مرز بین خاک‌های مستعد و غیرمستعد برای روانگرایی (S_{su} مقاومت برشی باقی‌مانده خاک) (Kramer S.L, 1996)

۲-۵- نقطه شروع روانگرایی (روانگرایی اولیه)

وقتی بارگذاری تناوبی ادامه می‌یابد، فشار آب منفذی به تدریج افزایش می‌یابد تا سرانجام در یکی از سیکل‌های بارگذاری، این فشار برابر تنش کل بر ماسه گردد و در نتیجه برای لحظاتی تنش مؤثر صفر می‌شود، به نخستین لحظه‌ایی که این اتفاق می‌افتد، روانگرایی اولیه می‌گویند و این رابطه را با $\sigma'_v \approx 0$ نشان می‌دهند، علامت تقریبی در معادله اخیر به این علت است که کاهش مقاومت مربوط به روانگرایی اولیه می‌تواند در شرایطی که تنش‌های مؤثر هنوز اندکی بزرگ‌تر از صفر هستند روی دهد و وقتی روانگرایی رخ می‌دهد، تنش‌های مؤثر در کلیه جهات صفر می‌شوند.

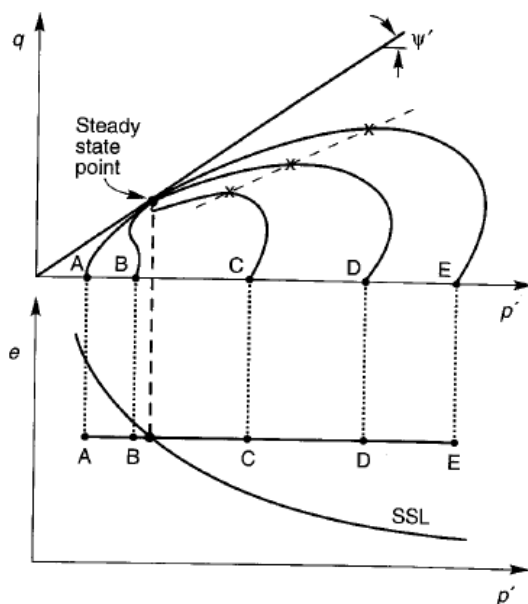
سید و لی در سال ۱۹۶۶ روانگرایی اولیه را متناظر با رسیدن فشار آب حفره‌ای اضافه به تنش مؤثر اولیه قائم یا به عبارتی تنش مؤثر صفر دانسته‌اند، اما کاسترو در سال ۱۹۶۹ روانگرایی را پدیده‌ایی تعریف کرد که نقطه شروع آن زمانی است که ماسه سست از خود رفتار نرم شونده نشان دهد. طبق این نظریه نقطه شروع روانگرایی متناظر با زمانی است که مسیر تنش نمونه خاک به یک سطح به نام سطح روانگرایی جریانی^۱ برسد. با کاربرد این سطح می‌توان پدیده روانگرایی جریانی و بسیج سیکی را بهتر درک نمود (Kramer S.L, 1996).

۲-۵-۱- سطح روانگرایی جریانی

برای درک بهتر مفهوم سطح روانگرایی جریانی، نتایج حاصل از آزمایش‌های سه‌محوری زهکشی‌نشده، بر روی نمونه‌های ماسه‌ای اشباع مورد بحث قرار می‌گیرد. نمونه‌ها با نسبت تخلخل یکسان در فشار مؤثر همه‌جانبه متفاوت به صورت یکنواخت تحکیم می‌شوند. مسیر تنش مربوط به هر نمونه در

^۱ Flow Liquefaction Surface (FLS)

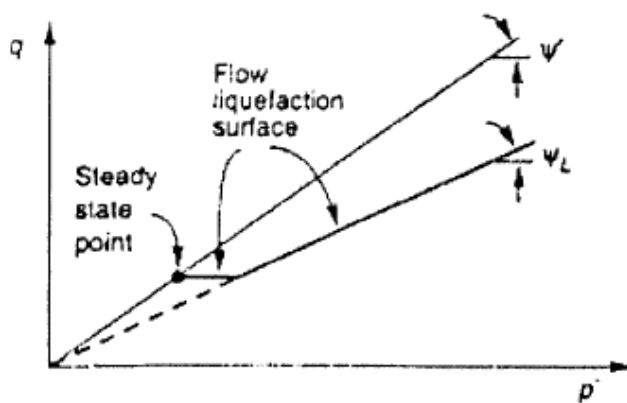
شکل (۱۱-۲) نشان داده شده است. ملاحظه می شود که نمونه‌ها مسیره‌های متفاوتی را برای رسیدن به نقطه حالت پایدار طی می کنند (Kramer S.L, 1996).



شکل ۱۱-۲ مسیر تنش ۵ نمونه خاک ماسه‌ای اشباع در شرایط یکنواخت تحکیم شده، نسبت تخلخل اولیه یکسان و تنش مؤثر همه‌جانبه متفاوت (Kramer S.L, 1996)

مطابق شکل نمونه‌های C, D و E رفتار انقباضی و نمونه‌های A و B رفتار اتساعی دارند. نقاطی که با علامت X مشخص شده‌اند متناظر با حالتی است که مقاومت برشی خاک به ماکزیمم مقدار خود رسیده است، این مقدار ماکزیمم، در کرنش‌های کوچک ایجاد شده و اضافه فشار آب منفذی نسبتاً کم است، به طوری که r_u کمتر از یک است. همچنین در این نقطه، نمونه خاک ناپایدار می شود و کرنش محوری نمونه در کمتر از چند دهم ثانیه از مقادیر کمتر از ۱٪ تا بیش از ۲۰٪ می رسد و در واقع به حالت پایدار می رسد. در این حالت مقاومت برشی نمونه تقریباً به صفر نزدیک است. بنابراین نقاط مذکور را می توان نقطه شروع روانگرایی جریانی دانست (Kramer S.L, 1996).

وید و چرن (Vaid & Chern) در سال ۱۹۸۳ نشان دادند که مکان هندسی این نقاط خط مستقیمی است که از مبدأ می‌گذرد (خط چین در شکل ۲-۱۱). این خط همان سطح روانگرایی جریانی است. شکل (۲-۱۲)، سطح روانگرایی جریانی (FLS) و خط حالت پایدار (SSL) را در فضای تنش $q - p'$ نشان می‌دهد. باید توجه داشت که طبق تعریف روانگرایی جریانی، در صورتی که شرایط تنش خاک در زیر نقطه حالت پایدار قرار داشته باشد این پدیده رخ نمی‌دهد. بنابراین سطح روانگرایی جریانی (FLS) همان‌طور که در شکل (۲-۱۲) مشخص است، در امتداد نقطه حالت پایدار به صورت خط مستقیم و افقی است که از این نقطه می‌گذرد (Kramer S.L, 1996).

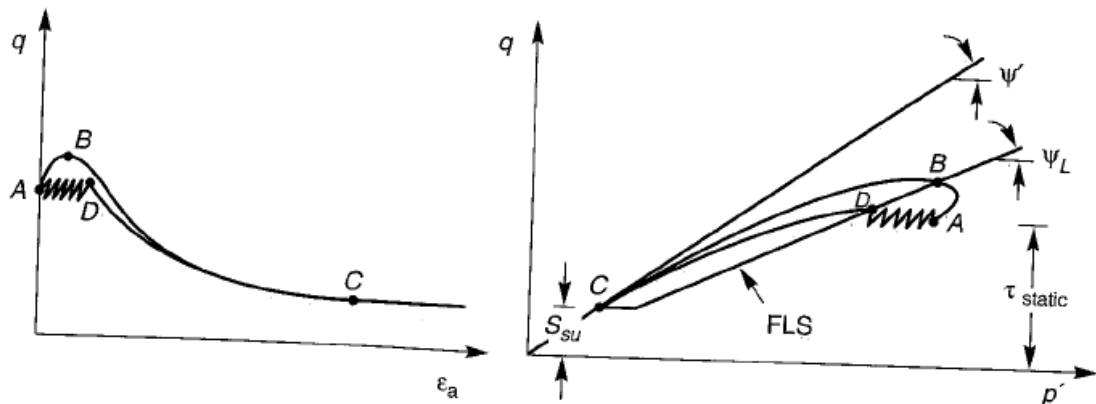


شکل ۲-۱۲ سطح روانگرایی جریانی در فضای مسیر تنش (Kramer S.L, 1996)

سطح روانگرایی جریانی، نشان‌دهنده مرز بین حالت پایدار و ناپایدار در رفتار زهکشی نشده است، اگر شرایط تنش مؤثر در یک المان خاک در شرایط زهکشی نشده به سطح روانگرایی جریانی برسد، مقاومت خاک به مقاومت حالت پایدار نزول می‌کند و روانگرایی جریانی شروع می‌شود. اگر شرایط اولیه تنش خاک نزدیک سطح روانگرایی جریانی باشد، ممکن است روانگرایی جریانی با تغییر جزئی در سیستم بارهای

وارده و ایجاد اضافه فشار آب حفره‌ایی کم، شروع شود که این مطلب با نظریه سید و لی^۱ در سال ۱۹۶۶ درباره روانگرایی اولیه کاملاً مغایر است (Kramer S.L, 1996).

ایده سطح روانگرایی جریان را با تقریب خوبی می‌توان برای بارگذاری یکنواخت و بارگذاری متناوب یا دینامیکی استفاده کرد. شکل (۲-۱۳) رفتار دو نمونه کاملاً مشابه را تحت بارگذاری یکنواخت و متناوب در شرایط زهکشی نشده نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، این دو نمونه مسیرهای تنش متفاوتی را طی می‌کنند تا روانگرایی در آنها شروع شود. اگر چه شرایط تنش مؤثر در نقطه شروع روانگرایی در هر دو حال متفاوت است ولی هر دو بالای سطح روانگرایی جریان قرار دارند (Kramer S.L, 1996).

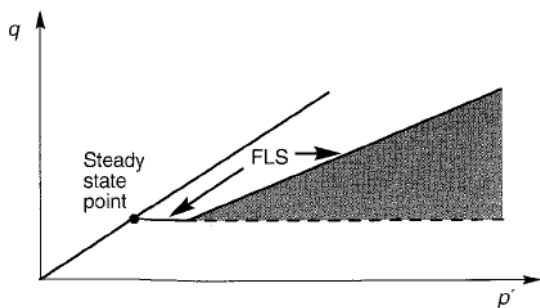


شکل ۲-۱۳ شروع روانگرایی اولیه تحت بارگذاری یکنواخت و متناوب (Kramer S.L, 1996)

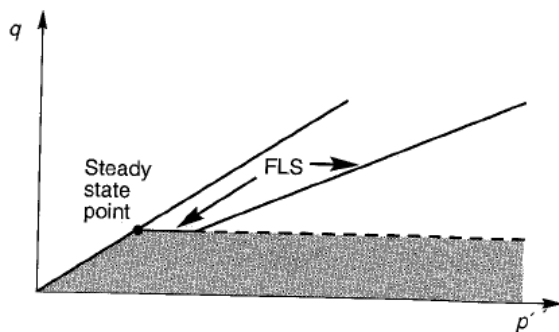
با استفاده از مفاهیم پدیده روانگرایی جریانی و بسیج سیکی می‌توان ناحیه‌های مستعد را برای هر پدیده همانند شکل (۲-۱۴) به صورت مجزا مشخص نمود. در مورد مکانیزم پدیده روانگرایی جریانی

^۱ Lee

به تفصیل در شکل‌های (۲-۱۱، ۲-۱۲ و ۲-۱۳) توضیح داده شد. در ادامه درباره‌ی مکانیزم‌های پدیده‌ی بسیج سیکلی توضیح داده می‌شود.



(الف)



(ب)

شکل ۲-۱۴ ناحیه مستعد روانگرایی برای الف: روانگرایی جریان‌ی ب: بسیج سیکلی (Kramer S.L, 1996)

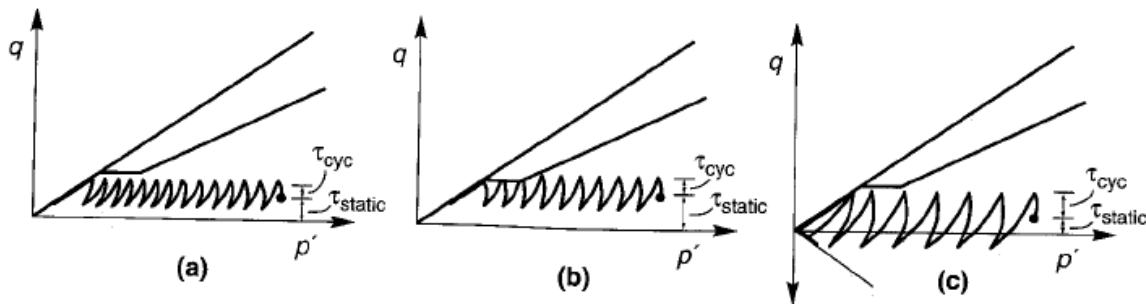
باید توجه داشت که پدیده بسیج سیکلی پدیده‌ای وابسته به طبیعت زلزله بوده است و هم در خاک‌های سست و هم در خاک‌های متراکم می‌تواند اتفاق بیفتد.

سه ترکیب مختلف از تنش‌های اولیه و تنش‌های ایجادشده در اثر بارگذاری دینامیکی می‌تواند باعث

به وجود آمدن این پدیده شود که در ادامه توضیح داده می‌شود (Kramer S.L, 1996):

حالت اول هنگامی رخ می‌دهد که $\tau_{static} - \tau_{cyc} > 0$ و $\tau_{static} + \tau_{cyc} < S_{su}$ باشد. (S_{su})

مقاومت برشی باقی‌مانده خاک در حالت پایدار است). در این حالت مطابق شکل (a) ۱۵-۲ مسیر تنش مؤثر به سمت چپ حرکت می‌کند تا به پوش گسیختگی (SSL) برسد و چون نمی‌تواند از این پوش بگذرد، بارگذاری متناوب اضافی باعث می‌شود که مسیر تنش در روی پوش به سمت بالا و پایین حرکت نماید. تنش همه‌جانبه مؤثر به‌طور قابل‌توجهی کاهش پیدا می‌کند که این باعث کاهش سختی خاک می‌شود و در نتیجه کرنش‌های پسماند بزرگی در هر سیکل بارگذاری ایجاد می‌شود (Kramer S.L, 1996).



شکل ۱۵-۲ سه حالت از پدیده بسیج سیکلی a: تغییر جهت تنش وجود ندارد و از تنش حالت پایدار تجاوز نمی‌شود. b: تغییر جهت تنش وجود ندارد ولی در زمان اندکی از تنش حالت پایدار تجاوز می‌شود. c: تغییر جهت تنش وجود دارد ولی از تنش حالت پایدار تجاوز نمی‌شود (Kramer S.L, 1996).

حالت دوم هنگامی رخ می‌دهد که $\tau_{static} - \tau_{cyc} > 0$ و $\tau_{static} + \tau_{cyc} > S_{su}$ باشد. در این

حالت نیز مطابق شکل (b) ۱۵-۲ بارگذاری متناوب باعث می‌گردد تا مسیر تنش مؤثر به سمت چپ

حرکت نماید و وقتی مسیر تنش به سطح روانگرایی جریانی (FLS) می‌رسد، به مدت چند لحظه ناپایداری در خاک ایجاد می‌شود. در طی این مدت ممکن است کرنش پسماند قابل توجهی در خاک ایجاد شود، مخصوصاً اگر τ_{static} بزرگ‌تر از مقاومت برشی حالت شبه استاتیکی باشد، ولی تغییر شکل خاک معمولاً در پایان بارگذاری دینامیکی متوقف می‌شود.

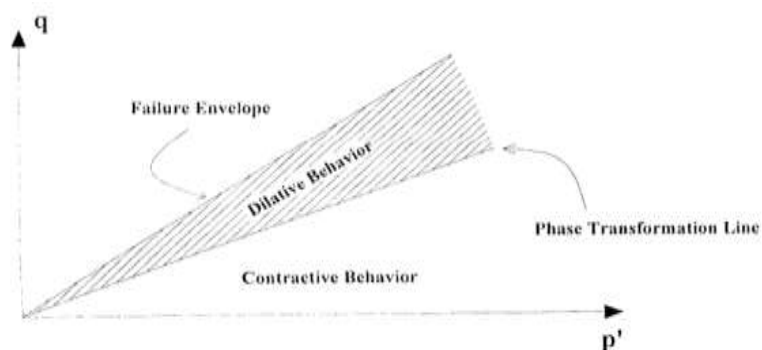
حالت سوم هنگامی رخ می‌دهد که $\tau_{static} - \tau_{cyc} < 0$ و $\tau_{static} + \tau_{cyc} < S_{su}$ باشد. در این حالت هر سیکل بارگذاری شامل بارگذاری فشاری و کششی است (۲c-۱۵). آزمایش‌های متعدد نشان می‌دهد که نرخ تولید فشار آب منفذی با افزایش میزان تغییر جهت تنش (*stress reversal*) بیشتر می‌شود. بنابراین مسیر تنش مؤثر در این حالت با سرعت بیشتری به سمت چپ حرکت می‌کند و نهایتاً در امتداد پوش گسیختگی خط حالت پایدار (SSL) نوسان می‌کند. در لحظه‌ای که مسیر تنش مؤثر از مبدأ عبور می‌کند (دو بار در طی هر سیکل بارگذاری)، نمونه در حالت تنش مؤثر صفر قرار دارد ($r_u = 100\%$). اگر چه حالت تنش مؤثر صفر توسط سید و لی در سال ۱۹۶۶ روانگرایی اولیه نامیده شده است، ولی نباید تصور شود که در این حالت خاک هیچ مقاومت برشی ندارد. برخلاف پدیده روانگرایی جریانی، در پدیده بسیج سیکلی نقطه‌ای مشخصی برای آغاز این پدیده وجود ندارد.

۲-۵-۲- خط تغییر فاز^۱ (PTL)

همان‌طور که در بخش‌های قبل ملاحظه شد، نمونه‌های ماسه وقتی تحت بارگذاری یکنواخت قرار می‌گیرند ابتدا رفتار انقباضی از خود نشان می‌دهند، ولی با ادامه دادن بارگذاری، نمونه‌ها رفتار اتساعی از خود نشان می‌دهند، تا زمانی که به حالت پایدار برسند. نقطه‌ای را که در آن رفتار نمونه از حالت انقباضی به اتساعی تبدیل می‌شود، نقطه تغییر فاز می‌نامند. مکان هندسی نقاط تغییر فاز همان‌طور که در شکل

^۱ Phase Transformation Line (PTL)

(۱۶-۲) نشان داده شد، خطی است که از مبدأ عبور می‌کند. این خط، خط تغییر فاز (PTL) نامیده می‌شود (شهیر هادی، ۱۳۸۰).



شکل ۱۶-۲ خط تغییر فاز در فضای تنش مؤثر $p - q'$ (شهیر هادی، ۱۳۸۰)

در ناحیه انقباضی، به علت افزایش فشار آب منفذی و کاهش p' در رفتار زهکشی نشده، مسیر تنش تمایل به حرکت به سمت چپ را دارد. با رسیدن مسیر تنش به خط تغییر فاز (PTL) تمایل آن برای رفتار انقباضی کاهش می‌یابد و مسیر تنش تقریباً به صورت قائم درمی‌آید. پس از آنکه مسیر تنش از خط تغییر فاز (PTL) عبور کرد، تمایل نمونه به اتساع باعث کاهش فشار آب منفذی و افزایش p' است، وقتی مسیر تنش در پایین خط تغییر فاز (PTL) قرار دارد، سختی خاک کاهش می‌یابد ولی وقتی مسیر تنش به سمت بالای خط تغییر فاز (PTL) حرکت می‌کند، سختی خاک افزایش پیدا می‌کند. این تغییر در سختی خاک باعث رفتار روانگرایی محدود می‌شود، که برای اولین بار توسط کاسترو (۱۹۶۹) پیشنهاد گردید (شهیر هادی، ۱۳۸۰).

۲-۶- ارزیابی مقاومت روانگرایی با استفاده از آزمایش‌های SPT و

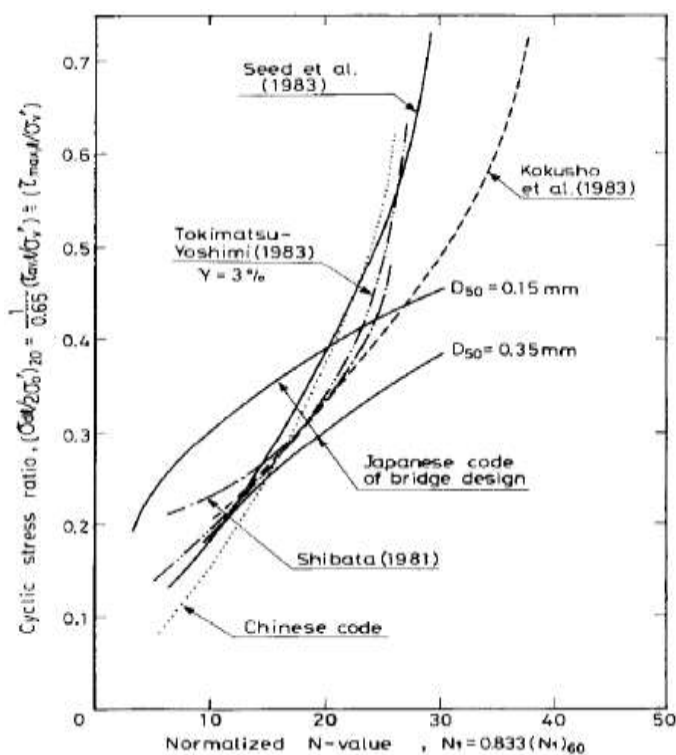
CPT

از جمله آزمایش‌های پرکاربرد به منظور ارزیابی مقاومت روانگرایی، آزمایش‌های SPT و CPT هستند که در ادامه شرح داده می‌شوند.

۲-۶-۱- آزمایش SPT

آزمایش SPT یا آزمایش نفوذ استاندارد است که به طور گسترده برای پژوهش پیرامون ویژگی‌های نهشته‌های خاک استفاده می‌شود. به طور کلی دو روش برای اصلاح مقدار N آزمایش SPT وجود دارد (Ishihara, 1993).

۱- در ابتدا روانگرا شدن نهشته‌های ماسه مورد نظر در زلزله‌های گذشته مورد بررسی قرار گرفته است. با داشتن شدت زلزله، مقدار نسبت تنش سیکلی که گمان می‌رود در این زلزله اتفاق خواهد افتاد، تخمین زده می‌شود و با مقاومت نفوذ خاک ماسه‌ایی در هر عمق نهشته ماسه مقایسه می‌شود. به دلیل مشخص بودن اینکه آیا روانگرایی باعث خسارت می‌شود، امکان ایجاد یک رابطه مرزی مابین نسبت تنش سیکلی و مقدار N در آزمایش SPT وجود دارد، که در شکل (۲-۱۷) نشان داده شده است (Ishihara, 1993).



شکل ۲-۱۷ نمودار ارزیابی مقاومت سیکلی^۱ ماسه بر اساس مقدار نرمالایز شده N آزمایش SPT (Ishihara, 1993)

در شکل (۲-۱۷) نسبت تنش‌های سیکلی که موجب روانگرایی اولیه می‌شود در مقابل N رسم شده

است که این نسبت به صورت زیر است:

$$\left(\frac{\sigma_{dl}}{2\sigma'_v}\right)_{20} \approx \frac{1}{0.65} * \frac{\tau_{av,1}}{\sigma'_v} \approx \frac{\tau_{max,1}}{\sigma'_v} \quad (۲-۶)$$

$\tau_{av,1}$ دامنه میانگین تنش برشی است که از تاریخچه زمانی حرکت‌های لرزه‌ای گرفته شده است =

$$\text{دامنه بیشترین تنش برشی مورد نیاز برای وقوع روانگرایی} = \frac{\tau_{max,1}}{\sigma'_v}$$

^۱ Cyclic Strength

نسبت تنش سیکلی که گاهی با عنوان نسبت مقاومت سیکلی هم شناخته می‌شود = $\frac{\sigma_{dl}}{2\sigma'_s}$

$$N_1 \approx 0.833(N_1)_{60} \quad (7-2)$$

مقدار اصلاح شده N در ارتباط با تنش سربار $N_1 = 1 \text{ kgf/cm}^2$

$(N_1)_{60}$ نشان دهنده تعداد ضربات به دست آمده با ۶۰ درصد انرژی تئوری =

۲- روش دوم برای ایجاد یک رابطه اصلاح شده بین مقاومت سیکلی و N بدین شکل است که بزرگ‌ترین عدد مقاومت سیکلی نمونه خاک دست‌خورده از یک نهشته خاک که مقاومت نفوذ آن معلوم است به دست آید. اصلاح تجربی بین این دو مقدار به سادگی امکان پذیر است، یکی از روش‌هایی که توسط محققین ژاپنی به دست آمده است، به صورت زیر است (Ishihara, 1993):

$$\left(\frac{\sigma_{dl}}{2\sigma'_s}\right)_{20} = 0.0676\sqrt{N_1} + 0.225\log_{10}\left(\frac{0.35}{D_{50}}\right) \quad (8-2)$$

for $0.04 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0.6 \text{ mm}$

$$\left(\frac{\sigma_{dl}}{2\sigma'_s}\right)_{20} = 0.0676\sqrt{N_1} - 0.05 \quad (9-2)$$

for $0.6 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 1.5 \text{ mm}$

$$C_N = \frac{1.7}{\sigma'_v + 1.7} \quad (10-2)$$

تنش مؤثر سربار $\sigma'_v = \text{kgf/cm}^2$

$$N_1 = C_N * N \quad (11-2)$$

باید توجه داشت که معادلات بالا برای یک رابطه خطی بین مقاومت سیکلی و D_r در نظر گرفته شده است $[D_r = 16\sqrt{N_1}]$. بنابراین روابط بالا برای چگالی‌های نسبی کمتر از ۷۰ درصد قابل استفاده است، چون در این بازه، D_r با مقاومت سیکلی رابطه خطی دارد و همچنین فقط برای مقادیر $N_1 < 20$ در نظر گرفته می‌شود.

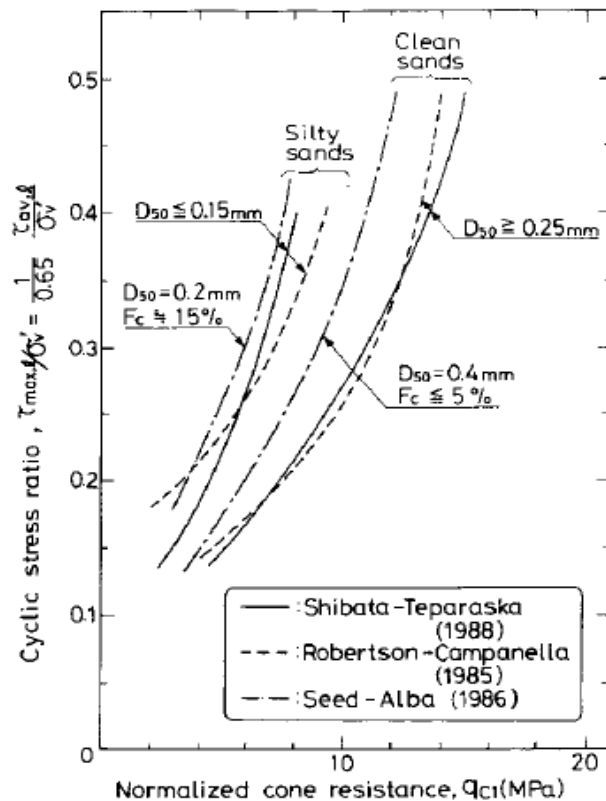
تلاش‌های مشابهی توسط برخی دیگر از محققین در این رابطه انجام پذیرفت که یکی دیگر از این موارد به صورت زیر است (Ishihara, 1993):

$$\left(\frac{\sigma_{dl}}{2\sigma'_s}\right)_{20} = \frac{\tau_{max,1}}{\sigma'_v} = \frac{1}{1000} (9.5N_1 + 0.466N_1^2) \quad (12-2)$$

توجه شود که معادلات بالا در شکل (۱۷-۲) رسم شده‌اند.

۲-۶-۲- آزمایش CPT

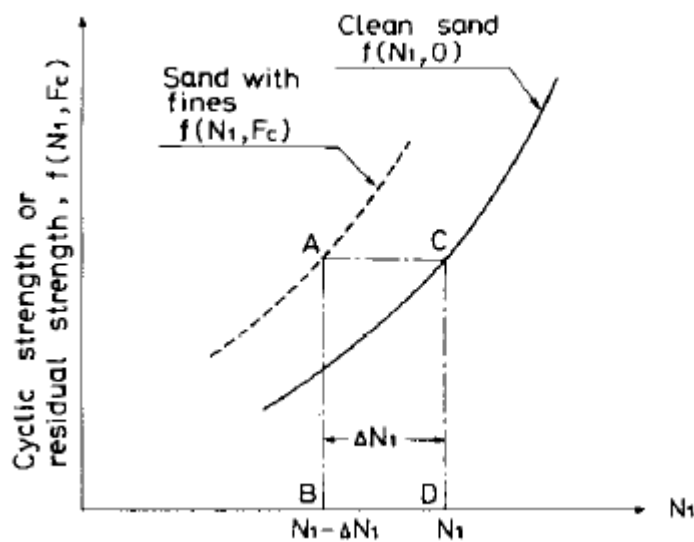
با توجه به عمومیت آزمایش CPT یا آزمایش نفوذ مخروط رابطه بین q_c آزمایش CPT و مقاومت سیکلی پایه‌ریزی شد (مانند آنچه برای N در آزمایش SPT و مقاومت سیکلی اتفاق افتاد). بر اساس داده‌های میدانی، روبرتسون و کامپانلا (Robertson & Campanella) (۱۹۸۵) روابطی را برای ماسه تمیز و ماسه سیلتی پیشنهاد دادند که نمودار آن‌ها در شکل (۲-۱۸) رسم شده است. در این نمودار مقدار q_{c1} در واقع مقدار نرمالایز شده مقاومت نوک مخروط ($\sigma'_v = 1 \text{ kgf/cm}^2$) است (Ishihara, 1993).



شکل ۲-۱۸ خلاصه نمودار برای ارزیابی مقاومت سیکلی ماسه بر اساس مقدار q_c آزمایش CPT (Ishihara, 1993)

در بسیاری از روابط نرمالایز شده اخیر، تأثیر ریزدانه به گونه‌ایی بوده است که با افزایش مقدار ریزدانه، مقاومت نفوذ کوچک‌تر می‌شود. در یک مقدار مقاومت نفوذ ثابت، مشاهده شده است که با افزایش مقدار ریزدانه مقاومت سیکلی افزایش پیدا می‌کند (Ishihara, 1993).

با افزایش مقدار ریزدانه همان‌گونه که در شکل (۲-۱۹) نشان داده شده است، می‌توان یک رابطه شبیه روابط مربوط به آزمایش SPT با فاکتورهایی از قبیل دانه‌بندی خاک با D_{50} و F_c داشت.



شکل ۲-۱۹ تعریف یک افزایش برای مقدار N_1 با احتساب اثر ریزدانه‌ها (Ishihara, 1993)

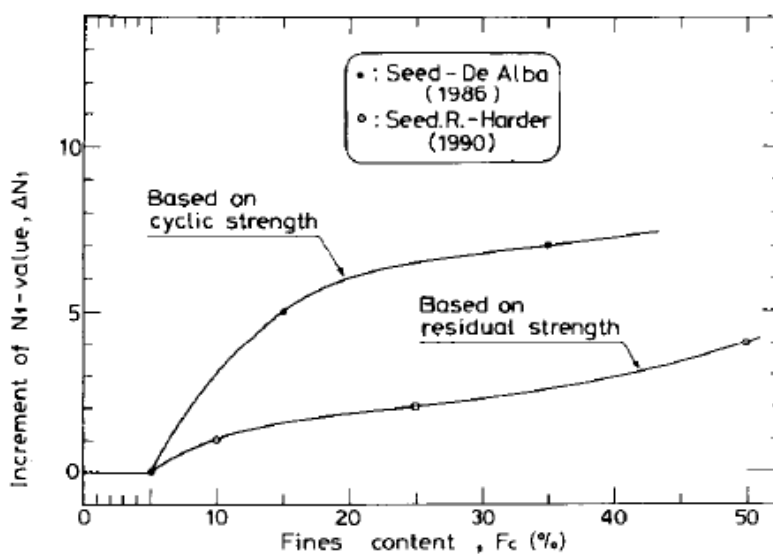
مقدار ΔN_1 در واقع مقدار کم شده از N_1 برای ماسه تمیز است که به مقدار N_1 برای ماسه لای دار

مشابه می‌رسد (Ishihara, 1993).

$$f(N_1 - \Delta N_1, F_c) = f(N_1, 0) \quad (13-2)$$

همچنین امکان به دست آوردن ΔN_1 از شکل (۲-۱۸) که برای ماسه‌های با مقادیر مختلف ریزدانه

منحنی رسم کرده است، وجود دارد. شکل (۲-۲۰) نمودار ΔN_1 به درصد مقادیر ریزدانه است (Ishihara, 1993).



شکل ۲-۲۰ افزایش مقدار ΔN_1 بر اثر نقش مقدار ریزدانه (Ishihara, 1993)

همه منحنی‌هایی که تاکنون شرح داده شدند، بر این اصل استوار هستند که ریزدانه‌ها به‌عنوان

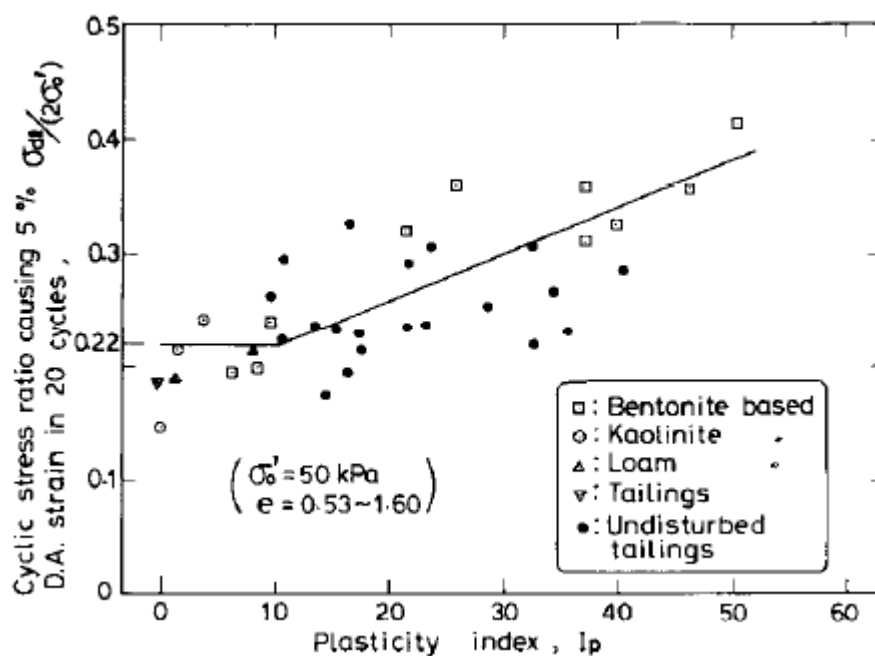
پارامتر دانه‌بندی از قبیل مقدار ریزدانه‌ها یا قطر متوسط دانه می‌تواند تأثیرگذار باشد. باین‌حال دانه‌بندی

خاک‌ها فاکتور اصلی تأثیرگذار در مقاومت سیکلی نیست، درواقع ماهیت ریزدانه به‌عنوان شاخص

پلاستیک I_p بیان می‌شود که بیشترین تأثیر فیزیکی را در مقاومت سیکلی در برابر بارگذاری سیکلی دارد

(Ishihara, 1993).

بر اساس آنچه توضیح داده شد تنها راه برای روشن کردن رابطه مابین I_p و مقاومت سیکلی بدین صورت است که ابتدا مقاومت سیکلی خاک درجا را به دست آورده شود و سپس آن را بر اساس آنچه در شکل (۲۰-۲) نشان داده شده است، اصلاح شود (Ishihara, 1993).



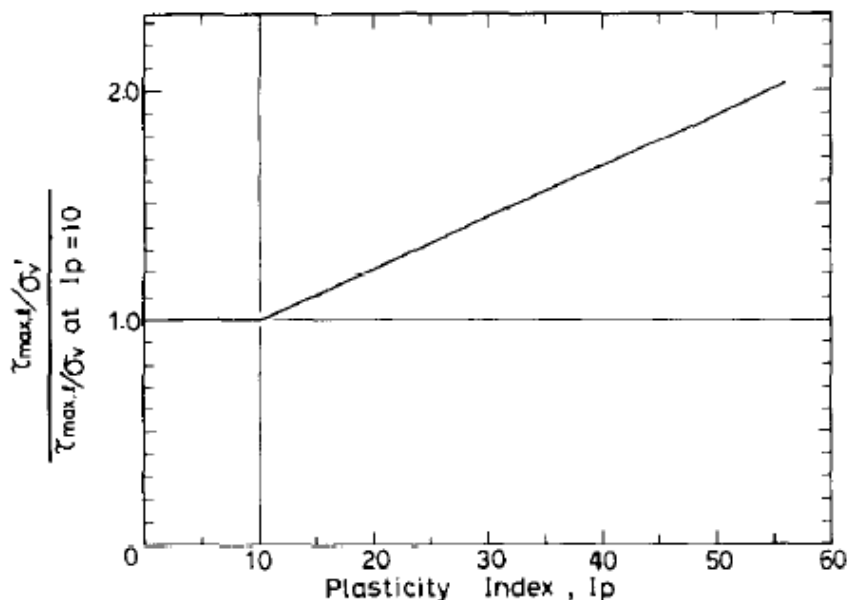
شکل ۲۱-۲ تأثیر شاخص پلاستیک خاک بر مقاومت سیکلی خاک ماسه ایی دارای ریزدانه (Ishihara, 1993)

بهتر است که دامنه خمیری^۱ در هر I_p را به مقاومت سیکلی با I_p های پایین (کمتر از ۱۰) نرمالایز شود. شبیه آنچه در شکل (۲۲-۲) نشان داده شده است.

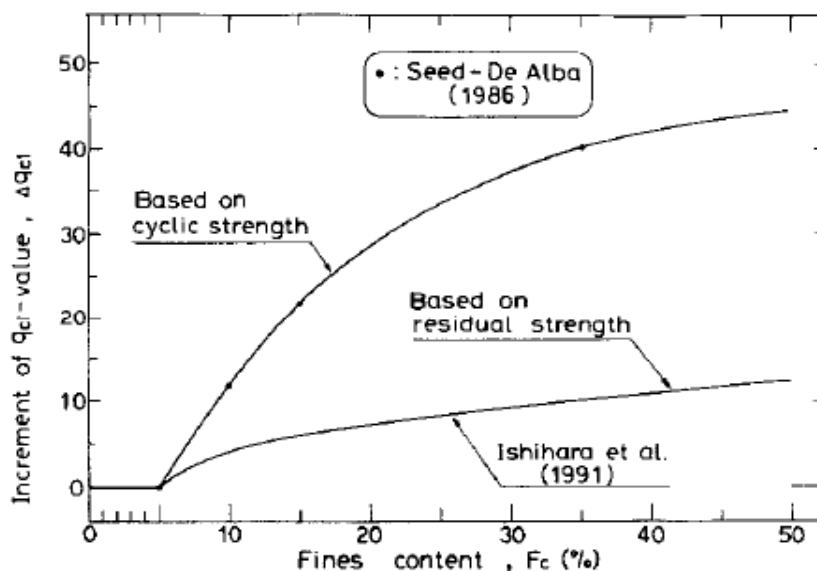
^۱ Plasticity Index

با توجه به آنچه تاکنون گفته شد، تعیین مقاومت سیکلی در خاک به صورت خلاصه این گونه است:

اگر خاک موردنظر، ماسه تمیز و یا با درصد ریزدانه کمتر از ۵ درصد باشد، مقاومت سیکلی از شکل‌های (۱۷-۲) و (۱۸-۲) تعیین می‌شود. اگر ریزدانه بیشتر از ۵ درصد باشد مقادیر N_1 یا q_{c1} باید با استفاده از شکل‌های (۲۰-۲) و (۲۳-۲) افزایش یابد و سپس مقاومت نفوذ با استفاده از شکل‌های (۱۷-۲) و (۱۸-۲) تعیین شود. اگر I_p بزرگ‌تر از ۱۰ بود مقاومت سیکلی با شکل (۲۱-۲) تعیین می‌شود. تجربه‌های گذشته نشان می‌دهند که بیشتر خاک‌های ماسه‌ای در نهشته‌های رسوبی یا خاک‌ریزهای دست‌ساز بشر با مقدار دامنه خمیری کمتر از ۱۵ دارند، بنابراین اصلاحیه‌ها با توجه به این ملاحظه‌ها ممکن است تغییر محسوس و قابل‌اعتنایی در مقدار مقاومت سیکلی را ندهند (Ishihara, 1993).



شکل ۲-۲۲ نمودار اصلاح‌شده مقاومت سیکلی با توجه به اثر شاخص پلاستیک (Ishihara, 1993)



شکل ۲-۲۳ افزایش Δq_{c1} با توجه به اثر شاخص پلاستیک (Ishihara, 1993)

۲-۷- آنالیز روانگرایی (ایشیهارا)

تنش برشی سیکلی ناشی از گسترش موج‌های برشی زلزله در خاک در هر عمق را می‌توان با رابطه

سید و ادريس^۱ به صورت زیر به دست آورد:

$$\tau_{max} = a_{max} r_d \gamma_t \frac{z}{g} \quad (۱۴-۲)$$

$$r_d = 1 - 0.015z \quad (۱۵-۲)$$

که مقدار γ_t وزن مخصوص خاک است و r_d هم ضریب کاهش تنش به دلیل تغییر شکل خاک است

و می‌توان رابطه (۱۵-۲) را به صورت رابطه (۱۶-۲) بیان نمود:

^۱ Seed & Idris

$$\frac{\tau_{max}}{\sigma'_v} = \frac{a_{max}}{g} r_d \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \quad (16-2)$$

که $\sigma_v = \gamma_t Z$ تنش عمودی کل است.

معادله بازنویسی شده (۱۶-۲) به طور گسترده برای به دست آوردن تنش برشی المان خاک در حین زلزله استفاده می‌شود. یکی از مزایای معادله (۱۶-۲) این است که می‌توان در بازه‌ی گسترده‌ای از شتاب‌های افقی که در سطح زمین ثبت شده‌اند، به طور می‌توان به طور مستقیم، تنش برشی ناشی از تکان‌های لرزه‌ای در سطح افقی را به دست آورد.

روانگرایی می‌تواند به سادگی با مقایسه تنش برشی ناشی از زلزله با تنش برشی مورد نیاز برای روانگرایی اولیه آنالیز شود. فاکتور ایمنی ارزیابی نهشته ماسه به منظور بررسی اینکه خاک پتانسیل روانگرایی دارد، به صورت رابطه (۱۷-۲) است:

$$F_1 = \frac{\frac{\tau_{max,l}}{\sigma'_v}}{\frac{\tau_{max}}{\sigma'_v}} \quad (17-2)$$

اگر F_1 کوچک‌تر از یک شود روانگرایی رخ می‌دهد و در غیر این صورت خاک موردنظر در برابر روانگرایی ایمن است.

نسبت مقاومت در برابر روانگرایی است (Ishihara, 1993).

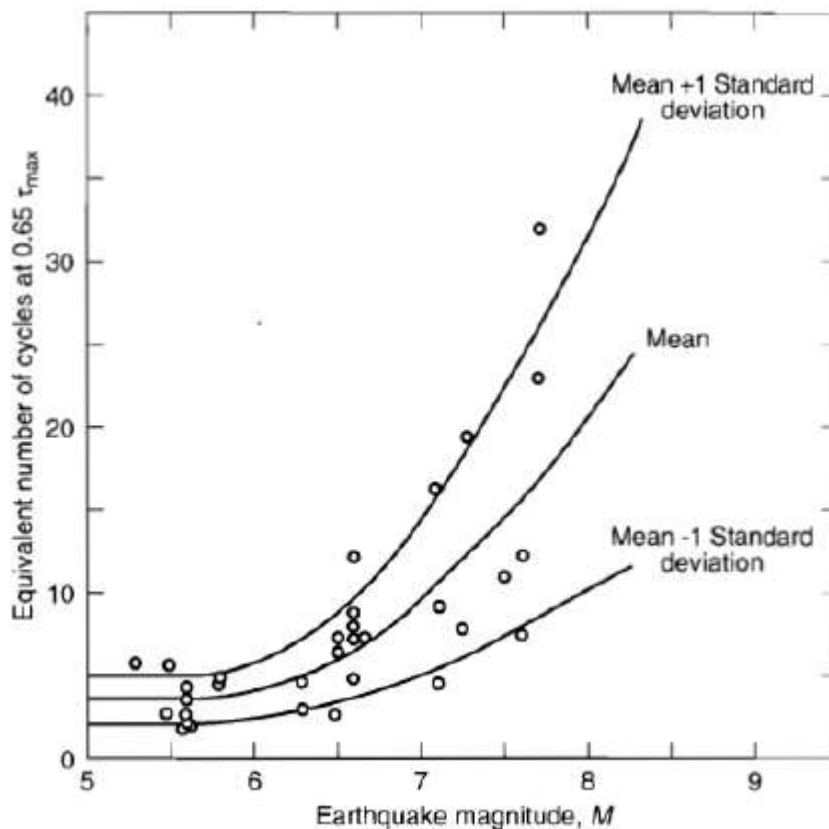
۲-۸- روش سید و ادريس برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی

سید و ادريس (۱۹۷۱) روشی ساده را برای پیش‌بینی پتانسیل روانگرایی در نهشته‌های خاک تحت بارگذاری سیکلی ارائه دادند، که رابطه آن به صورت زیر است:

$$\tau_{cyc} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \sigma_v r_d \quad (۱۸-۲)$$

مقدار a_{max} ماکزیمم شتاب ثبت‌شده در سطح زمین است و g هم شتاب گرانش است، همچنین σ_v تنش کل در عمق موردنظر است و r_d هم ضریب کاهش تنش است و از رابطه (۱۸-۲) به منظور تخمین مقدار تنش برشی سیکلی در هر عمق استفاده می‌شود. مقدار تخمین‌زده شده تنش برشی سیکلی با مقاومت برشی سیکلی مقایسه می‌شود، $\tau_{cyc,L}$ (تنش برشی مورد نیاز برای وقوع روانگرایی در یک تعداد تنش سیکلی مشخص و داده‌شده) که می‌تواند از آزمایش‌های درجا و یا آزمایشگاهی به دست آید. روانگرایی در صورتی که مقدار تنش برشی ناشی از زلزله، بزرگ‌تر از تنش برشی مورد نیاز برای وقوع روانگرایی باشد، رخ می‌دهد (Omarov M. 2010).

به منظور تعیین تنش برشی مورد نیاز برای وقوع روانگرایی در یک مقدار مشخص آزمون‌های سیکلی آزمایشگاهی بروی یک نمونه از خاک موردنظر صورت می‌گیرد. نتایج این آزمایش‌ها معمولاً به صورت $\tau_{cyc,L} / \sigma_v'$ در برابر N تعداد سیکل‌های بارگذاری، نشان داده می‌شود. تعداد بارگذاری سیکلی مرتبط با بزرگی زلزله، در شکل (۲-۲۴) نشان داده شده است (Omarov M. 2010).

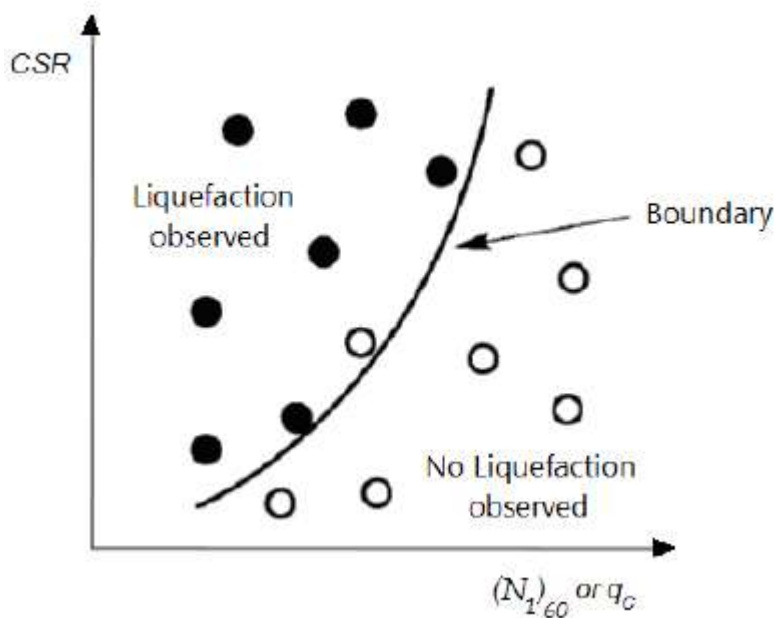


شکل ۲-۲۴ تعداد معادل تنش سیکلی برای زلزله‌های با بزرگی مختلف (Omarov M. 2010)

سید و همکاران پیشنهاد دادند که نسبت تنش سیکلی که باعث وقوع روانگرایی اولیه می‌شود از آزمایش نفوذ استاندارد SPT ($N_{1,60}$) و بزرگی زلزله M تعیین شود.

به‌وسیله نرمالایز کردن تنش برشی سیکلی با تنش مؤثر عمودی اولیه، نسبت تنش سیکلی ($CSR = \tau_{cyc} / \sigma'_v$) به‌دست‌آمده است که برای ارائه مجدد سطح بارگذاری در عمق نهشته خاک استفاده می‌شود. شکل (۲-۲۵) بدین منظور رسم شده‌است تا بتوان به کمک آن، پتانسیل روانگرایی خاک را تخمین زد، این منحنی همچنین می‌تواند به‌عنوان منحنی نسبت مقاومت سیکلی ($CRR = \tau_{cyc,L} / \sigma'_v$)

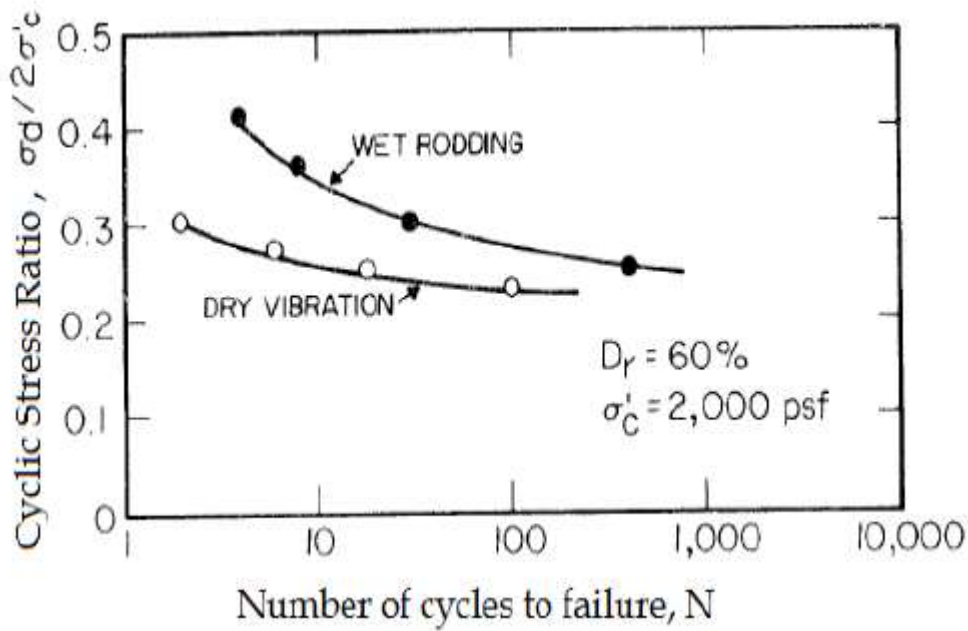
وقتی که CSR در ارتباط با مقاومت نفوذ در خاک است تفسیر شود. پتانسیل روانگرایی را می‌توان با مقایسه CSR و CRR تعیین نمود و معمولاً از تقسیم CSR بر CRR به‌عنوان یک فاکتور ایمنی یاد می‌کنند ($FS = \frac{CRR}{CSR}$) که اگر این ضریب ایمنی بزرگ‌تر از یک باشد روانگرایی رخ نمی‌دهد و در غیر این صورت روانگرایی رخ می‌دهد (Omarov M. 2010).



شکل ۲-۲۵ در مقابل $N_{1,60}$ یا q_c (Omarov M. 2010)

همچنین مقاومت روانگرایی می‌تواند به کمک آزمون‌های آزمایشگاهی تعیین شود و چندین پارامتر تأثیرگذار بر نتایج نمونه خاک بازسازی شده نشان داده شده‌است. اولین مطالعات در این مورد، تفاوت در ساختارهای خاک‌هایی که به روش‌های مختلف ساخته شده‌اند و می‌تواند بر مقاومت روانگرایی خاک تأثیرگذار باشد را نشان داد. شکل (۲-۲۶) نتایج حاصل از دو روش متفاوت آماده‌سازی خاک و تأثیر آن‌ها بر مقاومت روانگرایی را نشان داده است (Omarov M. 2010).

مقاومت روانگرایی همچنین می‌تواند متأثر از عواملی شامل ضریب فشار جانبی زمین و بیش تحکیمی، (زمانی که خاک ما زیر فشار سربار بوده است) و تاریخچه زمانی کرنش‌های لرزه‌ای باشد. این فاکتورها عمدتاً بر چسبندگی بین ذرات خاک تأثیر می‌گذارند، هرچند اگر نمونه بازسازی شده باشد این فاکتور دیگر به‌عنوان پارامتر تأثیرگذار شناخته نمی‌شوند (Omarov M. 2010).



شکل ۲-۲۶ روش بر پایه کنترل تنش برای خاک‌های ماسه سیلیکا^۱ اشباع (Omarov M. 2010)

^۱ silica

فصل سوم

تاریخچه ارزیابی نشست ناشی از روانگرایی و

مدل سازی روانگرایی

۳- تاریخچه ارزیابی نشست ناشی از روانگرایی و

مدل سازی روانگرایی

۳-۱- مقدمه

بررسی نشست ناشی از روانگرایی معمولاً به دو صورت روش‌های تجربی و روش‌های اجزا محدود انجام می‌پذیرد، که در ادامه برخی از شیوه‌های معمول معرفی و شرح داده می‌شوند.

۳-۲- برخی روش‌های تجربی محاسبه نشست ناشی از روانگرایی

محو شدن فشار آب حفره‌ایی بعد از زلزله موجب نشست زمین می‌شود. خاک ماسه سست و نیمه متراکم وقتی تحت تکان‌های شدید قرار می‌گیرد تمایل به تراکم نسبی دارد. خاک خشک در حین زلزله متراکم می‌شود، درحالی‌که خاک اشباع عمدتاً دچار نشست و تراکم نسبی به همراه محو شدن فشار آب حفره‌ایی می‌گردد که پس از زلزله رخ می‌دهد. مقدار نشست در ماسه خشک به کرنش برشی، فشار همه جانبه و تعداد بارگذاری سیکلی بستگی دارد. در خاک‌های ماسه‌ایی اشباع، مقدار فشار آب حفره‌ایی فاکتور کلیدی در تعیین مقدار کرنش حجمی^۱ است. خاک‌های غیر روانگرا ($r_u < 0.8$) کرنش حجمی در حدود ۰/۱٪ را تجربه می‌کنند، درحالی‌که خاک‌های روانگرا می‌توانند تا ۵ درصد یا بیشتر کرنش حجمی داشته باشند که وابسته به چگالی اولیه خاک است. از آنجایی‌که نشست باعث ایجاد اختلال در عملکرد سازه‌های

^۱ Volumetric strain

زیرزمینی و همچنین سازه‌های روی سطح می‌شود، پیش‌بینی مقدار نشست و به‌خصوص در حین روانگرایی، برای مهندسين از اهمیت قابل‌توجهی برخوردار می‌گردد که در ادامه روش‌هایی به‌منظور پیش‌بینی مقدار نشست ارائه می‌شوند.

۳-۳- بررسی نشست نهشته ماسه ناشی از روانگرایی (روش

ایشیهارا)

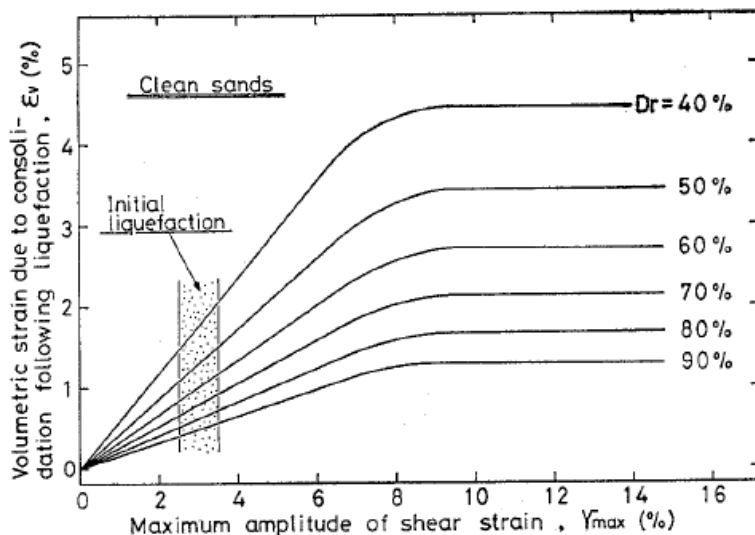
وقتی یک نهشته ماسه اشباع تحت لرزه ناشی از زلزله قرار می‌گیرد، فشار آب حفره‌ایی افزایش می‌یابد و در نتیجه روانگرایی رخ می‌دهد که باعث از دست رفتن مقاومت برشی خاک می‌شود. سپس فشار آب حفره‌ایی شروع به محو شدن می‌کند که در نتیجه آن در نهشته ماسه تغییر حجم و نشست به وجود می‌آید.

با توجه به مطالعاتی که در زمینه تغییر حجم ناشی از فشار آب حفره‌ایی در حین بارگذاری سیکلی انجام شده است، این‌طور می‌توان نتیجه گرفت که تغییرات کرنش حجمی بعد از روانگرایی تنها متأثر از چگالی نیست.

بیشترین کرنش برشی در واقع پارامتر کلیدی تأثیرگذار در تعیین کرنش حجمی پس از روانگرایی است. ایشیهارا نیز روشی را بر مبنای ماکزیمم کرنش برشی برای پیش‌بینی نشست ناشی از روانگرایی ارائه داد که بر مبنای دو اصل قرار دارد که از نتایج آزمایشگاهی استخراج شده‌اند:

۱- اولین اصل بر مبنای رابطه بین تغییر حجم ماسه اشباع و بیشترین کرنش برشی است. نتایج حاصل

از برش ساده برای ماسه تمیز در شکل (۱-۳) نشان داده شده است که در این شکل، کرنش حجمی در حین تحکیم مجدد ϵ_v در برابر بیشترین کرنش برشی γ_{max} است.



شکل ۱-۳ کرنش حجمی پس از روانگرایی در مقابل ماکزیمم کرنش برشی (Ishihara, 1993)

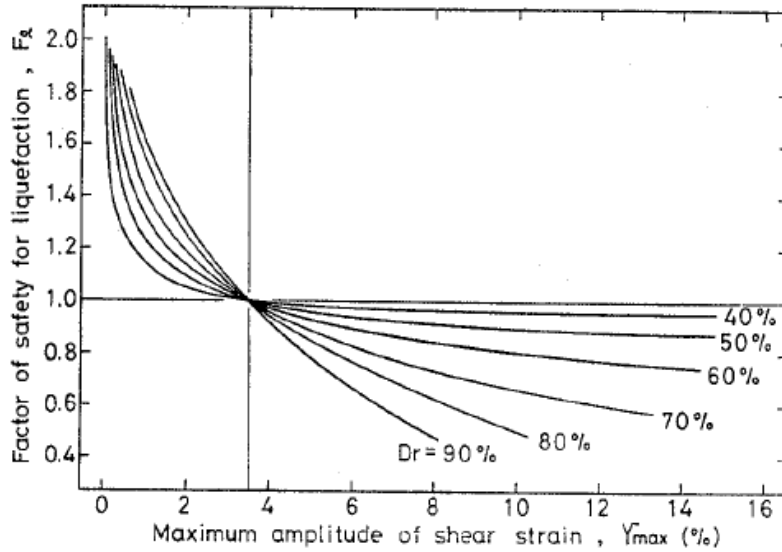
وقتی بارگذاری نامنظم به حد کافی بزرگ شود تا کرنش برشی ماکزیمم به ۳ درصد برسد، فشار آب حفره‌ایی تقریباً با تنش اولیه عمودی برابر می‌شود و به روانگرایی اولیه می‌رسد. در شکل (۱-۳) توجه به این نکته ضروری است که وقتی کرنش برشی ماکزیمم فراتر از ۲ تا ۳ درصد (مقدار کرنش در هنگام روانگرایی اولیه) افزایش یابد، کرنش حجمی تا یک مقدار مشخص تمایل به افزایش دارد و بعداً اینکه به این مقدار مشخص رسید، دیگر با افزایش مقدار کرنش برشی مقدار کرنش حجمی زیاد نمی‌شود (Ishihara, 1993).

به‌منظور تخمین نشست ناشی از روانگرایی برای ماسه در شکل (۱-۳) دانستن مقدار ماکزیمم کرنش برشی وقتی نهشته ما زیر بارگذاری لرزه‌ایی قرار دارد، ضروری است و این مورد می‌تواند بر پایه اصل دوم

که در ادامه ذکر می‌شود، تعیین شود.

۲- با توجه به آنچه تاکنون گفته شد، مقاومت سیکلی عموماً به‌عنوان نسبت تنش سیکلی فراهم‌کننده کرنش محوری ۵ درصد، در آزمایش‌های سه محوری دینامیکی تعیین می‌گردد. در مورد خاک‌های ماسه‌ای بسیار سست به‌محض مواجهه با حالت نرم‌شدگی، شروع به تغییر شکل می‌دهد، بنابراین در هر صورت، مقدار مشابهی برای مقاومت سیکلی به دست می‌آید. باین‌حال، این حالت برای ماسه‌های متراکم و نیمه‌متراکم درست نیست و حتی پس از رسیدن به ۵ درصد کرنش محوری هم مقاومت سیکلی وجود دارد (Ishihara, 1993).

شکل (۲-۳) نمودار فاکتور ایمنی در برابر γ_{max} (%) است (برای ماسه‌های با چگالی نسبی مختلف). براساس شکل (۲-۳) اگر مقدار ضریب ایمنی کمتر از یک باشد، نمونه‌های با چگالی نسبی بیشتر، مقدار γ_{max} کمتری دارند و همچنین در صورتی که این مقدار کمتر از یک باشد امکان وقوع روانگرایی وجود دارد. شکل (۲-۳) را می‌توان برای به دست آوردن γ_{max} برای یک ضریب ایمنی مشخص استفاده کرد. وقتی γ_{max} مشخص شود، بر اساس شکل (۱-۳) می‌توان کرنش حجمی را پس از روانگرایی تعیین کرد (Ishihara, 1993).



شکل ۲-۳ فاکتور ایمنی و ماکزیمم کرنش برشی (Ishihara, 1993)

ترکیب نمودارهای (۱-۳) و (۲-۳) منتج به نمودار (۳-۳) می‌شود که برای کاربردهای عملی قابل استفاده خواهد بود. مقدار کرنش حجمی ماکزیمم باید برای استفاده در شکل (۳-۳) به γ_{max} تبدیل شود که رابطه (۱-۳) این تبدیل انجام گرفته است (Ishihara, 1993).

$$\gamma_{max} = 1.5\varepsilon_{1,max} \quad (1-3)$$

که در اینجا $\varepsilon_{1,max}$ معادل ε_1 در نظر گرفته می‌شود. در صورتی که ضریب ایمنی و چگالی نسبی ماسه مشخص باشند، می‌توان نشست ناشی از روانگرایی را به دست آورد. چگالی نسبی را می‌توان به کمک آزمایش‌های SPT و CPT تعیین کرد. تلاش‌های زیادی برای مشخص کردن یک رابطه میان N در (SPT) و D_r انجام پذیرفت که یکی از این موارد توسط اسکمپتون (۱۹۸۶) انجام شد، به صورت رابطه (۲-۳) است (Ishihara, 1993):

$$N = (a + b\sigma'_v)\left(\frac{D_r}{100}\right)^2 \quad (2-3)$$

تنش مؤثر سربار است $\sigma'_v = \text{kgf/cm}^2$

a, b ثابت‌های وابسته به اندازه دانه =

در آزمایش‌های صورت گرفته در ژاپن، عمدتاً a و b به ترتیب ۱۶ و ۲۳ در نظر گرفته می‌شوند. این مقادیر در واقع میانگین نتایج حاصل از ماسه تمیز و ماسه سیلتی هستند.

با در نظر گرفتن $\sigma'_v = 1$ و $a=16$ و $b=23$ رابطه (۳-۳) به دست می‌آید:

$$D_r = 16\sqrt{N_1} \quad (3-3)$$

و همچنین رابطه‌های (۳-۴) و (۳-۵) در تلاش برای ایجاد ارتباط بین D_r و q_c در آزمایش (CPT)

ارائه شد:

$$D_r = -A + B \log(q_c / \sqrt{\sigma'_v}) \quad (4-3)$$

و

$$D_r = -85 + 76 \log q_c \quad (5-3)$$

با توجه به آنچه در بالا گفته شد، می‌توان نتیجه گرفت که یک نوع رابطه بین N_1 و q_{c1} وجود

دارد. q_{c1}/N_1 بین مقادیر ۰/۶ تا ۰/۸ برای $N_1 = 5 - 10$ گرفته شده است. نسبت q_{c1}/N_1 از معادلات

(۲-۳) و (۵-۳) فقط برای ماسه سست با $N_1 < 10$ قابل قبول است.

حال با توجه به آنچه گفته شد و همچنین شکل (۳-۳)، می توان نشست ماسه ناشی از روانگرایی را

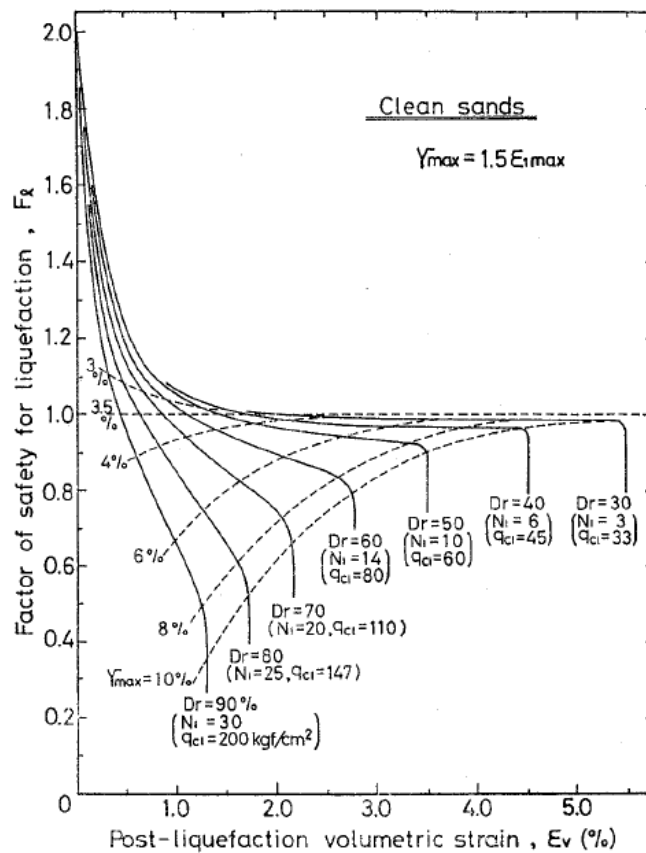
بدین صورت تخمین زد:

در اولین قدم باید ضریب ایمنی F_1 را برای هر لایه مشخص کرد، با توجه به شدت زلزله شتاب زلزله

و چگالی ماسه باید ارزیابی شود. با داشتن F_1 می توان از شکل (۳-۳) برای به دست آوردن ϵ_v استفاده

کرد (برای هر لایه که مقدار N_1 یا q_{c1} آن معلوم باشد) و در نهایت با داشتن ϵ_v می توان نشست سطح

زمین را از جمع زدن جابه جایی های عمودی هر لایه تخمین زد (Ishihara, 1993).

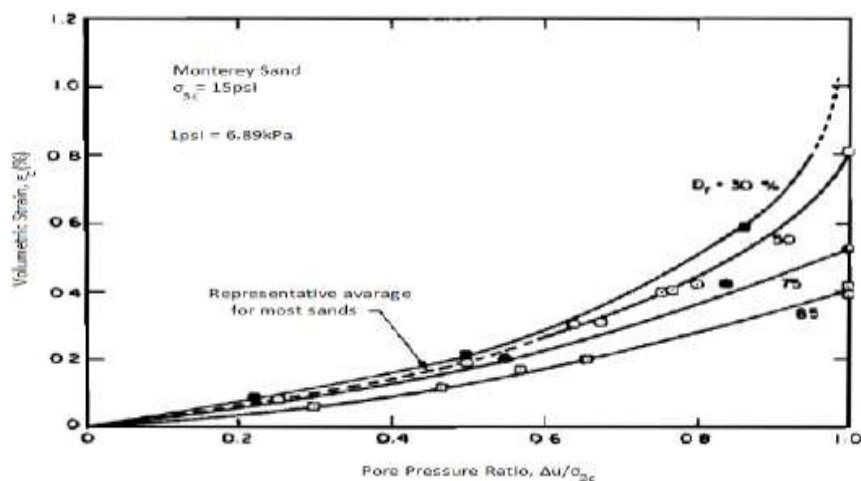


شکل ۳-۳ نمودار تعیین کرنش حجمی پس از روانگرایی بر اساس مقدار فاکتور ایمنی (Ishihara, 1993)

۳-۴- نشست در ماسه‌های اشباع به روش لی و آلبایسا^۱

لی و آلبایسا در سال ۱۹۷۴ نشست ماسه ناشی از محو شدن فشار آب حفره‌ایی را به‌وسیله آزمایش‌های سه محوری، مورد مطالعه قرار دادند. برطبق گزارش آن‌ها، مقدار کرنش حجمی تحکیم مجدد ($\varepsilon_v = \Delta V_{pl} / V_{pc}$) که تغییر حجم پس از بارگذاری است و V_{pc} حجم قبل از بارگذاری و پس از تحکیم مجدد است) برای شرایطی که در آن روانگرایی به‌طور کامل رخ نداده است، ($r_u < 1$) تابعی از اندازه دانه‌ها چگالی نسبی و مقدار فشار آب حفره‌ایی تولید شده است. برای خاکی که چگالی و فشار همه‌جانبه آن مشخص است، کرنش حجمی برای خاک‌های اشباع غیرروانگرا وابسته به فشار آب حفره‌ایی ایجاد شده است که در شکل (۳-۴) نشان داده شده است. در این شکل مشاهده می‌شود که در صورتی که نسبت فشار آب حفره‌ایی در حدود ۰/۶ باشد رابطه بین کرنش حجمی و نسبت فشار آب حفره‌ایی اوج، به‌وسیله خط میانگین نشان داده می‌شود. همچنین این منحنی‌ها در شکل (۳-۴)، مستقل بودن نشست از نحوه افزایش فشار آب حفره‌ایی (با بارگذاری سیکلی یا استاتیکی) را بیان می‌کنند. این منحنی‌ها مربوط به نشست پس از روانگرایی نیستند (Lee & Albaisa, 1974).

^۱ Lee & Albaisa



شکل ۳-۴ رابطه میان کرنش حجمی و نسبت فشار آب حفره‌ایی ایجادشده (Lee & Albaisa, 1974) در روندی مشابه، لی و آلبایاسا (۱۹۷۴) در مورد تأثیر اندازه دانه‌ها و فشار همه‌جانبه بر کرنش حجمی تحقیق کردند. تأثیر فشار همه‌جانبه در صورتی قابل توجه و مهم خواهد بود که r_u بزرگ‌تر از ۰/۶ باشد. در حالت عمومی با افزایش فشار همه‌جانبه مقادیر بزرگ‌تری از کرنش‌های حجمی مشاهده شد که نوع خاک و اندازه دانه‌ها هم به‌عنوان فاکتورهای تأثیرگذار بر کرنش حجمی شناخته شدند. براساس مطالعات صورت گرفته توسط لی و آلبایاسا، شکل دانه‌ها از اندازه دانه‌ها مهم‌تر است.

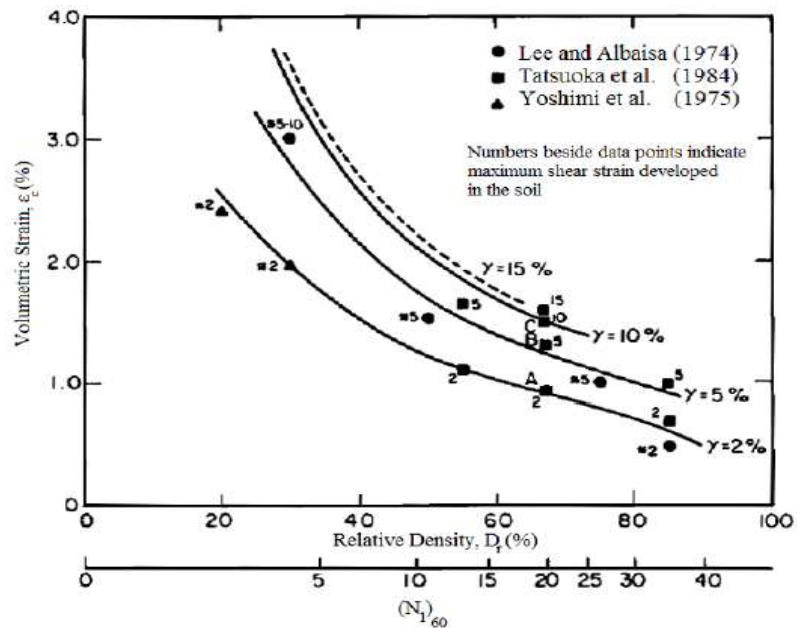
۳-۵- نشست در ماسه‌های اشباع به روش تاتسوکا و همکاران^۱

تاتسوکا و همکاران (۱۹۸۴) در مورد تأثیر پارامترهای مختلف بر کرنش حجمی پس از روانگرایی اولیه ($r_u = 1$) با رویکرد کنترل تنش و آزمایش برش ساده، مطالعاتی را صورت دادند. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که مقدار نشست عمدتاً وابسته به ماکزیمم کرنش برشی و چگالی خاک است. تاتسوکا و همکاران با جمع‌بندی اطلاعات قبلی، به این نتیجه رسیدند که فاکتور اصلی مؤثر بر نشست پس از روانگرایی، ماکزیمم کرنش برشی است (Tatsuoka et al. 1984).

^۱ Tatsuoka et al.

تاتسوکا و همکاران رابطه‌ایی را بین چگالی نسبی، ماکزیمم کرنش برشی و کرنش حجمی ارائه دادند که در شکل (۳-۵) آورده شده‌است. در این شکل به تفاوت ماسه مورد استفاده در هر تحقیق اشاره‌ایی نشده است و نادیده گرفته شده‌است. کرنش حجمی عمدتاً با افزایش چگالی نسبی، زیاد می‌شود، همچنین آشکار است که در یک مقدار چگالی نسبی ثابت، با افزایش کرنش برشی، مقدار کرنش حجمی هم زیاد می‌شود (Tatsuoka et al. 1984).

با توجه به مباحث مورد بحث که قبلاً به آن اشاره شد، مقاومت روانگرایی در روش کنترل تنش، روش آماده‌سازی نمونه و تاریخچه تنش هم فاکتور تأثیرگذار هستند. تاتسوکا و همکاران گزارش کردند که این فاکتورها در مورد کرنش حجمی پس از روانگرایی از اهمیت کمتری برخوردارند و تأکید کردند که نشست ماسه‌ها عمدتاً وابسته به چگالی نسبی و ماکزیمم کرنش برشی است. مطالعات انجام گرفته توسط سایر محققین همچنین روشن ساخت که جرم بار اضافه اعمالی به خاک برای ماسه‌های بدون روانگرایی تأثیر زیادی بر نشست ندارد در صورتی که همین بار اضافه در مورد نمونه‌های روانگرا باعث افزایش کرنش حجمی می‌شود (Tokimatsu, 1987).



شکل ۳-۵ رابطه بین کرنش حجمی و همچنین کرنش با چگالی نسبی برای ماسه‌ها (Tatsuoka et al. 1984)

۳-۶- نشست در ماسه‌های اشباع به روش سید، سیلور و یود^۱

سید، سیلور و یود رفتار ماسه سیلیکا یکنواخت را زیر بارگذاری سیکلی در انستیتو ژئوتکنیک نروژ با استفاده از دستگاه برش مستقیم، بررسی کردند. آن‌ها پارامترهای مهم تأثیرگذار در نشست را چگالی نسبی، بزرگی کرنش برشی سیکلی و تعداد سیکل‌های کرنش معرفی کردند. همچنین یود نشان داد که کرنش برشی فاکتور اصلی است که باعث تراکم نسبی ذرات خشک خاک می‌شود. یود نشان داد که می‌توان تغییرات چگالی درجا ناشی از بارگذاری دینامیکی یا استاتیکی را با کرنش برشی پیش‌بینی کرد (Silver & Seed, 1971).

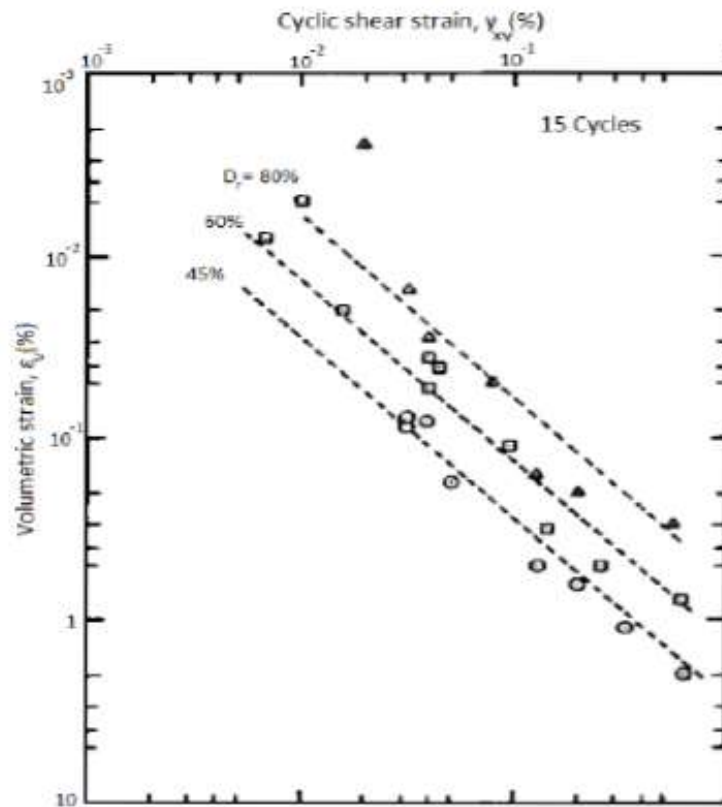
سید و سیلور (۱۹۷۱) روشی را برای تخمین نشست در خاک‌های ماسه‌ای خشک یا تا حدودی

^۱ Seed, Silver & Youd

اشباع که در آن‌ها تغییرات فشار آب حفره‌ایی وجود ندارد، شرح دادند. براساس نتایج آزمایش برش ساده بروی خاک‌های ماسه‌ایی خشک با چگالی نسبی بین ۴۵ تا ۸۰ درصد و فشار همه‌جانبه از ۲۴ کیلو پاسکال تا ۱۹۱ کیلو پاسکال رابطه‌ایی بین کرنش حجمی و کرنش برشی ارائه شده است که در شکل (۳-۵) آمده است. فاکتورهای اصلاحی در جدول (۳-۲) برای مقادیر مختلف بزرگی زلزله آورده شده است. توجه به این نکته ضروری است که تحت یک بارگذاری لرزه‌ایی مشخص، خاک‌ها لرزش‌های چندوجهی دارند، درحالی‌که شکل (۳-۶) بر پایه کرنش تک‌وجهی است. پایک و همکاران (Pyke et al. 1975) از روش برش چندوجهی استفاده کردند و گزارش دادند که نشست ناشی از ترکیب تکان‌های افقی، معادل جمع نشست ناشی از اعمال هر یک از آن‌ها به‌تنهایی است، بدین معنی که کرنش‌های حجمی در شکل (۳-۶) باید برای معادل‌سازی با شرایط چندوجهی، دو برابر شوند (Silver & Seed, 1971).

جدول ۳-۲ تأثیر بزرگی زلزله بر مقدار نسبت کرنش حجمی (SILVER & SEED, ۱۹۷۱)

Earthquake magnitude, M (1)	Number of representative cycles at 0.65_{max} (2)	Volumetric strain correction factor, $\epsilon_{CN} / \epsilon_{CN=15}$ (3)
8-1/2	26	1.25
7-1/2	15	1.0
6-3/4	10	0.85
6	5	0.6
5-1/4	2-3	0.4



شکل ۳-۶ رابطه بین کرنش برشی و کرنش حجمی (Silver & Seed, 1971)

۳-۷- نشست در ماسه‌های اشباع به روش ستین و همکاران^۱

ستین و همکاران (2009) به منظور پیش‌بینی نشست پس از بارگذاری در خاک‌های چسبنده اشباع روش ذیل را ارائه دادند. این مدل بر اساس تاریخچه زمانی ۷ زلزله مختلف بسط و توسعه داده شده است. با استفاده از این روش، نشست‌های حجمی ناشی از تحکیم مجدد می‌تواند به وسیله شکل (۳-۶) به دست آید:

^۱ Cetin et al

$$\ln(\varepsilon_v) = \ln\left[1.879 \ln\left[\frac{780.416 \ln(CSR_{SS,20,1D,1atm}) - N_{1,60,CS} + 2,442.465}{636.613 N_{1,60,CS} + 306.732}\right] + 5.583\right] \pm 0.689$$

(۶-۳)

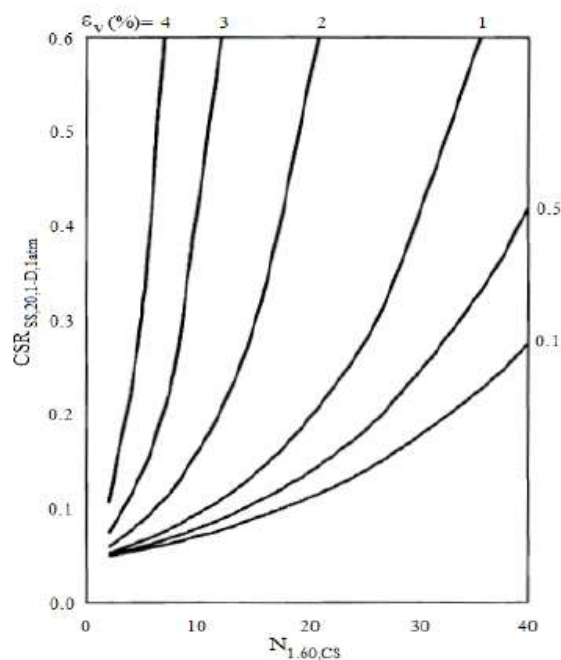
$$\lim: 5 \leq N_{1,60,CS} \leq 40$$

$$0.05 \leq CSR_{SS,20,1D,1atm} \leq 0.60$$

پارامتر $N_{1,60,CS}$ عدد SPT اصلاح شده

و پارامتر $CSR_{SS,20,1D,1atm}$ مقدار معادل CSR_{field} در یک جهت، ۲۰ سیکل بارگذاری در برش ساده و تحت فشار همه‌جانبه ۱۰۰ کیلو پاسکال است.

ستین و همکاران (Cetin et al. 2009) اشاره کردند که مهم‌ترین مزیت روش‌های احتمالی با ضریب اصلاح، توانایی یکی کردن مدل‌های غیرقطعی برای پیش‌بینی نشست‌ها است .



شکل ۳-۷ منحنی‌های مرزی پس از کرنش‌های حجمی (Omarov M, 2010)

۳-۸- روش‌های عددی محاسبه نشست ناشی از روانگرایی:

روش‌های زیادی به منظور تخمین نشست ناشی از روانگرایی فونداسیون‌ها در خاک‌های مستعد روانگرایی تاکنون ارائه شده‌اند. یاسودا و بوکووالاس و همکاران (Yasuda & Bouckovalas et al.) روش‌های ساده شده‌ای به منظور پیش‌بینی نشست ناشی از روانگرایی ارائه دادند. روش ارائه شده توسط بوکووالاس و همکاران (Bouckovalas et al.) براساس آنالیز تنش مؤثر بود، درحالی‌که یاسودا و همکاران^۱ این‌طور فرض کردند که تغییر شکل‌هایی که در زمین‌های مستعد روانگرایی رخ می‌دهد، ناشی از کاهش مدول برشی است و تغییر شکل زمین با استفاده از آنالیز تنش کل با مدول برشی اولیه و مدول برشی کاهش یافته ناشی از روانگرایی محاسبه می‌شود.

¹ Yasuda et al

۳-۸-۱- روش یاسودا و همکاران

یاسودا و همکاران یک روش ساده را برای تخمین نشست ناشی از روانگرایی پیشنهاد داده‌اند. به‌منظور اثبات انطباق‌پذیری این روش با آنچه در واقعیت رخ می‌دهد، یک آزمایش سانتریفیوژ که برای فونداسیون یک برج آماده شده بود، انتخاب شده است. شرایط آنالیز انجام گرفته، مشابه شرایط آزمایش سانتریفیوژ بوده است. با مقایسه نتایج حاصل از آنالیز، با نتایج آزمایشگاهی این‌طور نتیجه شد که با استفاده از این روش می‌توان اثر ضخامت لایه روانگرا را بر نشست فونداسیون به‌خوبی ارزیابی کرد (Yasuda at el. 2001).

این روش که به اختصار 'ALID نام‌گذاری شده است، به‌منظور تخمین تغییر شکل‌های ناشی از روانگرایی در زمین و سازه‌های بناشده بر روی زمین‌های مستعد روانگرایی شرح و بسط داده شده است (Yasuda at el. 2001) :

(۱) در قدم اول، تغییر شکل‌های زمین با استفاده از مدول برشی قبل از زلزله با کمک روش اجزا محدود محاسبه شده‌اند.

(۲) سپس روش اجزا محدود با استفاده از مدول برشی کاهش یافته ناشی از روانگرایی در شرایطی که حجم ثابت است مجدداً اعمال شده است.

(۳) در قدم سوم اختلاف مقادیر اندازه‌گیری شده در دو گام قبلی محاسبه شده است که در واقع معادل تغییر شکل‌های باقی‌مانده زمین است.

نگارندگان، آزمایش‌های برش پیچشی را به‌منظور شامل کردن نرخ کاهش مدول برشی ناشی از روانگرایی اعمال کردند. فاکتور ایمنی در مقابل روانگرایی (F_L) که به‌شدت روانگرایی اشاره دارد، در واقع

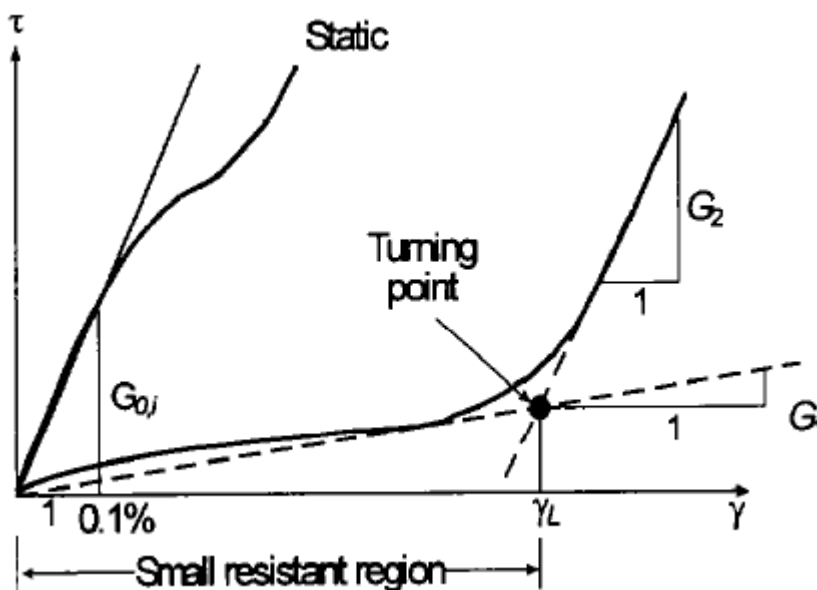
^۱ Analysis for Liquefaction-included Deformation

توسط تعداد و دفعات بارگذاری سیکلی کنترل می‌شود. در نمونه روانگرا، کرنش برشی با یک مقدار کم تنش برشی تا حد مقادیر بزرگ کرنش افزایش می‌یابد (شکل ۸-۳)، سپس در نقطه‌ای که منحنی کرنش تنش عوض شده و به نقطه انتقال مقاومت مشهور است، تنش برشی با افزایش کرنش برشی به سرعت افزایش می‌یابد که هم‌زمان با این حالت فشار آب حفره‌ای کاهش خواهد یافت. منحنی تنش-کرنش قبل و بعد از این نقطه توسط رابطه‌های زیر نشان داده شده است (Yasuda et al. 2001):

$$\tau = G_1 * \gamma \quad \gamma < \gamma_L$$

$$\tau = G_1 \gamma_L + G_2 (\gamma - \gamma_L) \quad \gamma \geq \gamma_L \quad (7-3)$$

که در رابطه (۷-۳) پارامتر γ_L مقدار کرنش در حالت تغییر منحنی نمودار تنش-کرنش است. پارامترهای G_1 و G_2 به ترتیب مدول برشی قبل و بعد نقطه تغییر منحنی شکل (۸-۳) هستند.



شکل ۸-۳ نمودار تنش-کرنش (Yasuda et al. 2001)

رودخانه‌ایی که برای این منظور انتخاب شد، شامل ۷ خاکریز آسیب دیده و آسیب ندیده در جریان زلزله‌های هوکایدو (Hokkaido) در سال ۱۹۹۳ و زلزله کوبه^۱ در سال ۱۹۹۵ بود. بیشترین مقدار نشست در یک خاکریز آسیب دیده ۲/۶ متر است. در اینجا به منظور انتخاب بهترین روش کاهش مدول برشی ناشی از روانگرایی، چهار روش متفاوت در کاهش مدول برشی انتخاب شده است، سپس نشست در هر یک از این حالت اندازه‌گیری شده است و در نهایت همه این داده‌ها با نشست‌های واقعی در شکل (۳-۹) قرار داده شده‌اند. هر کدام که به مقادیر واقعی بیشتر میل کند به عنوان یک روش قابل قبول در جهت کاهش مدول برشی ناشی از روانگرایی انتخاب می‌شود.

نسبت مقادیر مدول برشی یک لایه غیر روانگرا G_N که لایه روانگرایی را پوشانده است به مدول برشی لایه روانگرا برای حالتی که زمین جریان می‌یابد G_1 را در چهار حالت مختلف در ادامه آورده شده است:

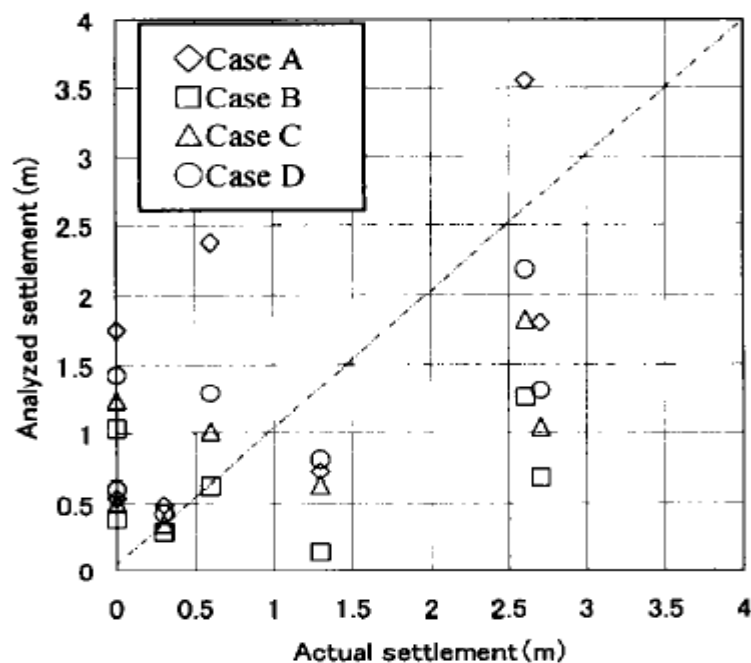
حالت A: حالتی که نرخ کاهش مدول خاکریز مشابه لایه خاک غیر روانگرا باشد.

$$\text{حالت B: } \frac{G_1}{G_N} = 1$$

$$\text{حالت C: } \frac{G_1}{G_N} = \frac{1}{5}$$

$$\text{حالت D: } \frac{G_1}{G_N} = \frac{1}{10}$$

^۱ Kobe



شکل ۳-۹ رابطه بین نشست ناشی از آنالیز و مقادیر واقعی نشست (Yasuda et al. 2001)

با توجه به شکل (۳-۹)، مشاهده می‌شود که حالت D، بهترین و نزدیک‌ترین حالت به شرایط واقعی است. اما باید توجه داشت که هنوز هم با مقدار واقعی اختلاف دارد و تنها در مقایسه با دیگر حالات بیان‌شده، بهترین گزینه است. ضمن اینکه این روش کاهش مدول برشی از دقت کافی برخوردار نیست.

در قدم بعدی این روش پیشنهادی، به منظور تخمین نشست پی یک برج به کاررفته است تا به نوعی تطبیق‌پذیری این روش با مقادیر نشست حاصل از آزمایش سانتریفیوژ برای این پی مورد ارزیابی قرار گیرد. کاواساکی و همکاران (Kawasaki et al.) آزمایش‌های سانتریفیوژ دینامیکی زیادی را برای اثبات مکانیزیم نشست انجام دادند. بر این اساس معادله (۳-۸) برای محاسبه نشست ارائه شد (Yasuda et al. 2001):

$$S = S_0 * C_1 * C_2 * C_3 * C_4 * C_5 * C_6 * D_1 * D_2 * D_3 \quad (۳-۸)$$

که S نشست، S_0 نشست در شرایط استاندارد، C_1 فاکتور ضخامت لایه روانگرا، C_2 فاکتور ضخامت لایه غیرروانگرا، C_3 فاکتور چگالی زمین، C_4 فاکتور اندازه دانه‌ها، C_5 فاکتور شتاب اعمالی، C_6 فاکتور تعداد سیکل‌ها، D_1 فاکتور عرض پی، D_2 فاکتور شدت بارگذاری، D_3 فاکتور عمق نفوذ است (Yasuda at el. 2001).

پس از ارزیابی مدل‌های آنالیز شده بر اساس آزمایش‌های سانتریفیوژ در شرایط استاندارد مشاهده شد در آنالیز عددی، نشست ۰/۹۱ متر بود. در طرف مقابل نشست در آزمایش ۰/۳۵ متر بود.

پس از اعمال فاکتورهای رابطه (۳-۸) به مقدار نشست استاندارد هم کماکان اختلاف با مقدار نشست در شرایط آزمایشگاهی وجود دارد که به دلایل زیادی از جمله در نظر نگرفتن رفتار واقعی دینامیکی خاک، در نظر نگرفتن رفتار غیرخطی خاک و... است. همچنین تغییرات مدول برشی در حین روانگرایی در نظر گرفته نشده است (Yasuda at el. 2001).

۳-۸-۲- روش الگمال^۱

الگمال و همکاران به منظور بررسی نشست پی سطحی بر روی خاک روانگرا یک آنالیز عددی سه‌بعدی را آماده کردند. در این مطالعه اثر تحکیم و افزایش نفوذپذیری بر کاهش خطر روانگرایی مورد بحث و بررسی قرار گرفته است. همچنین هیچ مقایسه مستقیمی با آزمایش‌های سانتریفیوژ انجام نگرفته است. سیستم خاک اشباع بر اساس مدل دوفازی بر پایه تئوری بیوت برای محیط‌های متخلخل مدل شده است. فرمولاسیون عددی این تئوری به u-p شهرت دارد که بر پایه یک سری فرضیه‌ها بنا نهاده شده است:

^۱ Elgamal

۱- چگالی فاز مایع و جامد در فضا و زمان ثابت است.

۲- تخلخل ثابت است و در طول زمان تغییری نمی‌کند.

۳- غیرقابل تراکم نسبی بودن ذرات خاک و شتاب یکسان برای دو فاز مایع و جامد

فرمولاسیون u-p به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\left\{ \begin{array}{l} M\ddot{U} + \int_v B^T \sigma' dV - QP - f^{(s)} = 0 \\ Q^T \dot{U} + HP + SP\dot{P} - f^{(p)} = 0 \end{array} \right. \quad (9-3)$$

در معادله (۹-۳)، M ماتریس جرم، U بردار جابه‌جایی فاز جامد، B ماتریس کرنش-جابه‌جایی، σ' ماتریس تنش مؤثر، Q اپراتور گرادیان و معادلات جریان، P بردار فشار آب حفره‌ای، S ماتریس تحکیم، و H ماتریس نشت پذیری است. f^p و f^s اثرات بارهای خارجی و جریان مایعات هستند (Elgamal et al. 2005).

لازم به ذکر است که این مدل با تأکید بر کرنش برشی تجمعی ناشی از روانگرایی برای ماسه‌های با تراکم نسبی متوسط و همچنین تمیز ایجادشده است. در نهایت این‌طور نتیجه‌گیری شد که زهکشی تأثیر خوبی بر کاهش نشست دارد (Elgamal et al. 2005).

همان‌طور که مشاهده شد، در این مطالعه هیچ‌گونه مقایسه‌ای به‌منظور راستی آزمایشی با نمونه‌های آزمایشگاهی انجام نشده است. همچنین در این مقاله نیز به مانند سایر کارهای صورت پذیرفته، خاک

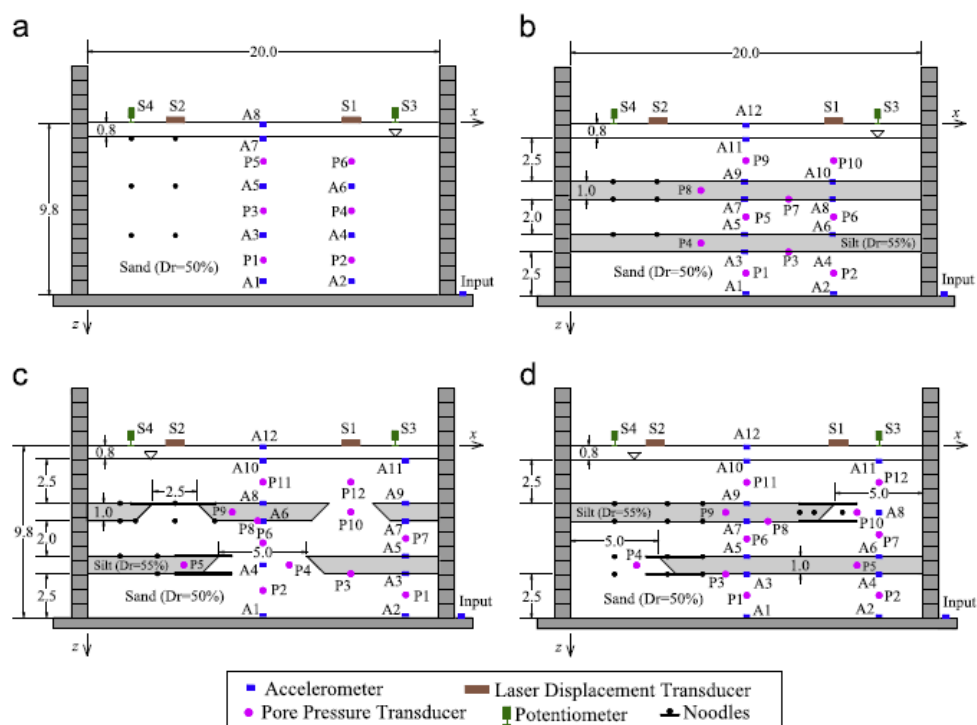
همگن بوده است و اثر یک لایه روانگرا و کم تراکم چه از نظر تراکم نسبی و چه از نظر عمق قرارگیری مورد مطالعه قرار نگرفته است (Elgamal et al. 2005).

۳-۸-۳- مدل تاکاهاشی و ماهارجان^۱

در سال ۲۰۱۳ تاکاهاشی و ماهارجان یک سری مطالعات را بر پایه داده‌های آزمایش سانتریفیوژ برای بررسی نشست ناشی از روانگرایی و بررسی فشار آب حفره‌ایی برای یک نهشته خاک ناهمگن را انجام دادند. چهار نوع مدل در این جا مورد بررسی قرار گرفت. مدل اول تنها شامل خاک ماسه همگن بود. مدل دوم شامل خاک ماسه و همچنین دو لایه پیوسته خاک ماسه سیلتی بود. دو مدل بعدی شامل لایه‌های ناپیوسته خاک ماسه سیلتی بودند که در شکل (۳-۱۰) نشان داده شده است (Maharjan M, Takahashi A, 2013).

از این مطالعات این طور نتیجه گرفته شد که در مدل‌هایی که شامل لایه‌های ناپیوسته خاک ماسه سیلتی هستند، به نسبت مدل‌هایی که شامل لایه‌های پیوسته خاک ماسه سیلتی‌اند، اضافه فشار آب حفره‌ایی، برای مدل زمان بیشتری باقی می‌ماند. همچنین از آنجایی که فرآیند تولید فشار آب حفره‌ایی پس از زلزله متوقف می‌شود، پس می‌توان گفت که محو شدن اضافه فشار آب حفره‌ایی پس از اعمال بار لرزه‌ای یکی از فاکتورهای عمده و تأثیرگذار بر نشست پس از زلزله است. محو شدن سریع اضافه فشار آب حفره‌ایی در بخش‌های غیرپیوسته که خود را به صورت نشست‌های بزرگ‌تر در این بخش‌ها نشان می‌دهد، خود باعث وقوع نشست‌های ناهمگن می‌شود. در این مقاله همان طور که مشاهده شد، بررسی تراکم نسبی یک لایه خاک روانگرا بر نشست پی سطحی مورد بحث قرار نگرفته است. از طرفی، این مطالعه بر پایه داده‌های آزمایشگاهی است و به صورت عددی انجام نگرفته است (Maharjan M, Takahashi A, 2013).

^۱ Maharjan & Takahashi



شکل ۳-۱۰ مدل a خاک همگن ماسه، مدل b خاک ماسه به همراه دو لایه پیوسته ماسه سیلتی و دو مدل c و d نیز شامل لایه‌های ناپیوسته خاک ماسه سیلتی است که در نوع قرارگیری با هم تفاوت دارند (Maharjan M, Takahashi A, 2013)

استفاده از شبیه‌سازی عددی برای ارزیابی نشست ناشی از روانگرایی برای پی‌های سطحی نیازمند مدل کردن فرآیند روانگرایی و متعاقباً تحکیم ناشی از آن با در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک-سازه است. کوتسورلاکیاس و همکاران (Koutsourelakies at al.)، پوپسکو و همکاران (Popescu at al) و... آنالیز روانگرایی دویعدی را به منظور مطالعه اندرکنش دینامیکی بین یک لایه یکنواخت روانگرا و سازه‌ایی که بر روی آن بناشده، انجام دادند. در همه این موارد سازه بر روی خاک به صورت یک مدل با یک درجه آزادی (SDOF) که بر روی یک پی صلب سطحی قرار دارد، مدل شده است (Shahir H, Pak A, 2010).

شرح و بسط یک رابطه عمومی برای تعیین نشست ناشی از روانگرایی برای پی‌های سطحی به دو دلیل عمده پیچیده است: اول اینکه در لایه‌های خاک زیر سازه تنش‌های غیریکنواخت وجود دارد و

همچنین اثر اندرکنش خاک-سازه که سبب رفتار پیچیده فونداسیون بر روی خاک روانگرا می‌شود و دوم اینکه وجود طیف گسترده‌ای فاکتورهای تأثیرگذار وابسته به خاک، فونداسیون و لرزه اعمالی است که سبب تغییرهای عمده در نتایج می‌شود. اهمیت اثر اندرکنش خاک-سازه بر واکنش لرزه‌ای فونداسیون سطحی بناشده بر روی خاک ماسه سست اشباع به‌وسیله مطالعه‌های فراوانی که به‌وسیله میزلرزه و سانتریفیوژ صورت پذیرفت، نشان داده‌شده است. پدیده معمول قابل مشاهده در آزمایش‌های مختلف، اثر منع‌کننده سازه بر ایجاد فشار آب حفره‌ای در زیر فونداسیون است. با افزایش فشار وارده به فونداسیون افزایش نشست ناشی از روانگرایی مشاهده می‌شود و با افزایش نسبت عرض پی، کاهش نسبت نشست فونداسیون به ضخامت خاک روانگرا رخ می‌دهد. این مشاهدات بیانگر رفتار پیچیده فونداسیون بناشده بر روی خاک روانگرا و اهمیت پارامترهای فونداسیون در ارزیابی نشست فونداسیون ناشی از روانگرایی است.

فصل چهارم

مدل سازی عددی و بحث در نتایج

۴- مدل سازی عددی و بحث در نتایج

۴-۱- مقدمه

پدیده روانگرایی پدیده پیچیده و تأثیرگذار در خسارات ناشی از زلزله در مناطق مستعد روانگرایی است. یکی از این خسارت‌ها، نشست ناشی از روانگرایی است که خسارات عمده به سازه و فونداسیون بناشده بر روی خاک مستعد روانگرایی وارد می‌کند. در این پایان‌نامه سعی شده است تا با کمک مدل‌سازی عددی به نقش تراکم نسبی لایه خاک پیوسته روانگرا که در زیر لایه متراکم ماسه مدفون است، بر نشست پی سطحی پرداخته شود. همچنین تأثیر تراکم نسبی لایه خاک موردنظر و عرض پی بر پدیده روانگرایی و نشست ناشی از روانگرایی را مورد بررسی قرار گرفته است.

۴-۲- نوع خاک و مشخصات مکانیکی مورد استفاده

خاک مورد استفاده، ماسه اشباع در تراکم‌های نسبی مختلف است. راهنمای اپنسیس برای ماسه سست (مقدار تراکم نسبی بین ۱۵ تا ۳۵ درصد) ماسه متوسط (۳۵ تا ۶۵ درصد) ماسه نسبتاً متراکم (۶۵ تا ۸۵ درصد) و ماسه متراکم (۸۵ تا ۱۰۰ درصد) مقادیری را به‌عنوان پارامترهای ورودی پیشنهاد داده است (Mazzoni S. et al, 2007). اما این پارامترها تابعی از تراکم نسبی خاک نیستند. برای یک ارائه دقیق و وابسته به تراکم نسبی برای پارامترها، از مقادیر ذیل که نتیجه کار آقای یانگ وی چن^۱ و همکاران است استفاده شده است، که نتایج آن در جدول (۴-۱) آمده است

^۱ Yong-wei Chen

جدول ۱-۴ مقادیر و پارامترهای ورودی خاک (MAZZONI AT EL. 2007)

Dr=75%	Dr=50%	Dr=40%	رابطه	
۲/۰۱۷	۱/۸۹۳	۱/۸۲۸	$2.11(D_r)^{0.1567}$	$\rho\left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right)$
۳۹۲	۳۱۴	۳۳۵	$G_r = 10500 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} P_r^{0.4}$	$G_{max}(kPa)$
۱۰۲۵۹۴	۸۳۲۲۸	۷۷۰۲۱		
۱۸۳۳	۱۵۷۳	۱۹۲۲	$B_r = G_r \frac{2(1 + \vartheta)}{3(1 - 2\vartheta)}$	$B_{max}(kPa)$
۴۷۸۷۷۳	۳۸۸۴۰۱	۳۵۹۴۳۲		
۳۷/۱۵	۳۳/۱۰	۳۱/۴۸	$\varphi = 16.2D_r + 25$	$\varphi(\text{degree})$
۳۷/۱۵	۳۳/۱۰	۳۱/۴۸	$\varphi_{PT} = 16.2D_r + 25$	$\varphi_{PT}(\text{degree})$
۸۰	۸۰	۸۰	Constant	$p_r(kPa)$
۰/۱	۰/۱	۰/۱	Constant	γ_{max}
۰/۵	۰/۵	۰/۵	Constant	N
۰/۰۴۳	۰/۰۷۷	۰/۱۰۵	$c = 0.0288D_r^{-1.4172}$	c
۰/۶۱۵	۰/۳۲۸	۰/۲۱۳	$d_1 = 1.147D_r - 0.2454 \geq 0$	d1
۳/۵۰۸	۱/۷۶۵	۱/۰۶۹	$d_2 = 6.9686D_r - 1.7187 \geq 0$	d2

۵/۸۸۷	۱۰	۱۰	$l_1 = 10 \quad (D_r < 65\%)$ $l_1 = -35.484D_r + 32.5 \quad (D_r \geq 65\%)$	11
۰/۰۰۳۲۳	۰/۰۰۹۴۷	۰/۰۱۳	$l_2 = -0.0154LnD_r - 0.0012$	12
۱	۱	۱	$l_3 = 1 \quad (D_r \leq 85\%)$ $l_3 = 0 \quad (D_r > 85\%)$	13
۳/۶۴۶	۵/۳۰۲۶	۵/۹۷۵۷	-	$k_h = k_v \left(\frac{m}{s} * 10^{-5}\right)$
۰/۵۵	۰/۶۶	۰/۷	-	e
۰/۴	۰/۴	۰/۴	-	ϑ

ρ چگالی خاک، p_r فشار همه‌جانبه مرجع، G_{max} ماکزیمم اضافه فشار آب حفره‌ایی نسبت به فشار

B_{max} ، p_r ماکزیمم مدول بالک به نسبت مقدار $\phi \cdot p_r$ زاویه شکست، ϕ_{PT} زاویه فاز انتقال یا مرز میان

اتساع و انقباض، N ضریب وابسته به فشار، c پارامتر انقباض، d_1 و d_2 پارامترهای اتساع، 11 و 13

پارامترهای روانگرایی، k_h و k_v ضرایب قائم و افقی نفوذپذیری، e نسبت تخلخل خاک و درنهایت ϑ

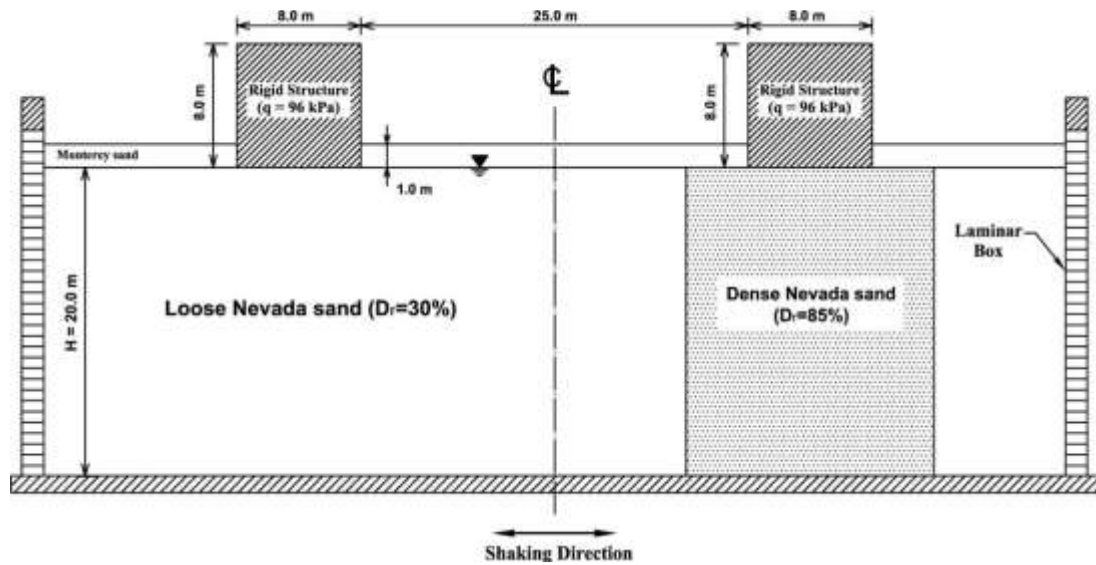
ضریب پواسون خاک است (Mazzoni et al. 2007).

۴-۳- مدل آزمایشگاهی مورد استفاده برای راستی آزمایی

در این مطالعه از مدل سانتریفیوژ^۱ زمین آزاد هاسلر برای راستی آزمایی استفاده شده است، سپس مدل سازی از روی این آزمایش صورت گرفته است و نتایج با مقادیر آزمایشگاهی مقایسه شده اند. مدل هاسلر شامل یک مدل با جداره های قابل انعطاف است. باید توجه داشت به دلیل اینکه مدل آزمایشگاهی که مطابق با پی مورد نظر برای این تحقیق باشد موجود نبود، به منظور راستی آزمایی از نتایج زمین آزاد مدل هاسلر استفاده شده است و با مقادیر زمین آزاد مدل مقایسه شده اند. هاسلر به منظور مطالعه واکنش فونداسیون سطحی چندین آزمایش سانتریفیوژ را در خاک های روانگرا و غیر روانگرا (متراکم) انجام داد. مدل هاسلر شامل یک مدل و دو نمونه مکعبی صلب به عنوان سازه است که به اندازه بیش از 4B (که B عرض پی است) از هم فاصله دارند. همین فاصله باعث شده است که در مرکز مدل به طور کامل رفتار مستقل از تأثیر پی ها مشاهده شود و بتوان مرکز مدل را زمین آزاد در نظر گرفت. از جمله مواردی که می تواند این ادعا را اثبات کند، مشابه بودن الگوی اضافه فشار آب حفره ایی در زمین آزاد و مرکز مدل است و همچنین اینکه هیچ گونه بالازدگی در مرکز مدل مشاهده نشده است و تنها نشست در مرکز رخ داده است. همه این موارد بیانگر این موضوع است که مرکز مدل را می توان به عنوان زمین آزاد در نظر گرفت (Hausler, 2002).

مدل هاسلر همان طور که در شکل (۴-۱) نشان داده شده است شامل یک لایه خاک اشباع ماسه کم تراکم نوادا با تراکم نسبی ۳۰ درصد است که یک لایه یک متری ماسه متراکم مونتری ۸۵ درصد خشک در بالای آن قرار دارد. زلزله اعمالی به این نمونه در واقع زلزله بندرگاه کوبه در سال ۱۹۹۵ میلادی است که شدت این زلزله ماکزیمم 0.15g بوده است.

¹ Centrifuge

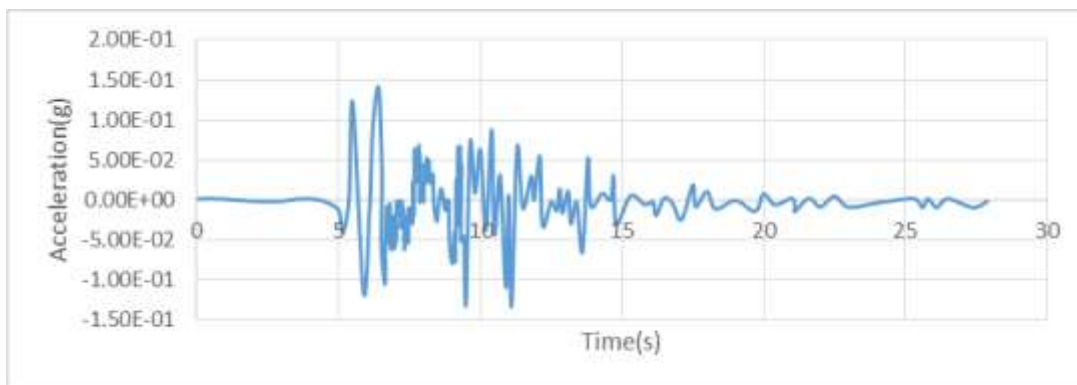


شکل ۴-۱ شمای مدل آزمایشگاهی هاسلر (Shahir & Pak, 2010)

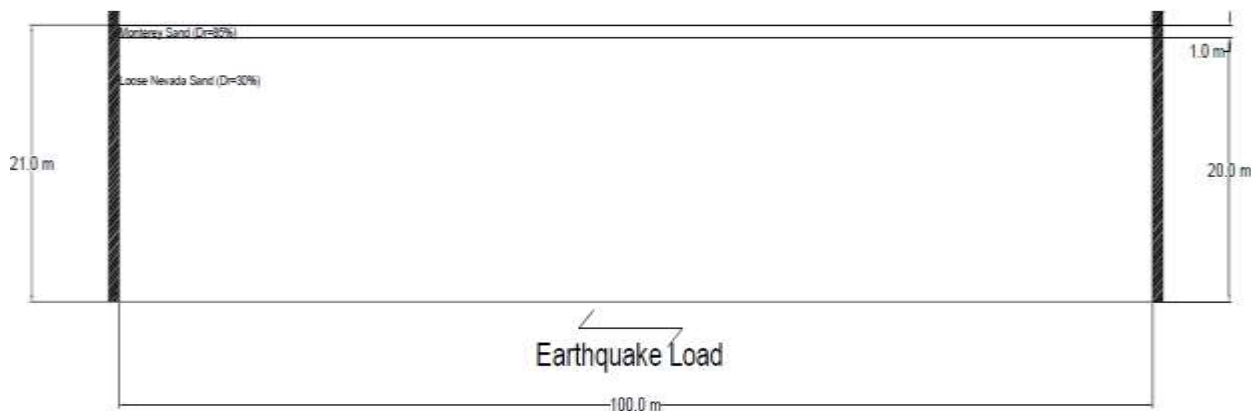
به منظور مدل سازی زمین آزاد آزمایش هاسلر ما یک مدل با عمق ۲۱ متر و عرض ۱۰۰ متر در نظر گرفته شده است. عرض زیاد این مدل به این دلیل است که اثرات بازتاب موج های زلزله تأثیر زیادی بر نتایج نداشته باشد. زلزله کوبه با شدت ماکزیمم $0.15g$ به کف این مدل اعمال می شود که در شکل (۴-۲) نشان داده شده است.

با توجه به شکل (۴-۳) تا عمق ۲۰ متر خاک ماسه ایی اشباع کم تراکم نوادا قرار دارد و بر روی این خاک هم یک لایه خشک یک متری خاک ماسه متراکم مونتری^۱ با تراکم نسبی ۸۵ درصد قرار دارد.

^۱ Monterey

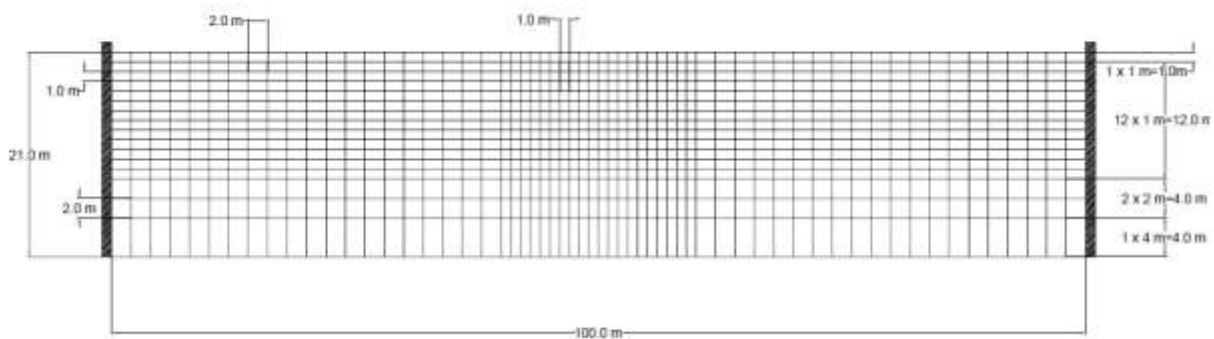


شکل ۴-۲: نمودار شتاب-زمان زلزله کوبه ۱۹۹۵



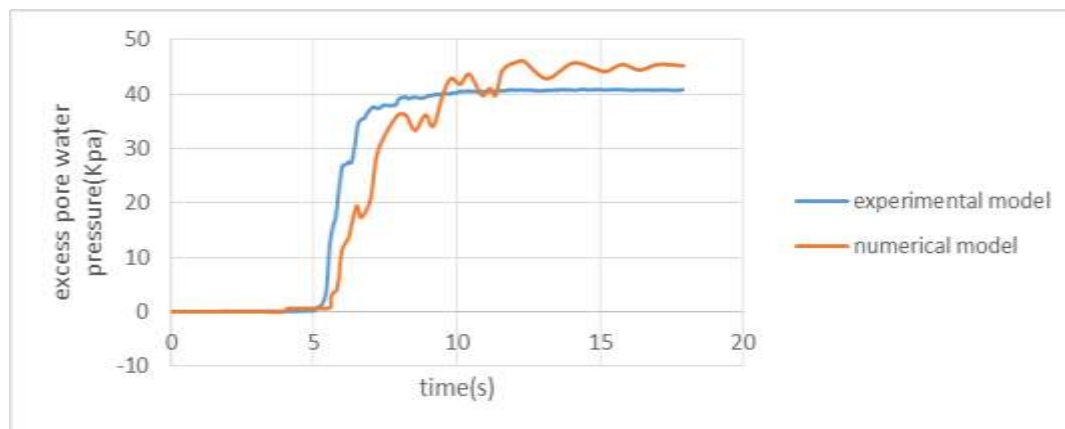
شکل ۴-۳: شمای مدل آزمایش هاسلر برای زمین آزاد

المان بندی این محیط خاک نیز در شکل (۴-۴) نشان داده شده است. لازم به ذکر است که در این جا مدل عددی شامل ۴۹۶ گره و ۴۵۰ المان است. آنالیز صحت سنجی مدل مورد نظر، با یک مدل با المان بندی ریزتر انجام پذیرفت و با اختلاف کمی، صحت مقادیر گره و المان در این نمونه را تأیید می کند.

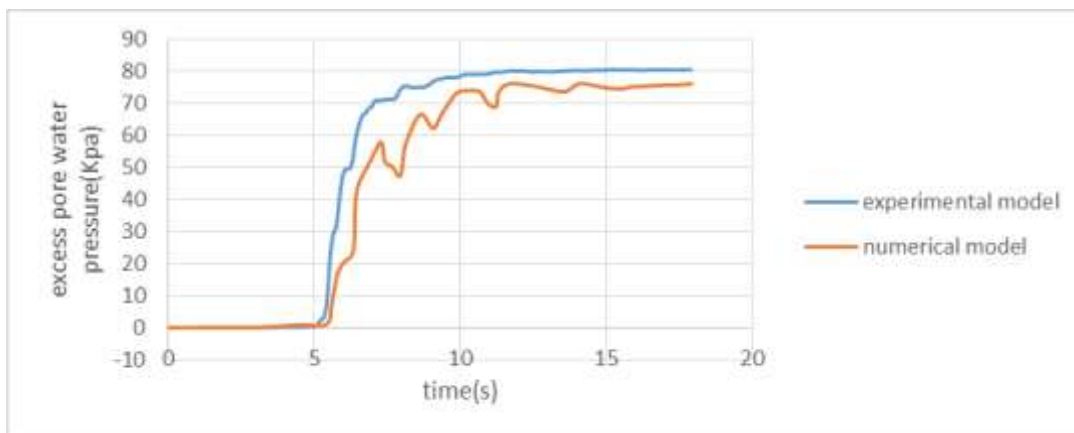


شکل ۴-۴ نحوه المان بندی مدل

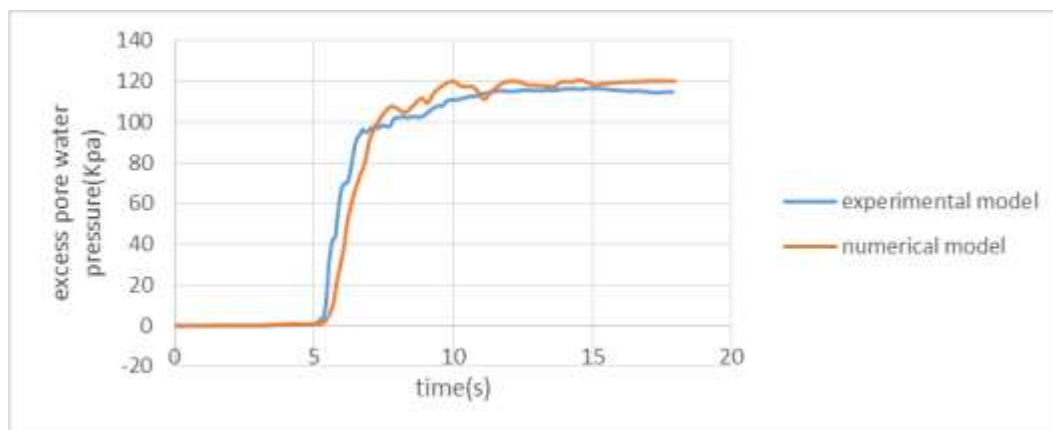
با بررسی مقایسه نتایج آزمایشگاهی و عددی در اشکال (۴-۵)، (۴-۶)، (۴-۷) و (۴-۸) این طور می توان نتیجه گرفت که مقادیر اضافه فشار آب حفره ای عددی و آزمایشگاهی اختلاف کم و قابل قبولی با هم دارند و می توان گفت که مدل سازی عددی انجام پذیرفته، از دقت و درستی لازم برخوردار است.



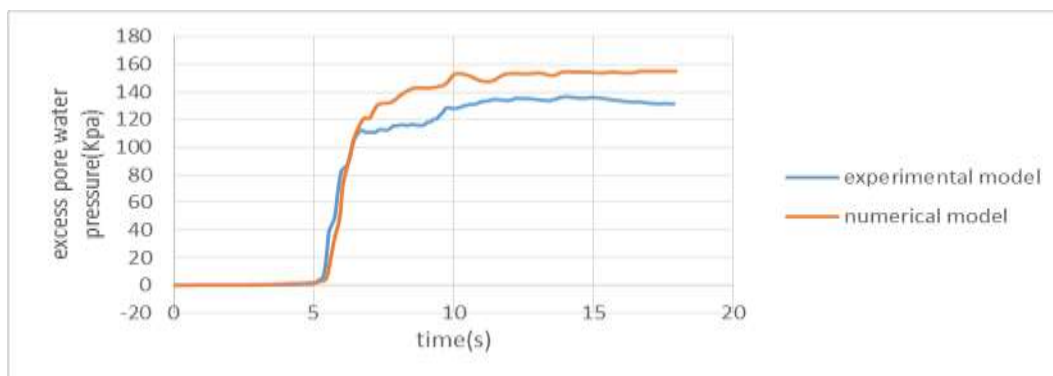
شکل ۴-۵ مقایسه تغییرات اضافه فشار آب حفره ای مدل عددی و آزمایشگاهی در عمق چهار متری



شکل ۴-۶ مقایسه تغییرات اضافه فشار آب حفره‌ای مدل عددی و آزمایشگاهی در عمق هشت متری



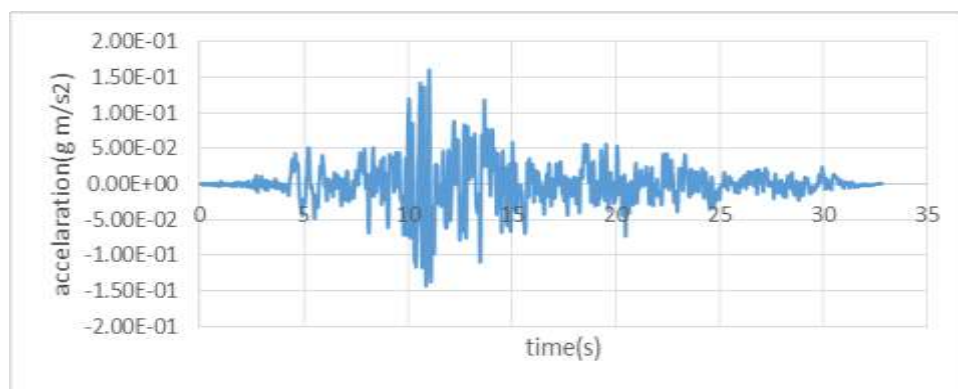
شکل ۴-۷ مقایسه تغییرات اضافه فشار آب حفره‌ای مدل عددی و آزمایشگاهی در عمق دوازده متری



شکل ۴-۸ مقایسه تغییرات اضافه فشار آب حفره‌ای مدل عددی و آزمایشگاهی در عمق شانزده متری

۴-۴- محیط خاک بکار رفته در تحلیل عددی

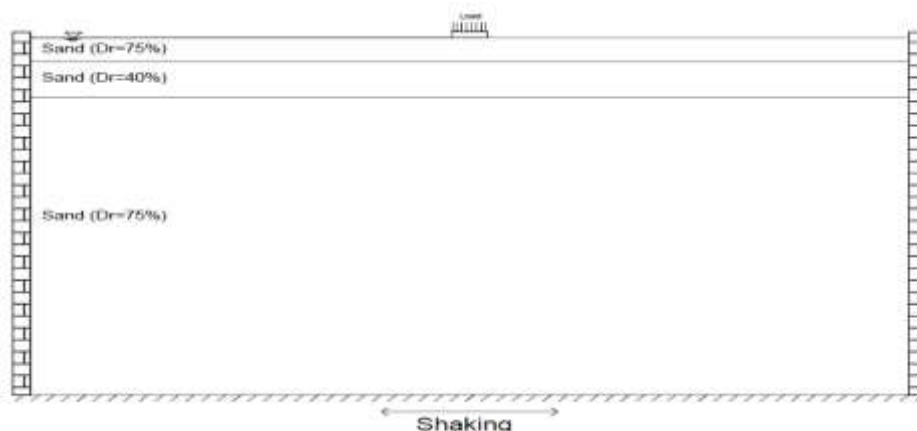
مدل شامل یک محفظه با ارتفاع ۳۰ متر و عرض ۵۰ متر هست. المان بندی المان‌ها متغیر بوده است و از بالا به پایین ابعاد المان بندی بزرگ‌تر می‌شود. یک لایه خاک کم تراکم در عمق ۲ تا ۵ متری مدل قرار دارد. خاک ماسه کاملاً اشباع بوده است و از کف تحت اثر بار لرزه‌ای با ماکزیمم شتاب 0.16g قرار می‌گیرد که در شکل (۴-۹) نشان داده شده است.



شکل ۴-۹ نمودار شتاب‌نگاشت زلزله اعمالی به نمونه

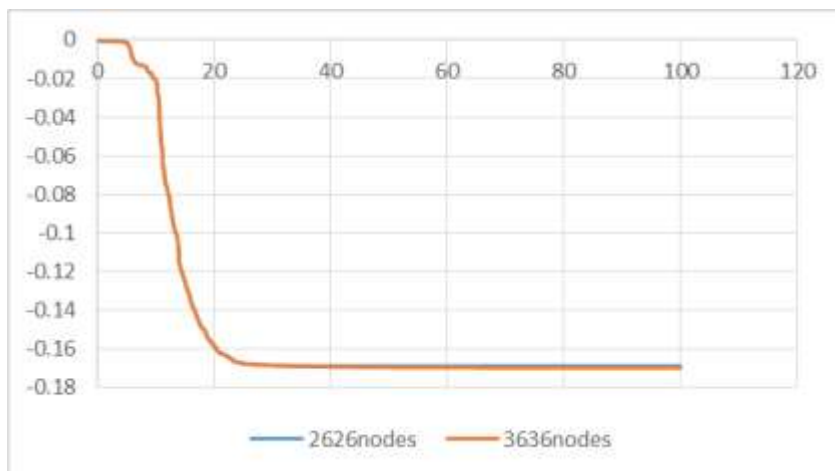
نمونه از انتها اجازه زهکشی ندارد و تنها امکان زهکشی از سطح خاک فراهم هست، دیواره‌ها انعطاف پذیراند و در جهت افقی آزاد هستند. ابتدا لایه کم‌تراکم ۴۰ درصد را مدل‌سازی شده است و تأثیر آن بر نشست را مورد تحلیل قرار گرفته است، سپس لایه سه متری خاک ماسه با درصد تراکم‌های نسبی ۴۰، ۵۰ و ۷۵ مورد مطالعه قرار می‌گیرند تا تأثیر این تغییر تراکم نسبی بر نشست سازه و همچنین اضافه فشار آب حفره‌ای و روانگرایی خاک معلوم شود. لازم به ذکر است که مدل با تراکم‌های نسبی ۴۵ و ۶۰ درصد هم مورد بررسی قرار گرفت که به منظور اختصار آورده نشده‌اند. فونداسیون شامل یک پی صلب با عرض

دو متر است و بار خطی ۲۰۰ کیلونیوتن بر متر درست در وسط مدل قرار دارد.

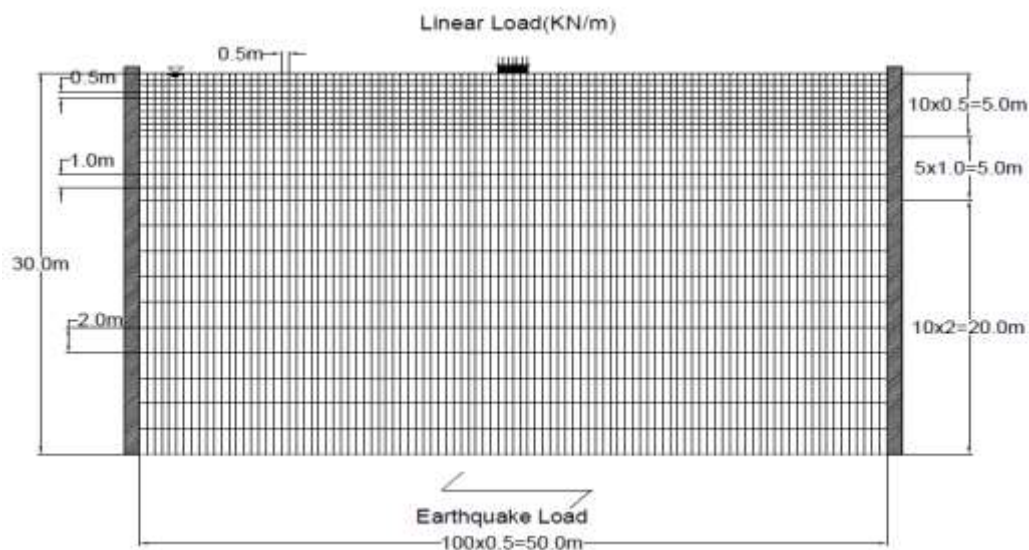


شکل ۴-۱۰ لایه‌بندی خاک

در المان‌بندی سعی شده است با فاصله گرفتن از ناحیه پراهمیت خاک کم تراکم و همچنین زیر پی، به تدریج اندازه المان‌ها بزرگ‌تر شود. مقدار گره‌های نمونه ۲۶۲۶ گره و مقدار المان‌ها ۲۵۰۰ بودند. به منظور اطمینان از کافی بودن اندازه المان‌ها و تأثیر آن‌ها در دقت پاسخ‌ها یک نمونه با المان‌بندی ریز که ۳۶۳۶ گره به همراه ۳۶۰۰ المان داشت مدل شد. نتایج این نوع مدل‌سازی و مقایسه آن با نمونه مشابه با بارگذاری و تراکم نسبی یکسان در قسمت شرح نتایج آورده شده‌اند. لازم به ذکر است که به منظور اطمینان از کافی و مناسب بودن ابعاد المان‌بندی، یک مورد المان‌بندی با ابعاد کوچک‌تر و ۳۶۳۶ گره و ۳۵۰۰ المان مورد تحلیل و بررسی قرار گرفت و همان‌طور که در شکل (۴-۱۱) مشاهده می‌شود، تفاوت مقادیر نتایج با مدل اصلی ما در حد ۰/۵۸ درصد بود که با تقریب بسیار خوبی قابل قبول است.

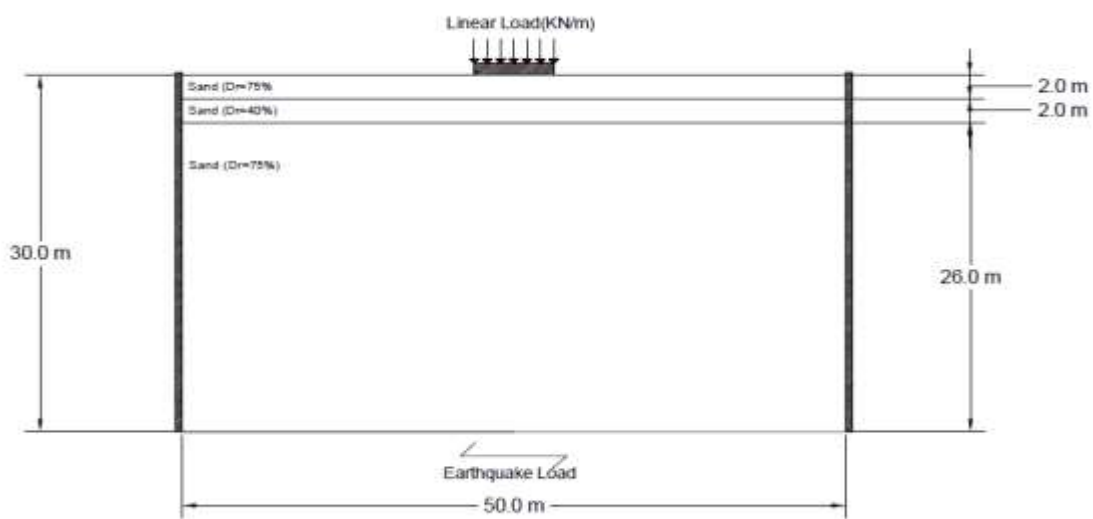


شکل ۴-۱۱ نمودار صحت سنجی دقت المان بندی انتخاب شده (ابعاد به متر)

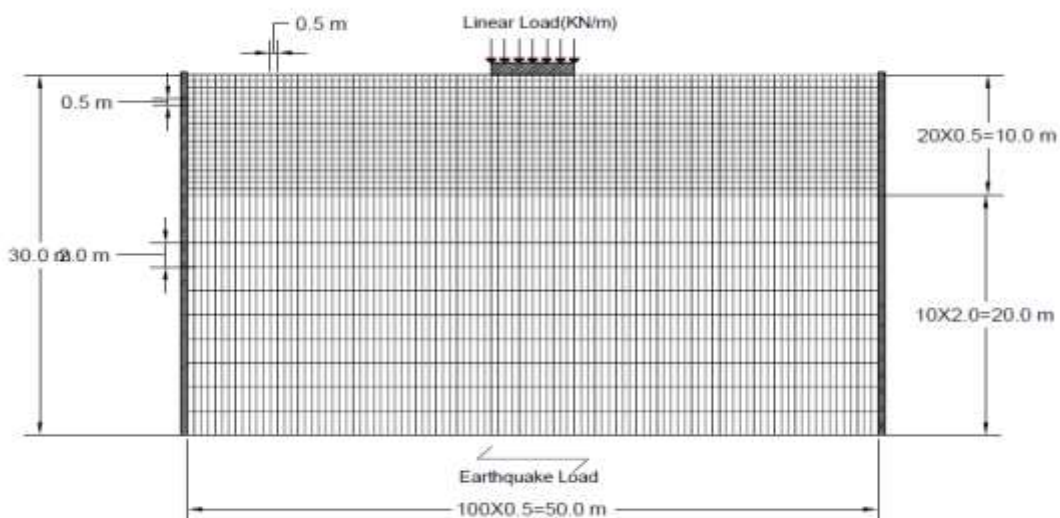


شکل ۴-۱۲ نحوه المان های مدل برای بررسی تأثیر تراکم نسبی لایه خاک روانگرا

در مورد بررسی میزان تأثیر عرض پی بر روانگرایی و مقادیر نشست مدل ما مشابه مورد بالا ۳۰ در ۵۰ متر است. لایه خاک ماسه کم تراکم با تراکم نسبی ۴۰ درصد در عمق ۲ تا ۴ متری قرار دارد و از بالا و پایین با خاک متراکم ۷۵ درصد احاطه شده است. مقادیر عرض پی شامل پی های با عرض ۲ متر، ۴ متر، ۶ متر و ۸ متری هستند که به آن ها بار خطی ۱۰۰ کیلونیوتن وارد می شود. شمای کلی مدل و المان های مورد نظر ما به ترتیب در شکل های (۴-۱۳) و (۴-۱۴) نشان داده شده اند.



شکل ۴-۱۳ لایه‌بندی خاک برای بررسی اثر عرض پی بر نشست ناشی از روانگرایی



شکل ۴-۱۴ نحوه المان‌بندی مدل برای بررسی اثر عرض پی بر نشست ناشی از روانگرایی

۴-۵- بررسی نتایج تحلیل مدل در تراکم نسبی‌های مختلف

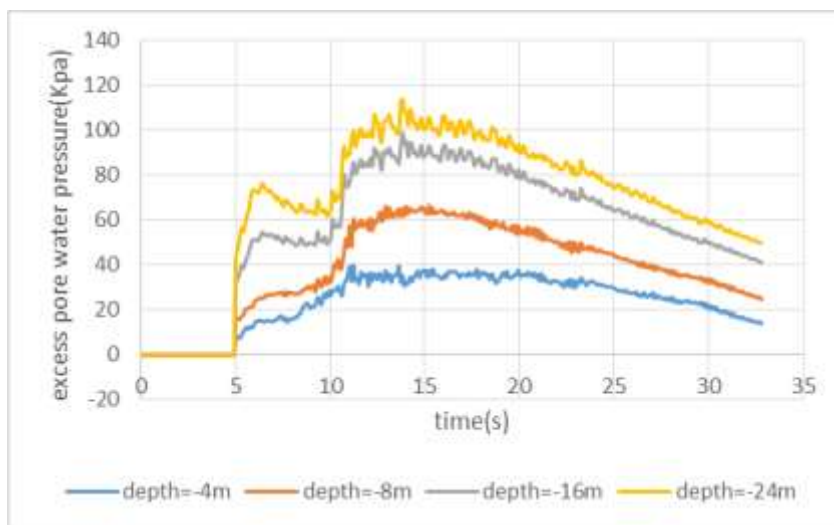
نتایج حاصل از آنالیز عددی در مواردی که تراکم نسبی لایه خاک ۴۰، ۵۰ و ۷۵ درصد بودند، مورد

بررسی قرار گرفت. باید توجه داشت این آنالیز در سایر تراکم‌ها به منظور حصول اطمینان از دقت کار انجام پذیرفته است، اما به منظور اختصار، تنها نتایج تراکم‌های نسبی مذکور آورده شده‌اند.

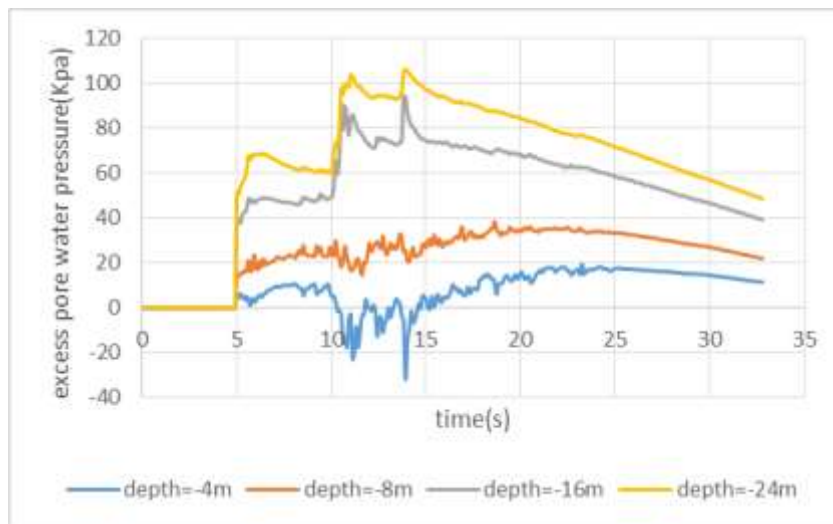
۴-۵-۱- خاک با تراکم نسبی ۴۰ درصد

پس از اعمال بار لرزه ایی بر مدل و همچنین بار خطی بر روی پی نتایج ذیل حاصل شدند. مقادیر اضافه فشار آب حفره ایی در عمق‌های مختلف در زیر پی و زمین آزاد مورد بررسی قرار گرفتند. توجه شود که این نمودارها مربوط به زمانی هستند که لایه خاک کم تراکم ماسه‌ای، تراکم نسبی ۴۰ درصد دارد و سایر لایه‌های خاک، تراکم نسبی ۷۵ درصد دارند.

همان‌طور که در نتایج شکل‌های (۴-۱۵) و (۴-۱۶) مشاهده می‌شود، تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی در هر دو مورد زمین آزاد و زیر پی تا یک مقدار مشخص افزایش پیدا می‌کند و سپس فروکش می‌کند. در زمین آزاد همان‌طور که در شکل (۴-۱۵) مشخص است، با افزایش عمق اضافه فشار آب حفره‌ای افزایش می‌یابد.



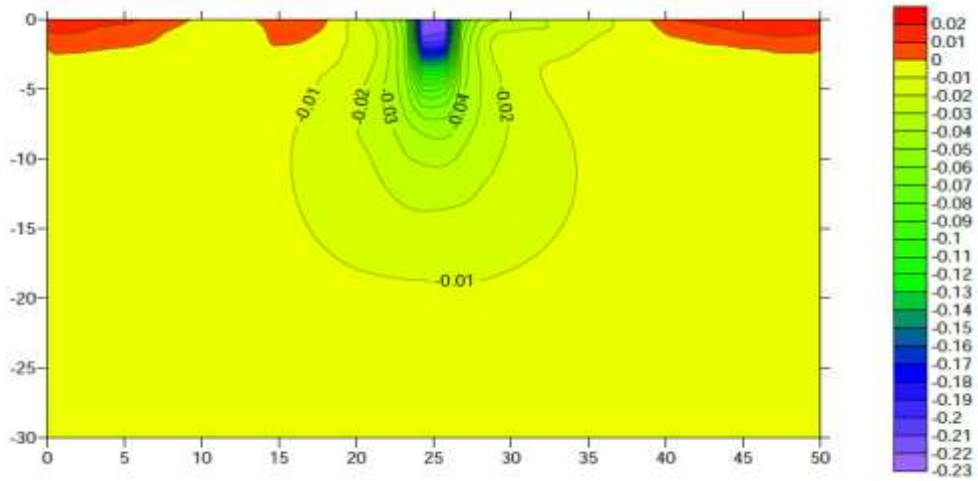
شکل ۴-۱۵ نمودار اضافه فشار آب حفره‌ای در اعماق مختلف در زمین آزاد برای لایه خاک با تراکم نسبی ۴۰ درصد



شکل ۴-۱۶ نمودار اضافه فشار آب حفره‌ایی در اعماق مختلف در زیر پی برای لایه خاک با تراکم نسبی ۴۰ درصد

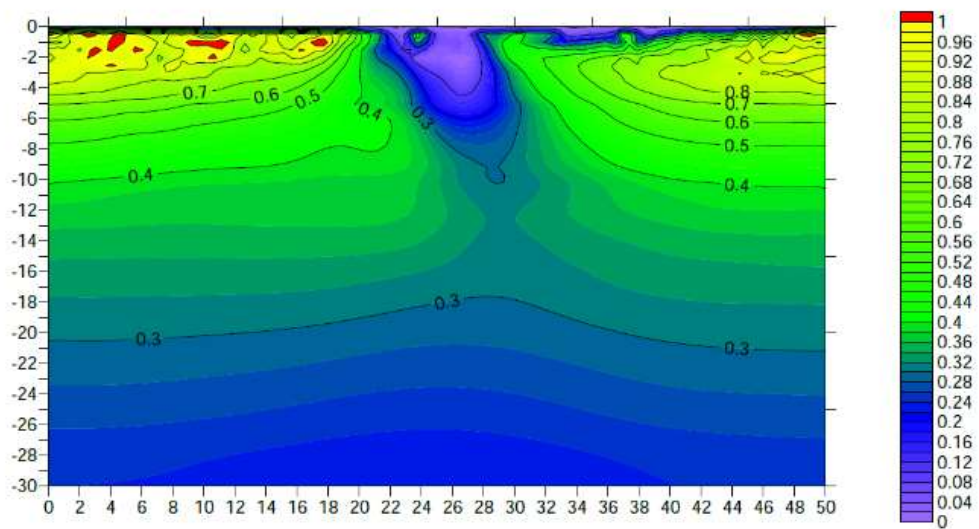
تغییر شکل‌ها در شکل (۴-۱۷) مشاهده می‌شود. در دو طرف پی بالازدگی یا آپلیفت^۱ قابل مشاهده است که در حدود ۲ تا ۳ سانتی‌متر است و خود را با جوشش ماسه نشان می‌دهد. نشست در کل مدل تقریباً متقارن بوده است و همان‌طور که انتظار می‌رفت بیشترین نشست در زیر پی رخ داده است.

^۱ Uplift

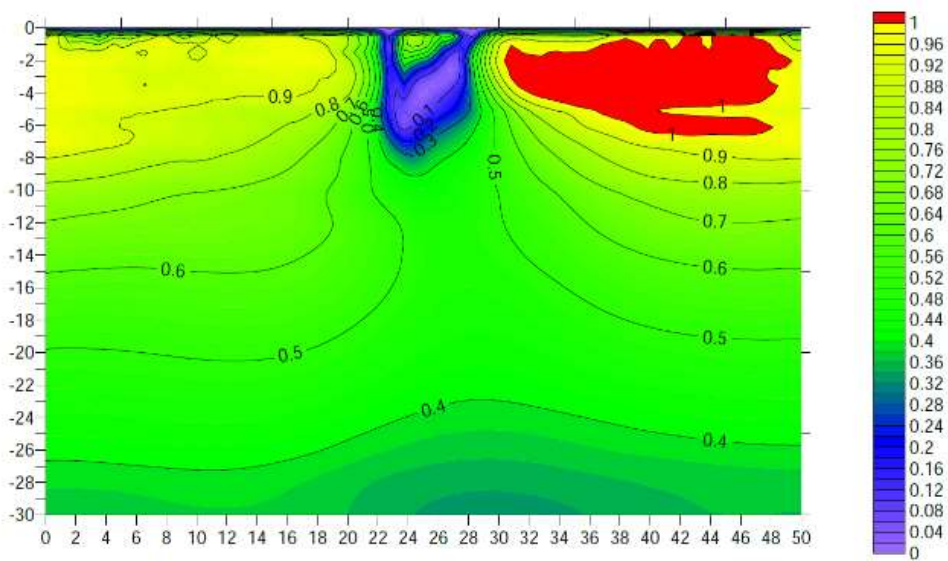


شکل ۴-۱۷ منحنی تراز تغییر شکل در مدل بر واحد متر برای لایه خاک با تراکم نسبی ۴۰ درصد (ابعاد به متر)

ناحیه روانگرایی در زمان‌های مختلف یکسان نیست و این موضوع نشان‌دهنده این واقعیت است که در زمان‌های مختلف مناطق وقوع روانگرایی متفاوت‌اند. وقتی که لایه خاک مورد نظر تراکم نسبی ۴۰ درصد دارد همان‌طور که در شکل (۴-۱۸) در ثانیه ۱۰ قابل مشاهده است، ناحیه روانگرایی به شدت کاهش پیدا کرده است و در واقع نشان‌دهنده روند افولی وقوع روانگرایی در حین اعمال زلزله است. در شکل (۴-۱۹) در ثانیه ۱۳ ناحیه وقوع روانگرایی اکثراً در همان منطقه قرارگیری لایه کم تراکم است و تقریباً کمی به سطح زمین نزدیک شده است.



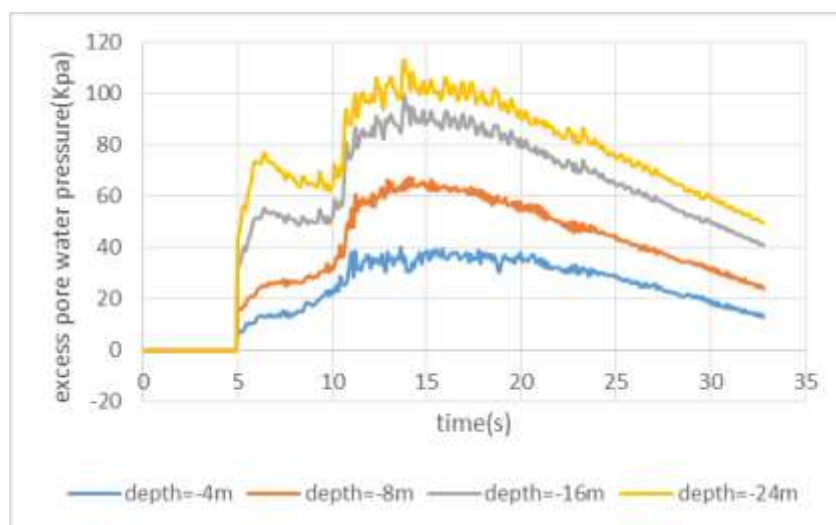
شکل ۴-۱۸ منحنی تراز نسبت اضافه فشار آب حفره‌ایی لایه خاک با تراکم نسبی ۴۰ درصد در ثانیه ۱۰ زلزله (ابعاد به متر)



شکل ۴-۱۹ منحنی تراز نسبت اضافه فشار آب حفره‌ایی لایه خاک با تراکم نسبی ۴۰ درصد در ثانیه ۱۳ زلزله (ابعاد به متر)

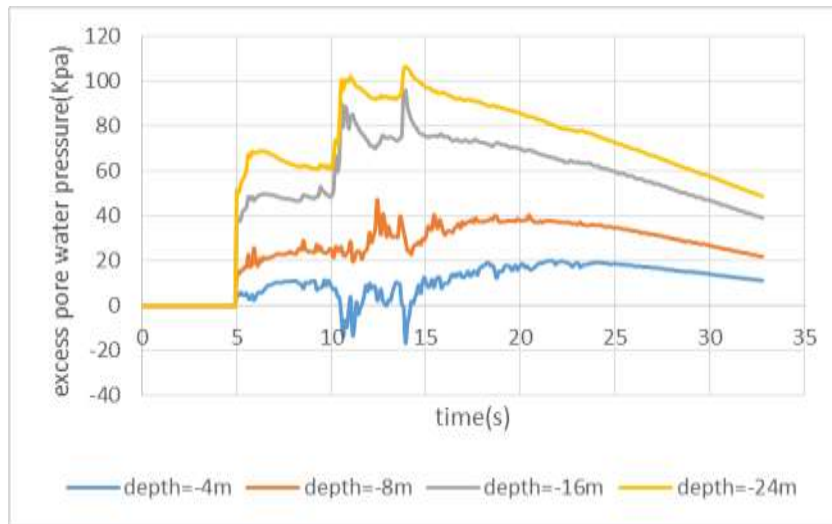
۴-۵-۲- خاک با تراکم نسبی ۵۰ درصد

در این مورد هم همان‌طور که در نتایج شکل‌های (۴-۲۰) و (۴-۲۱) مشاهده می‌شود، تغییرات اضافه فشار آب حفره‌ایی در هر دو مورد زمین آزاد و زیر پی تا یک مقدار مشخص افزایش پیدا می‌کند و سپس فروکش می‌کند که مشابه مورد با تراکم نسبی لایه خاک ۴۰ درصد است. در زمین آزاد همان‌طور که در شکل (۴-۲۰) مشخص است، با افزایش عمق اضافه فشار آب حفره‌ایی افزایش می‌یابد.

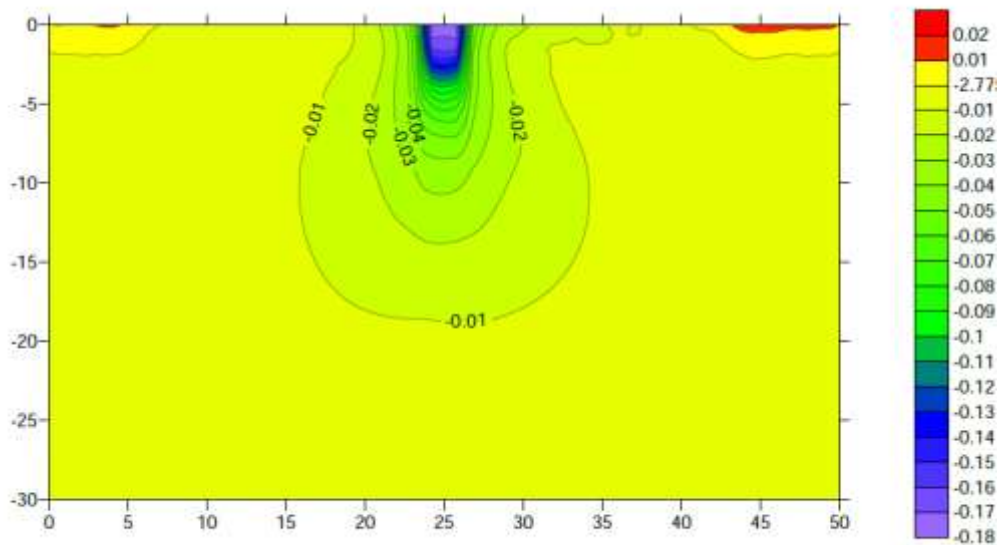


شکل ۴-۲۰ نمودار اضافه فشار آب حفره‌ایی در اعماق مختلف در زمین آزاد برای لایه خاک با تراکم نسبی ۵۰ درصد (ابعاد به متر)

در مورد تغییر شکل‌های مدل خاک همان‌طور که تغییر شکل‌ها در شکل (۴-۲۲) مشاهده می‌شود که تقریباً تغییرات نشست‌ها متقارن بوده است و حداکثر نشست در مرکز پی رخ می‌دهد. هرچند آپلیف و بالازدگی در این مورد قابل تشخیص است، ولی ناحیه رخ دادن این پدیده که همراه با جوشش با ماسه است کمتر از نمونه با لایه خاک ۴۰ درصد است.

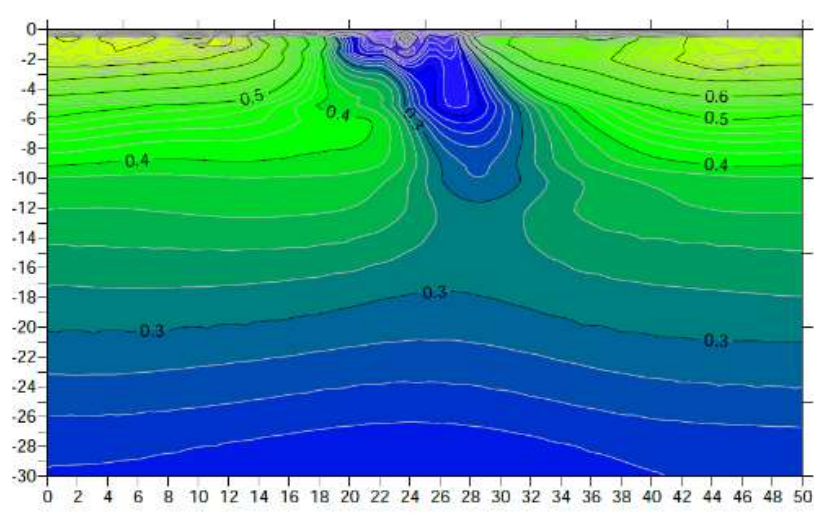


شکل ۴-۲۱ نمودار اضافه فشار آب حفره‌ایی در اعماق مختلف در زیر پی برای لایه خاک با تراکم نسبی ۵۰ درصد (ابعاد به متر)

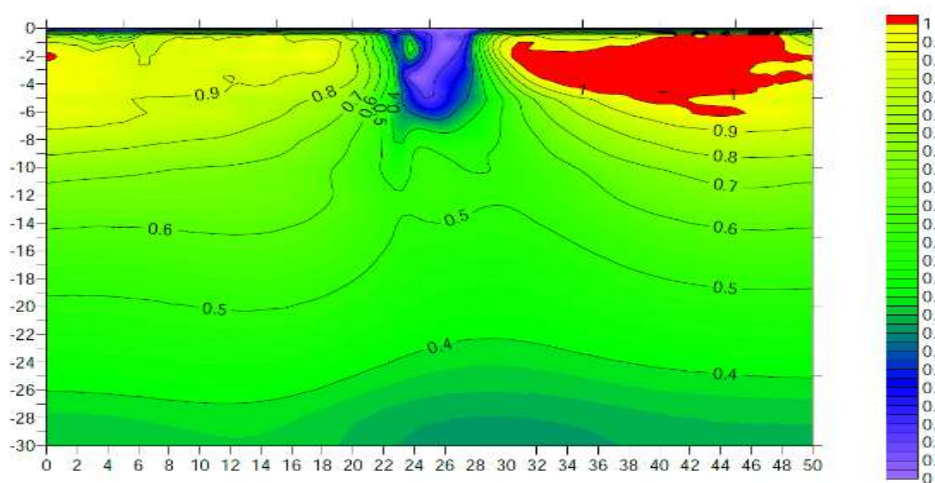


شکل ۴-۲۲ منحنی تراز تغییر شکل در مدل بر واحد متر برای لایه خاک با تراکم نسبی ۵۰ درصد (ابعاد به متر)
 ناحیه وقوع روانگرایی هرچند در زمان ۱۰ ثانیه همان‌طور که از شکل (۴-۲۳) مشخص است، در

کل ناحیه، روانگرایی وجود ندارد و خود بیانگر اثرگذار بودن افزایش تراکم نسبی لایه خاک مدنظر از ۴۰ درصد به ۵۰ درصد است. در مورد تغییرات نسبت اضافه فشار آب حفره ایی در زمان ۱۳ ثانیه در شکل (۲۴-۴) تقریباً مشابه حالت قبل است ولی این ناحیه به مقدار کمی کوچکتر شده است.



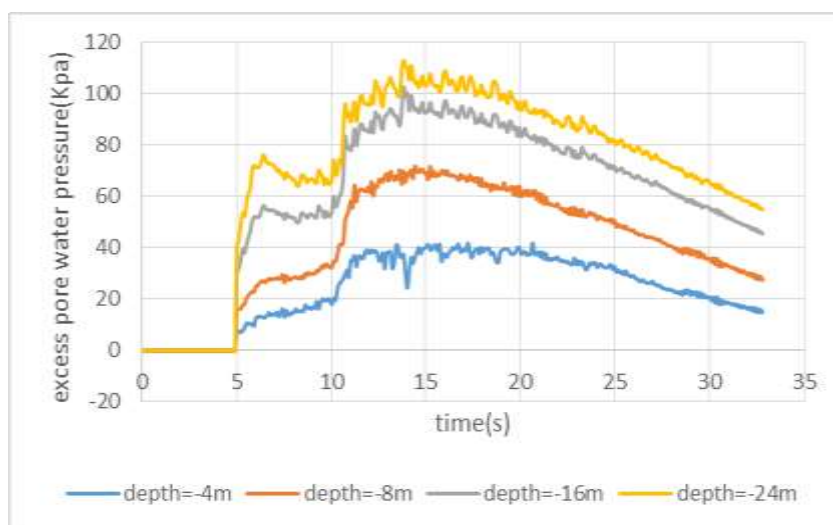
شکل ۴-۲۳ منحنی تراز نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای لایه خاک با تراکم نسبی ۵۰ درصد در ثانیه ۱۰ زلزله (ابعاد به متر)



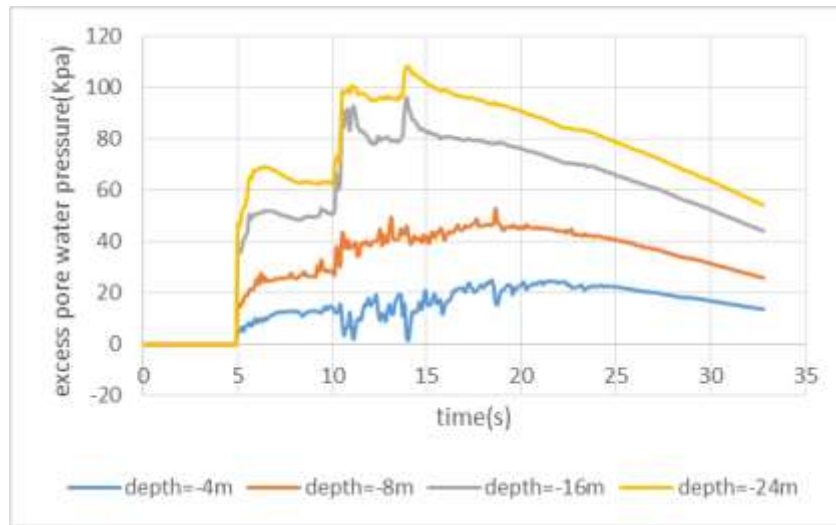
شکل ۴-۲۴ منحنی تراز نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای لایه خاک با تراکم نسبی ۵۰ درصد در ثانیه ۱۳ زلزله (ابعاد به متر)

۴-۵-۳- خاک با تراکم نسبی ۷۵ درصد

نمودار تغییرات اضافه فشار آب حفره‌ایی همان‌طور که در شکل (۴-۲۵) مشخص است تقریباً رفتاری مشابه با موارد با لایه خاک روانگرا ۴۰ و ۵۰ درصد دارد و با افزایش عمق اضافه فشار آب حفره‌ایی هم افزایش می‌یابد. در مورد تغییرات اضافه فشار آب حفره‌ایی در زیر پی در شکل (۴-۲۶) در اعماق کمتر در مقایسه با موارد با لایه خاک تراکم نسبی ۴۰ و ۵۰ درصد، مقدار اضافه فشار آب حفره‌ایی بیشتر است.



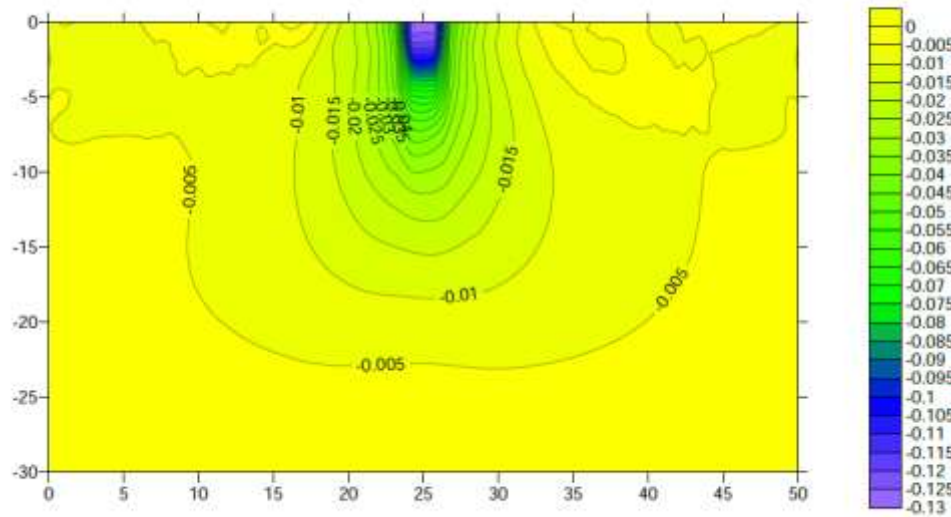
شکل ۴-۲۵ نمودار اضافه فشار آب حفره‌ایی در اعماق مختلف در زمین آزاد برای لایه خاک با تراکم نسبی ۷۵ درصد



شکل ۴-۲۶ نمودار اضافه فشار آب حفره‌ایی در اعماق مختلف در زیر پی برای لایه خاک با تراکم نسبی ۷۵ درصد

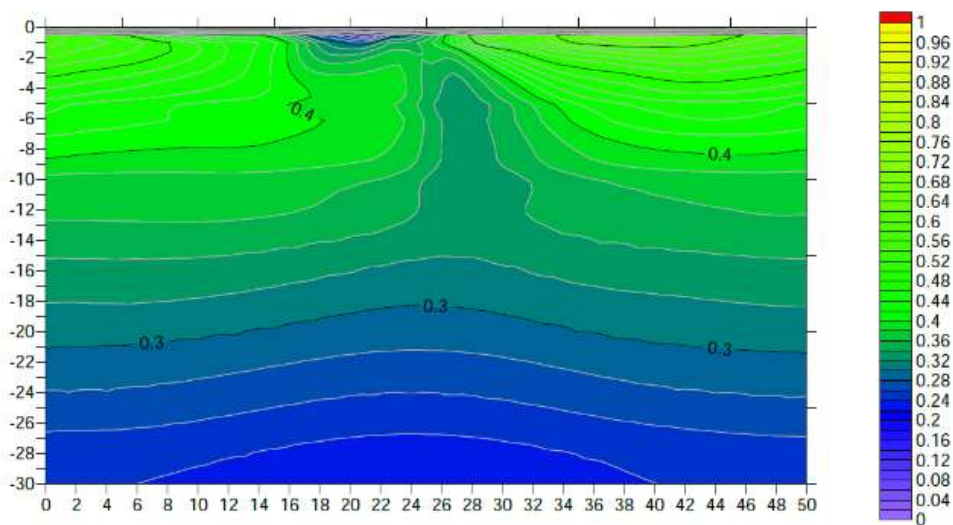
در مورد تغییرات نشست در مدل خاک همان‌طور که در شکل (۴-۲۷) قابل مشاهده است هیچ‌گونه

آپلیفت و بالازدگی رخ نمی‌دهد و خاک به‌طور کامل در مقابل جوشش ماسه ایمن است.

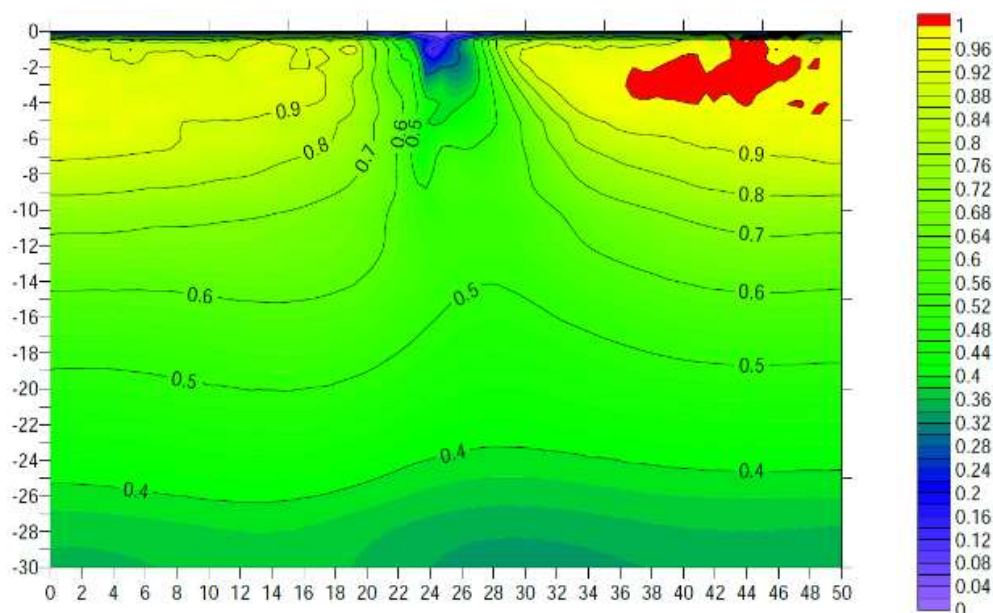


شکل ۴-۲۷ منحنی تراز تغییر شکل در مدل بر واحد متر برای لایه خاک با تراکم نسبی ۷۵ درصد (ابعاد به متر)

در مورد تغییرات نسبت اضافه فشار آب حفره‌ایی در زمان‌های ۱۰ ثانیه و ۱۳ ثانیه همان‌طور که در شکل‌های (۲۸-۴) و (۲۹-۴) قابل مشاهده است، نواحی وقوع روانگرایی در مقایسه با زمانی که لایه خاک روانگرایی تراکم نسبی ۴۰ و ۵۰ درصد داشت به‌طور قابل‌توجهی کاهش نشان داده‌است. در ثانیه ۱۰ در شکل (۲۸-۴) کاملاً ناحیه روانگرا محو شده است. در شکل (۲۹-۴) که مربوط به ثانیه ۱۳ است، هرچند ناحیه روانگرا به‌طور کامل از میان نرفته است ولی کاهش قابل‌توجهی داشته است.



شکل ۲۸-۴ منحنی تراز نسبت اضافه فشار آب حفره‌ایی لایه خاک با تراکم نسبی ۷۵ درصد در ثانیه ۱۰ زلزله (ابعاد به متر)



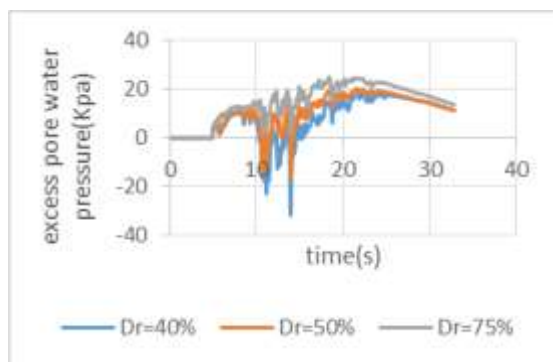
شکل ۴-۲۹ منحنی تراز نسبت اضافه فشار آب حفره‌ایی لایه خاک با تراکم نسبی ۷۵ درصد در ثانیه ۱۰ زلزله (ابعاد به متر)

۴-۵-۴- مقایسه رفتار خاک و نشست پی در حالت‌های با تراکم‌های

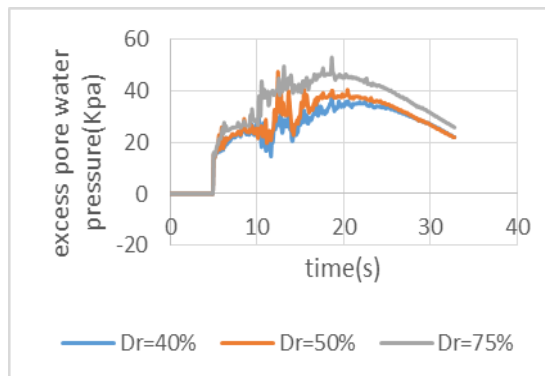
نسبی مختلف

همان‌طور که از نمودار اضافه فشار آب حفره‌ایی در زمین آزاد در شکل‌های (۴-۱۵)، (۴-۲۰) و (۴-۲۵) مشخص است با افزایش عمق میزان اضافه فشار آب حفره‌ایی هم افزایش می‌یابد. اوج‌گیری اضافه فشار آب حفره‌ایی هم‌زمان با رسیدن به مقدار ماکزیمم شتاب زلزله است و در این وضعیت ماکزیمم فشار آب حفره‌ایی برای چند ثانیه تقریباً ثابت می‌ماند و سپس به تدریج کاهش می‌یابد. از مقایسه اشکال (۴-۱۵)، (۴-۲۰) و (۴-۲۵) مشخص می‌شود که تقریباً در زمین آزاد فارغ از مقدار تراکم نسبی لایه خاک مدفون، اضافه فشار آب حفره‌ایی در اعماق مختلف تقریباً مشابه است. در مورد تغییرات اضافه فشار آب حفره‌ایی در زیر پی که در شکل‌های (۴-۱۶)، (۴-۲۱) و (۴-۲۶) نشان داده شده است، مانند زمین آزاد

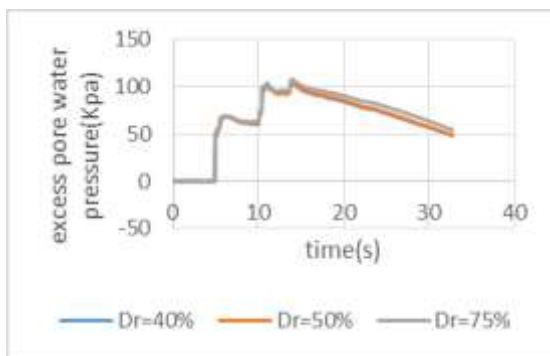
با فاصله گرفتن از پی و پیشروی در عمق، میزان اضافه فشار آب حفره‌ایی هم افزوده می‌شود و تا یک مقدار اوج افزایش می‌یابد و سپس به صورت تدریجی روند کاهشی خود را به مانند آنچه در نمودار زمین آزاد مشاهده شد، ادامه می‌دهد. همان‌طور که در نمودارهای شکل (۴-۳۰) و (۴-۳۱) مشاهده می‌شود، در عمق چهار متری شاهد اضافه فشار آب حفره‌ایی منفی که در واقع بیانگر اتساع خاک است، اما این وضعیت پایدار نیست و پس از زمان ۱۵ ثانیه اضافه فشار آب حفره‌ایی دوباره مثبت می‌شود. اتساع مشاهده شده همان‌طور که از نمودارها مشخص هست متأثر از تنش‌های اعمالی پی هست. هر چه عمق افزوده می‌شود اضافه فشار آب حفره‌ایی زیر پی و زمین آزاد بیشتر با هم تطابق می‌یابد و به هم نزدیک می‌شوند تا اینکه به‌طور نسبی کاملاً شبیه هم می‌شوند.



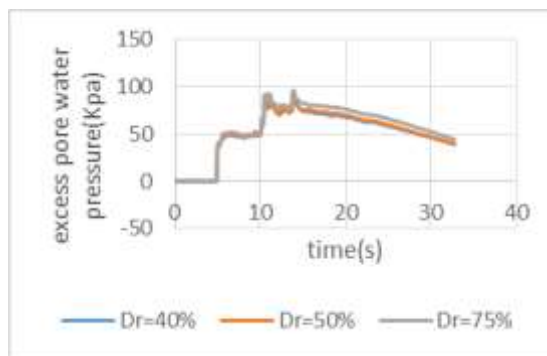
(۱)



(۲)

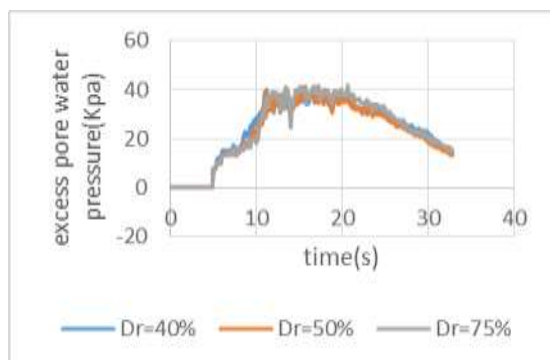


(۳)

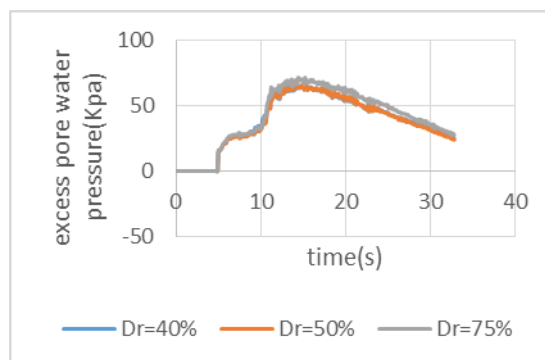


(۴)

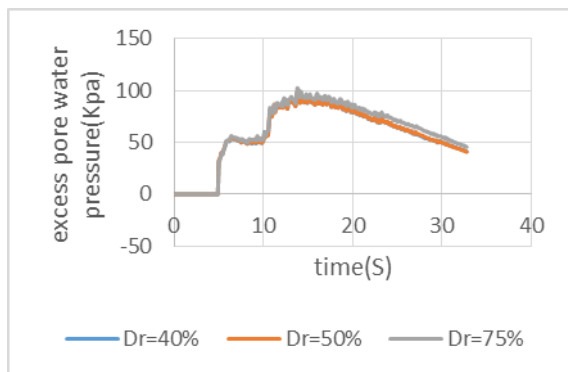
شکل ۴-۳۰ نمودارهای مقایسه اضافه فشار آب حفره‌ایی در زیر پی در عمق‌های ۱:۴ متری، ۲:۸ متری، ۳:۱۶ متری، ۴:۲۴ متری



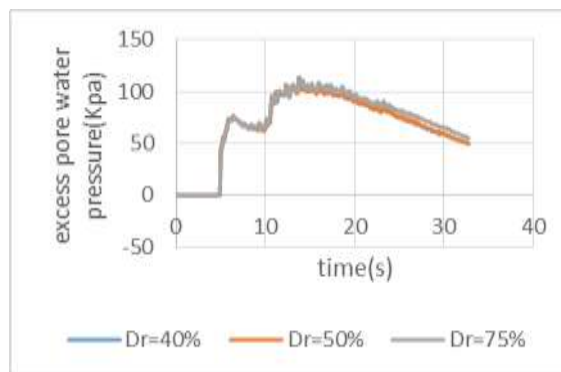
(۱)



(۲)



(۳)



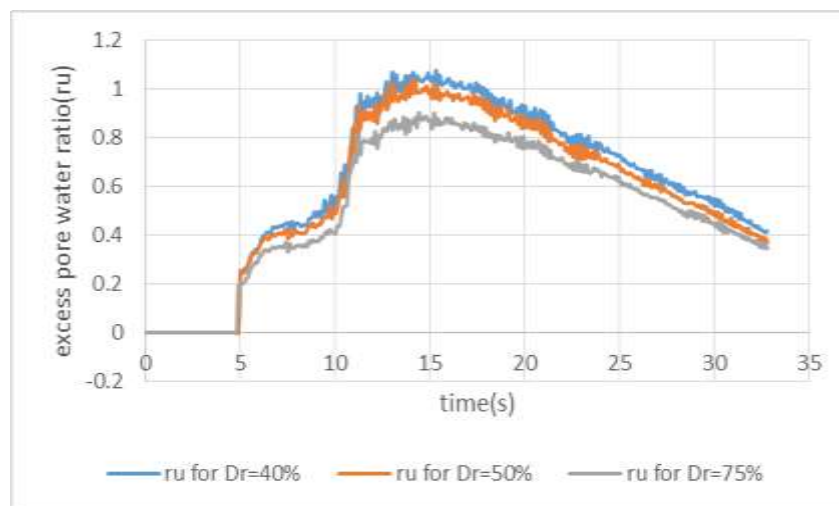
(۴)

شکل ۴-۳۱ نمودارهای مقایسه اضافه فشار آب حفره‌ایی در زمین آزاد در عمق‌های ۱: ۴ متری ۲: ۸ متری ۳: ۱۶ متری ۴: ۲۴ متری

مقایسه میزان اضافه فشار آب حفره‌ایی در یک عمق در زیر پی و زمین آزاد در نمودارهای شکل‌های (۴-۳۰) و (۴-۳۱) بیانگر این موضوع است که با افزایش عمق، این نمودارها شبیه هم می‌شوند که بیانگر کاهش اثر تنش‌های اعمالی ناشی از پی است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، از مقایسه نمودارهای شکل (۴-۲۹) می‌توان نتیجه گرفت که با افزایش عمق در زیر پی مقدار اضافه فشار آب حفره‌ایی افزایش می‌یابد و مقدار افزایش یافته نسبت به عمق قبلی هر چه بیشتر در عمق خاک بیشتر پیش می‌رود کاهش می‌یابد، و هر چه خاک متراکم‌تر باشد اضافه فشار آب حفره‌ایی بیشتر خواهد بود. در مورد شکل (یک ۴-۳۰) مشاهده می‌شود که تنها وقتی لایه خاک مدفون ما تراکم نسبی ۷۵ دارد در اینجا اضافه فشار آب حفره‌ایی منفی است و به دنبال آن اتساع وجود ندارد. که بدین معنی است در صورتی که لایه خاک موردنظر از تراکم نسبی کافی برخوردار باشد، تحت تأثیر تنش‌های اعمالی از پی، اتساع پیدا نمی‌کند. نمودارهای شکل (۴-۳۱) به مقایسه اضافه فشار آب حفره‌ایی در تراکم‌های نسبی مختلف لایه خاک مدفون در اعماق مختلف در زمین آزاد می‌پردازد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، فقط در عمق ۴ متری که در واقع عمقی است که لایه خاک تراکم نسبی متفاوتی به نسبت بقیه خاک دارد

کمی تفاوت در میزان تغییرات اضافه فشار آب حفره‌ایی وجود دارد (شکل یک ۴-۳۰). بقیه شکل‌ها که بیانگر سایر عمق‌ها هستند، تنها کمی تغییر نسبت به هم مشاهده می‌شود و تقریباً به هم منطبق هستند که به علت تحت تأثیر نبودن به یک بار اعمالی مانند بار پی هست.

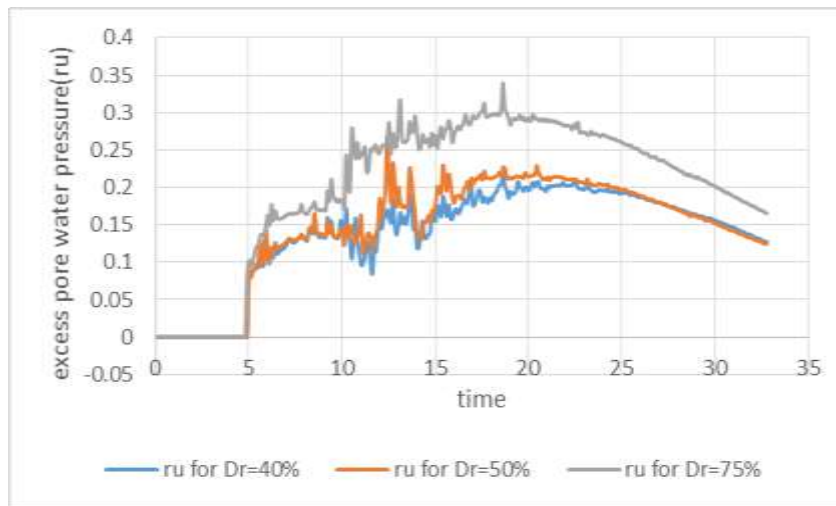
از مقایسه میزان نسبت اضافه فشار آب حفره‌ایی در تراکم نسبی‌های مختلف لایه خاک موردنظر، می‌توان نتیجه گرفت، همان‌طور که در شکل (۴-۳۲) مشخص است، در زمین آزاد با افزایش تراکم نسبی لایه خاک، میزان ru هم کاهش می‌یابد و در تراکم نسبی ۷۵ درصد لایه خاک ماسه روانگرایی وجود ندارد.



شکل ۴-۳۲ در تراکم نسبی‌های مختلف در عمق ۸ متری در زمین آزاد

در زیر پی همان‌طور که از شکل (۴-۳۳) مشخص است میزان نسبت اضافه فشار آب حفره‌ایی در زیر پی با افزایش تراکم نسبی افزایش می‌یابد که بیانگر این موضوع است که میزان تأثیر تنش اعمالی بر کاهش احتمال روانگرایی با افزایش تراکم نسبی خاک کاهش می‌یابد. همچنین مشاهده می‌شود، بر

خلاف زمین آزاد که با افزایش تراکم نسبی لایه خاک موردنظر، میزان نسبت اضافه فشار آب حفره‌ایی کم می‌شود، اما در زیر پی کاملاً برعکس است و با افزایش میزان تراکم نسبی لایه خاک موردنظر، به مانند آنچه در شکل (۴-۳۳) مشاهده می‌شود به مقدار نسبت اضافه فشار آب حفره‌ایی هم افزوده می‌شود.

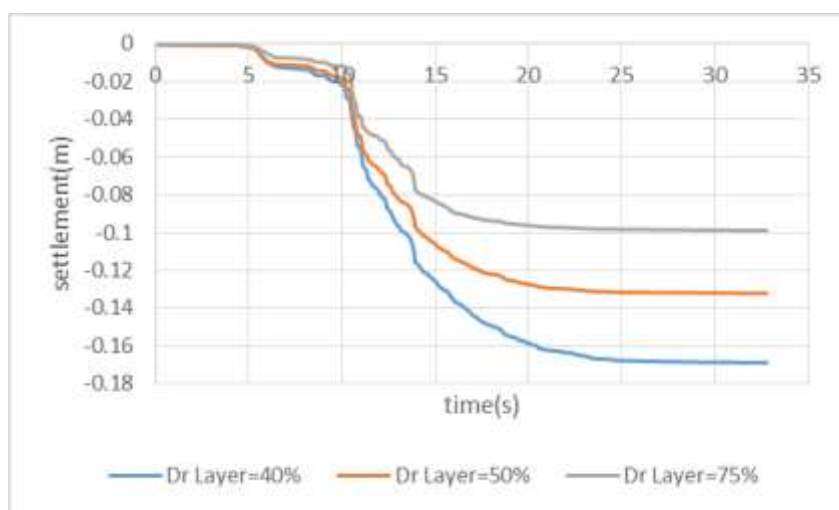


شکل ۴-۳۳ r_u در تراکم نسبی‌های مختلف در عمق ۸ متری در زیر پی

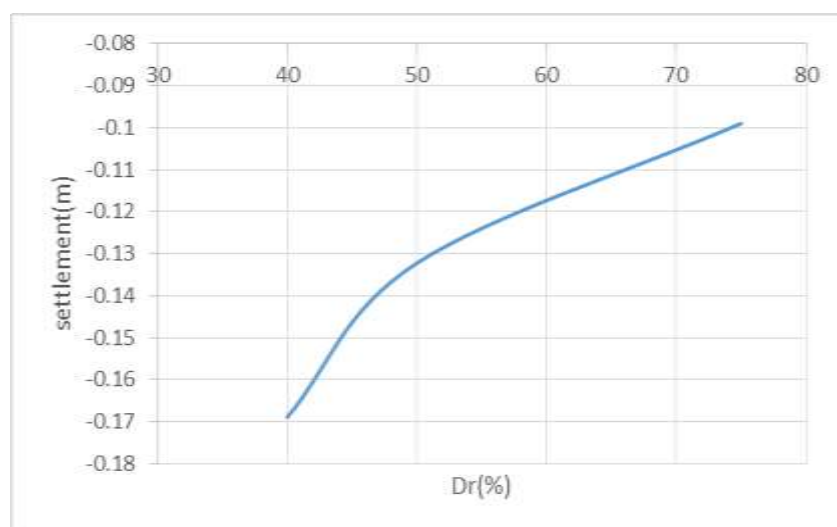
بررسی نشست در حالت بدون وقوع روانگرایی و در حالت وقوع روانگرایی نشان داد، وقتی که خاک مستعد روانگرایی نیست و به آن بار دینامیکی وارد نمی‌شود، نشست پی تنها از بار اعمالی حدود ۴/۴۲ سانتی‌متر است. درحالی‌که با در نظر گیری وقوع روانگرایی ناشی از بار لرزه‌ایی این مقدار به ۲۱/۳۲ سانتی‌متر می‌رسد. در ادامه بررسی نشست ناشی از روانگرایی و همچنین وقوع پدیده روانگرایی علاوه بر حالت لایه سه متری با تراکم نسبی ۴۰ درصد، با تراکم نسبی‌های ۵۰ و ۷۵ درصد هم تکرار شد تا میزان تأثیر افزایش تراکم نسبی بر نشست و همچنین روانگرایی مشخص شود.

شکل (۴-۳۴) نشست‌های خالص ناشی از روانگرایی برای تراکم نسبی‌های مختلف لایه خاک را

نشان می‌دهد. بدین معنا که نشست ناشی از بار بر روی پی در حالت استاتیکی و نشست ناشی از وزن خود خاک از نشست کل کسر شده‌اند. همان‌طور که انتظار می‌رفت با افزایش میزان تراکم نسبی لایه خاک سه متری میزان نشست کم می‌شود. بیشترین مقدار نشست در فاصله زمانی ۱۰ تا ۱۵ ثانیه رخ می‌دهد و بعد از ۱۵ ثانیه عملاً مقدار نشست قابل توجه نیست و به یک مقدار ثابت میل می‌کند.



شکل ۴-۳۴ نمودار تغییر نشست زیر پی در تراکم نسبی‌های مختلف

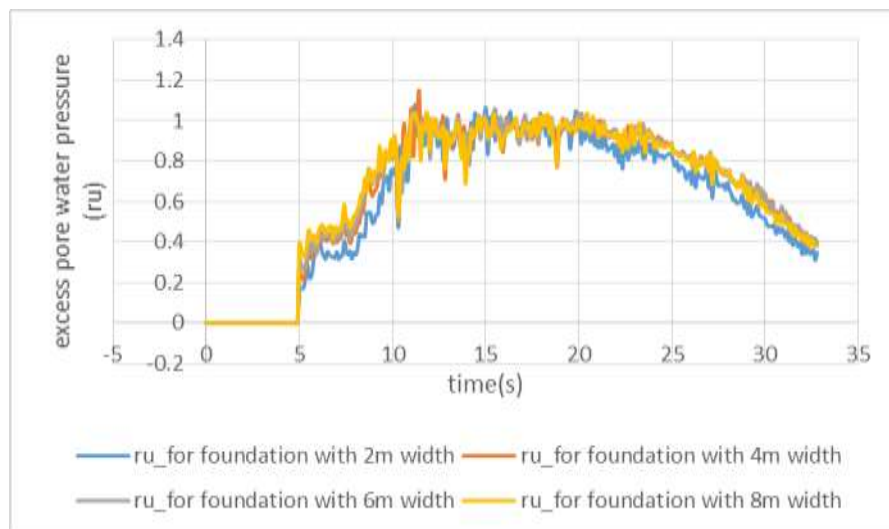


شکل ۴-۳۵ مقایسه نشست زیر پی به ازای تراکم نسبی‌های مختلف لایه خاک

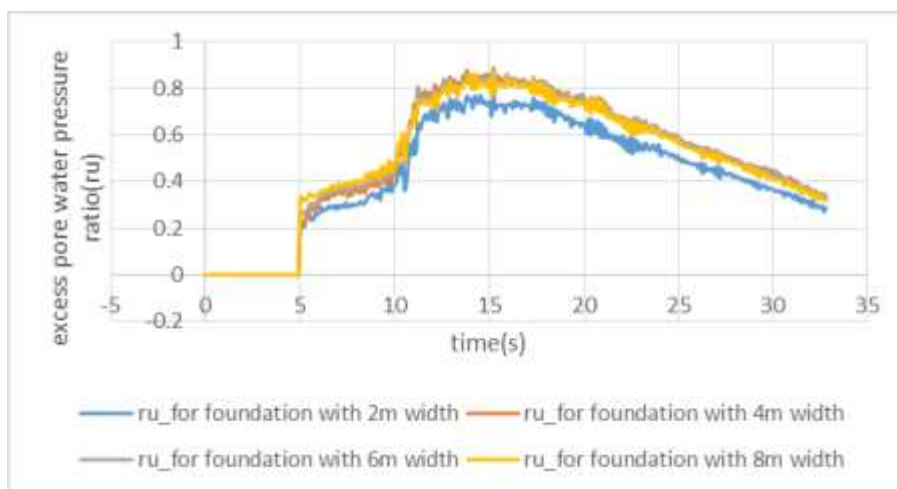
با مقایسه تغییرات نشست زیر پی نسبت به تراکم نسبی، با توجه به شکل (۴-۳۵) این‌طور برداشت می‌شود که با افزایش تراکم نسبی منحنی به حالت خطی نزدیک‌تر می‌شود. تغییرات نشست از تراکم نسبی ۵۰ درصد به بالا برای لایه سه متری خاک تقریباً خطی بوده است. اما تراکم نسبی‌های زیر ۵۰ درصد از خطی بودن فاصله گرفته و انحنای پیدا می‌کند.

۴-۶- بررسی اثر عرض پی بر نشست ناشی از روانگرایی

مقادیر نسبت اضافه فشار آب حفره‌ایی در ابتدا در عمق‌های ۳ و ۸ متری برای زمین آزاد و زیر پی و در پی با عرض‌های ۲، ۴، ۶ و ۸ متری در ادامه آورده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در زمین آزاد با توجه به شکل‌های (۴-۳۶) و (۴-۳۷) صرفه‌نظر از مقدار عرض پی، یک روند یکسان در تغییرات نسبت اضافه فشار آب حفره‌ایی رخ می‌دهد. هرچند کاملاً بر هم منطبق نیستند که می‌تواند به دلیل تغییر عرض پی و به دنبال آن تغییر در نحوه و مقدار بارگذاری باشد، اما در کل می‌توان آن‌ها را تقریباً یکسان در نظر گرفت. برای همه موارد در عمق ۳ متری که در واقع مرکز لایه خاک کم تراکم در عمق ۲ تا ۴ متری شامل می‌شود، روانگرایی در بازه زمانی تقریبی بین ۱۱ تا ۲۰ ثانیه رخ می‌دهد و پس از ۲۱ کاهش می‌یابد.



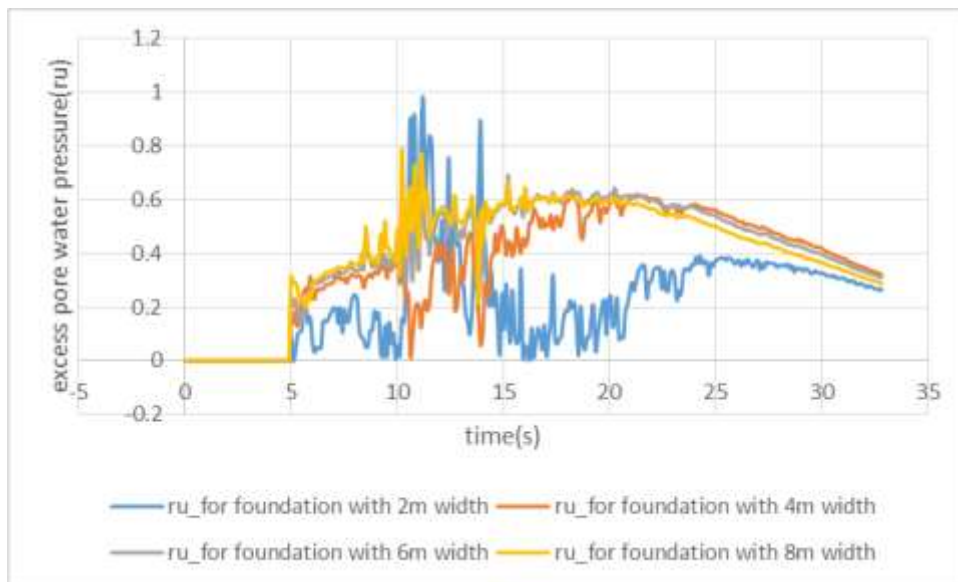
شکل ۴-۳۶ نمودار تغییرات ru بر حسب زمان در زمین آزاد در عمق ۳ متری برای پی با عرض‌های مختلف



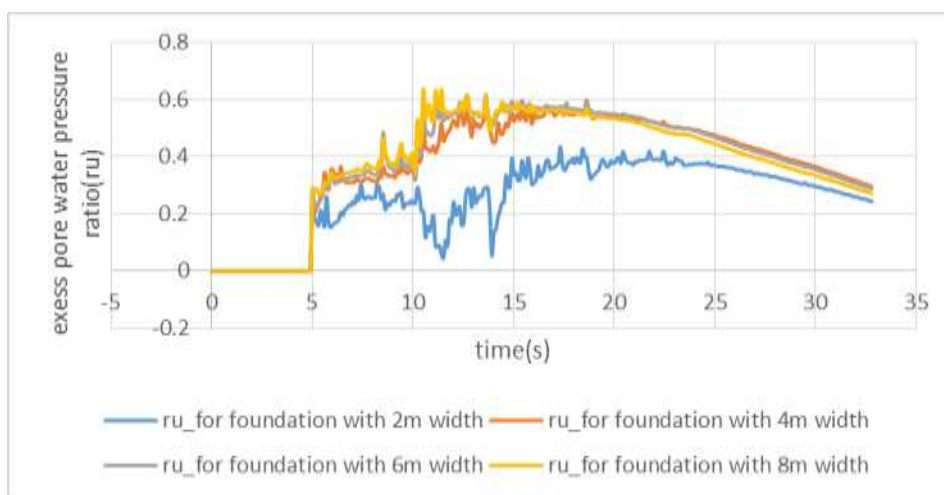
شکل ۴-۳۷ نمودار تغییرات ru بر حسب زمان در زمین آزاد در عمق ۸ متری برای پی با عرض‌های مختلف

اما در زیر پی کاملاً وضعیت متفاوت است و تغییر در عرض پی کاملاً در روند تغییرات ru در زمان تأثیرگذار است. همان‌طور که در شکل‌های (۴-۳۸) و (۴-۳۹) مشاهده می‌شود، با پخش میزان بارگذاری خطی یکسان، هر چه بار ما در عرض کمتری وارد شود، بخش کوچک‌تری از خاک تحت تأثیر بار وارده در

مقابل روانگرایی مقاومت کرده است و بیشتر روانگرایی است و مقادیر ru بالاتری دارد. در نهایت مقادیر ru همه به یک عدد میل می کنند.

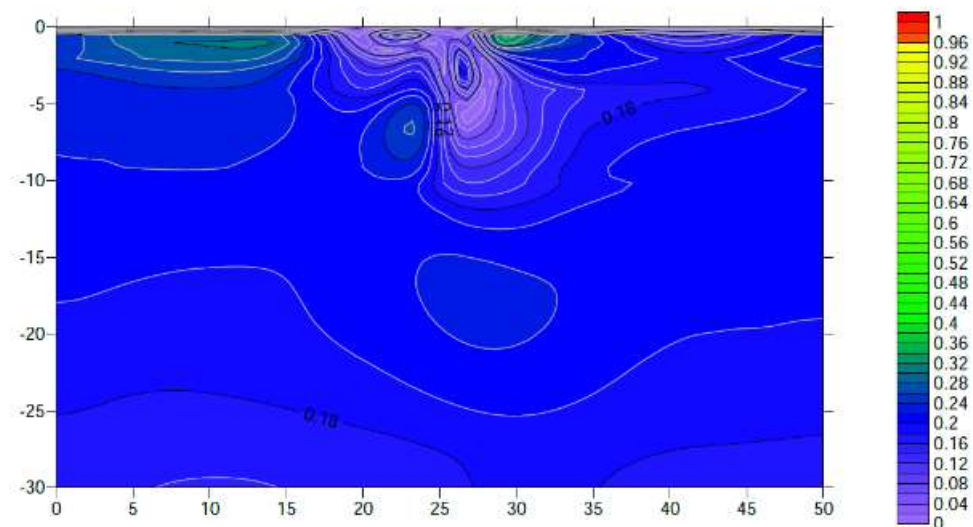


شکل ۳۸-۴ نمودار تغییرات ru بر حسب زمان در زیر پی در عمق ۳ متری برای پی با عرض های مختلف

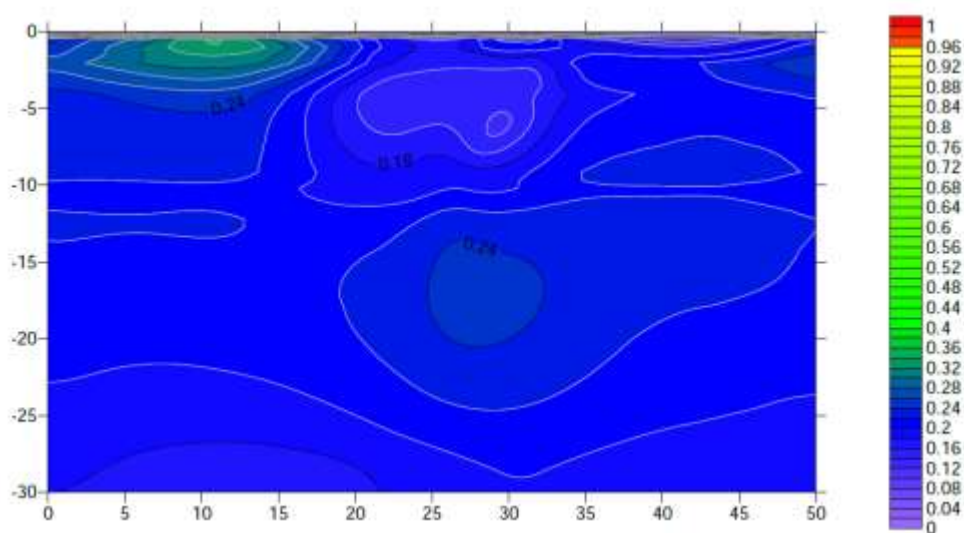


شکل ۳۹-۴ نمودار تغییرات ru بر حسب زمان در زیر پی در عمق ۸ متری برای پی با عرض های مختلف

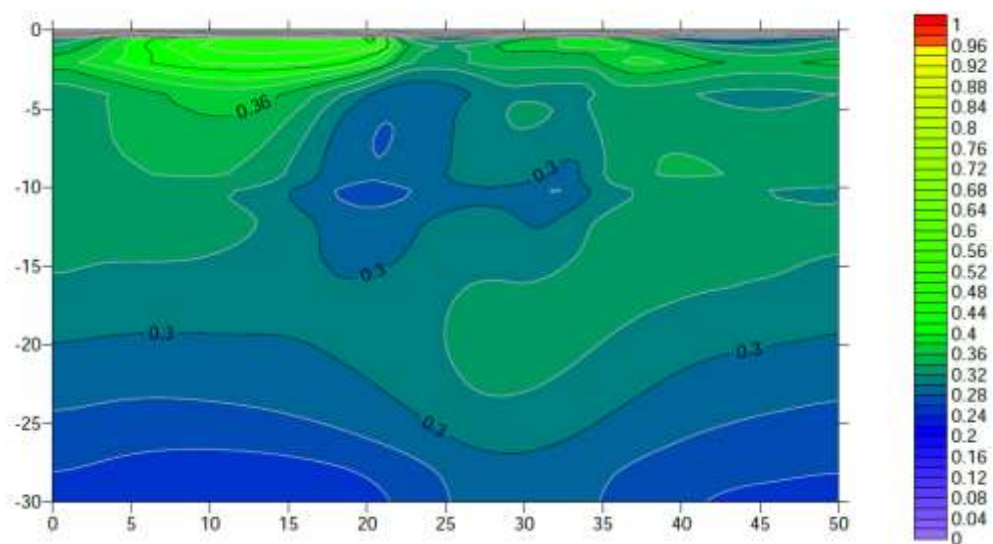
در ادامه نتایج منحنی تراز نسبت اضافه فشار آب حفره‌ایی در زمان‌های مختلف برای پی با عرض مختلف آورده شده است. همان‌طور که انتظار می‌رفت، مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ایی و در نتیجه آن πu در طی زمان تغییر می‌کنند.



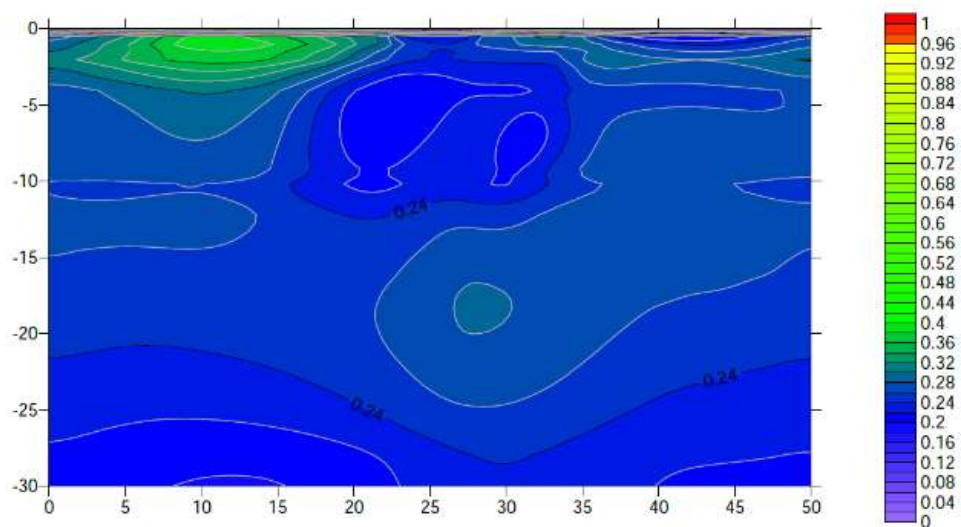
(۱)



(۲)

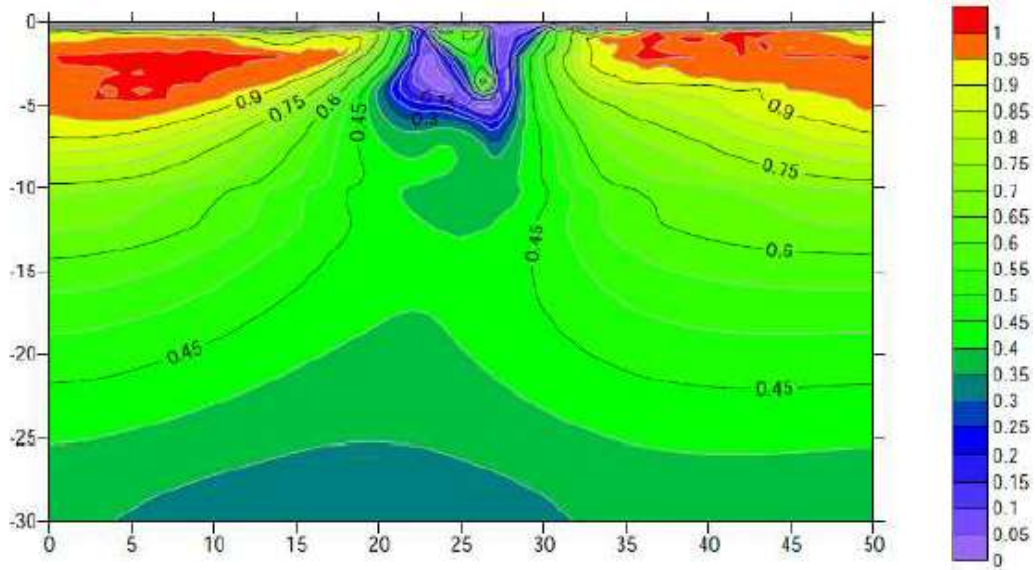


(۳)

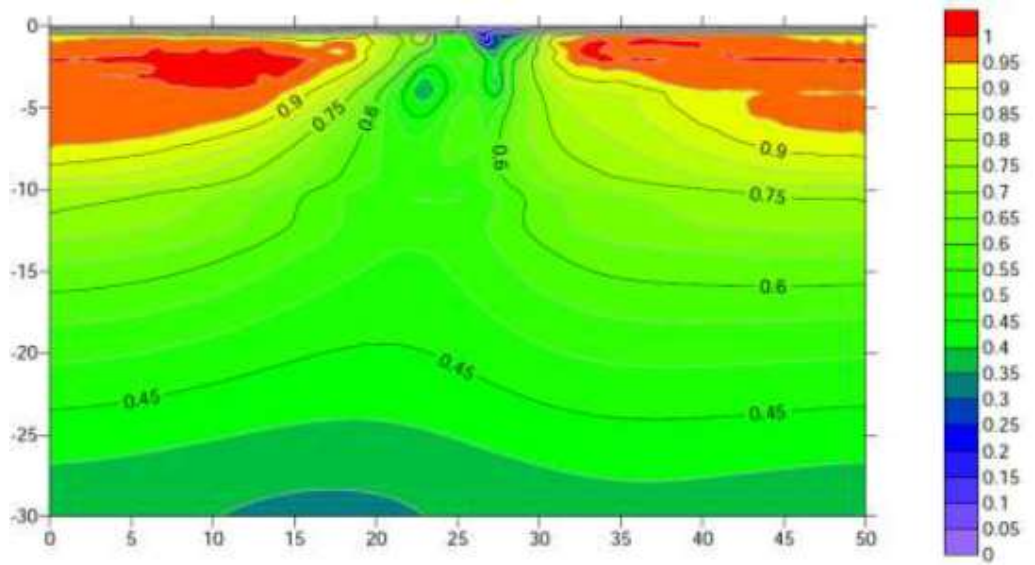


(۴)

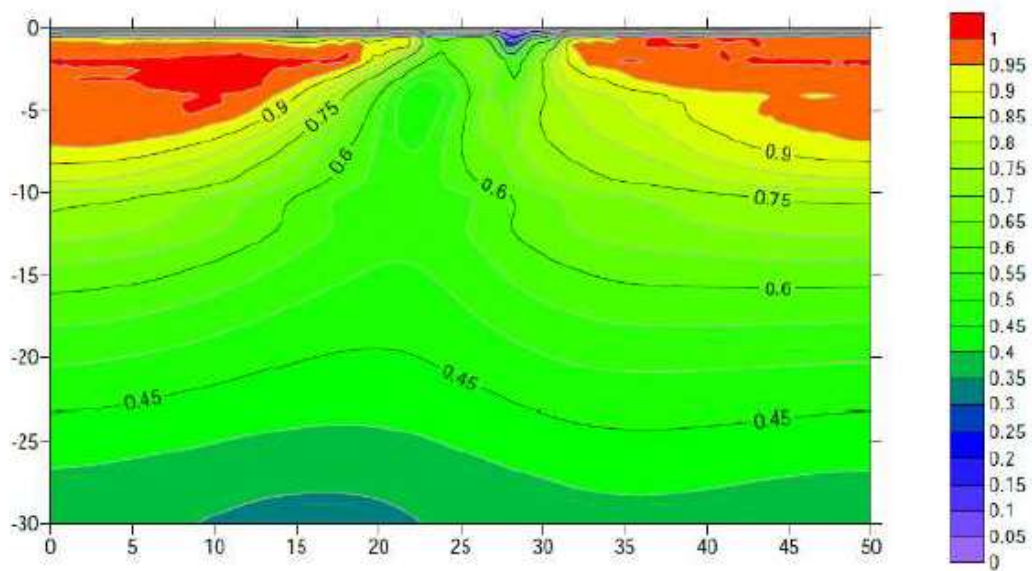
شکل ۴-۴۰ منحنی تراز نسبت اضافه فشار آب حفره‌ایی برای پی در ثانیه ۵ از وقوع زلزله در عرض‌های ۱: دومتری ۲: چهار متری ۳: شش متری ۴: هشت متری (ابعاد به متر)



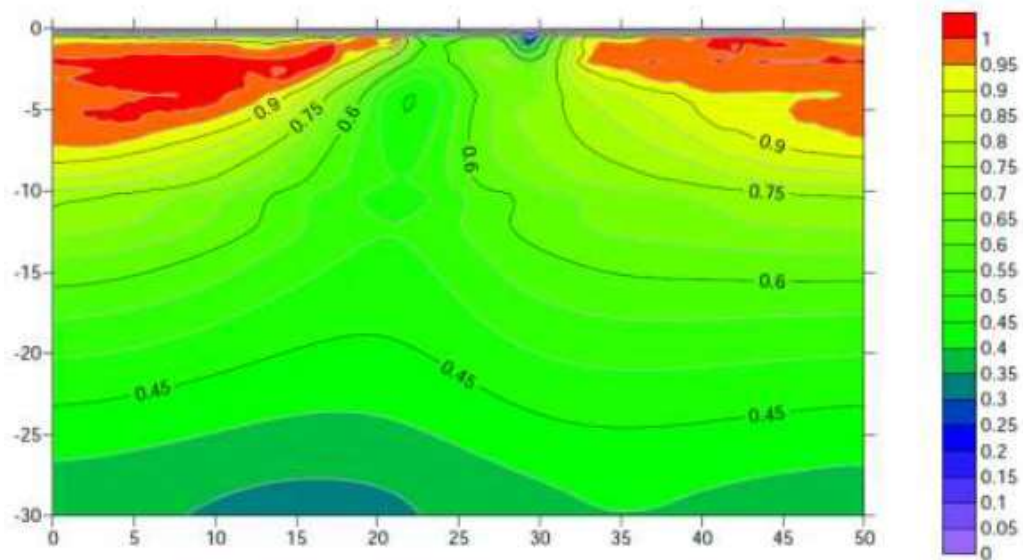
(1)



(2)

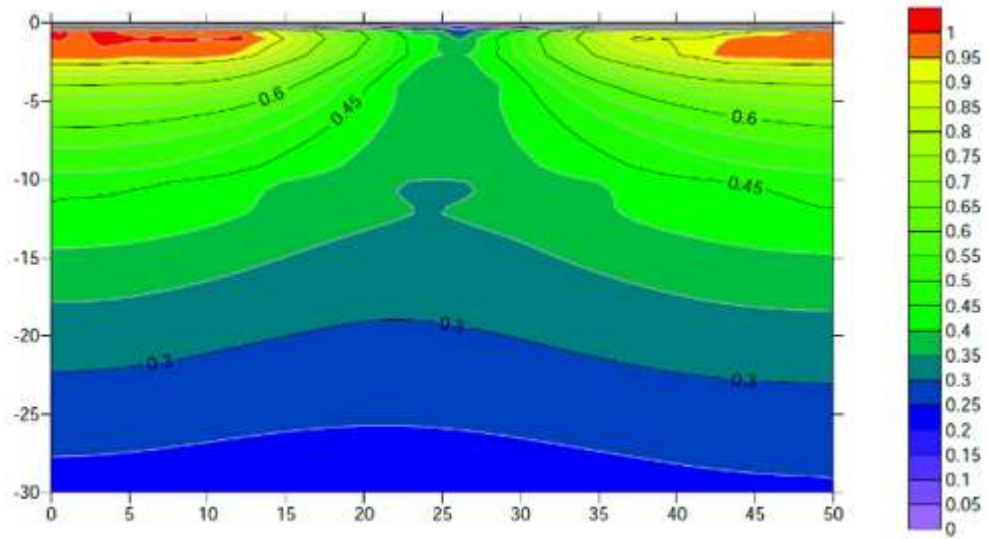


(۳)

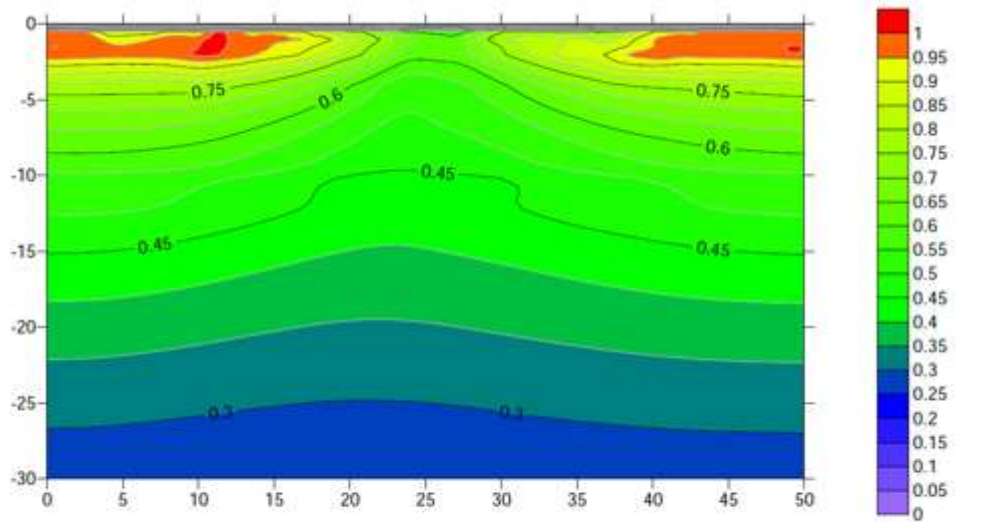


(۴)

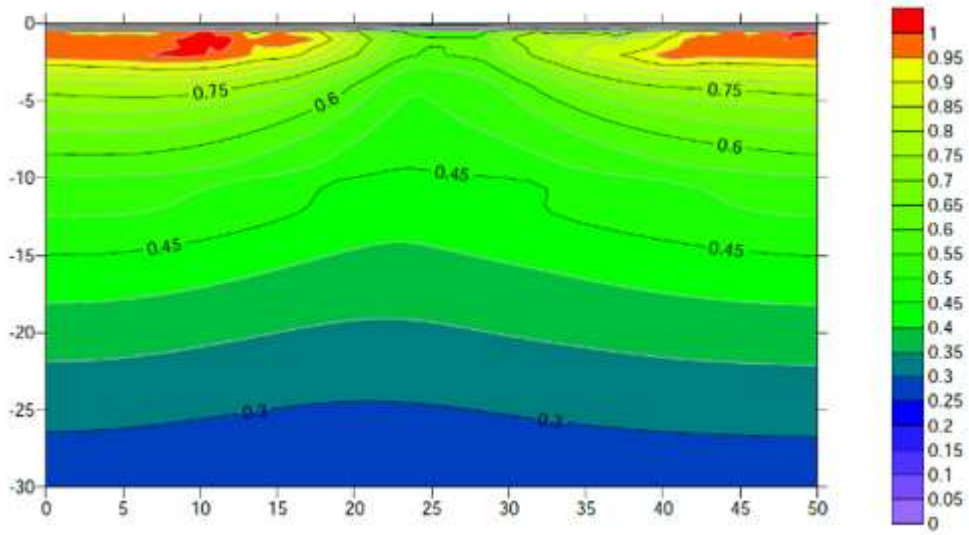
شکل ۴-۴۱ منحنی تراز نسبت اضافه فشار آب حفره‌ایی برای پی در ثانیه ۱۵ از وقوع زلزله در عرض‌های ۱: دومتری ۲: چهار متری ۳: شش متری ۴: هشت متری (ابعاد به متر)



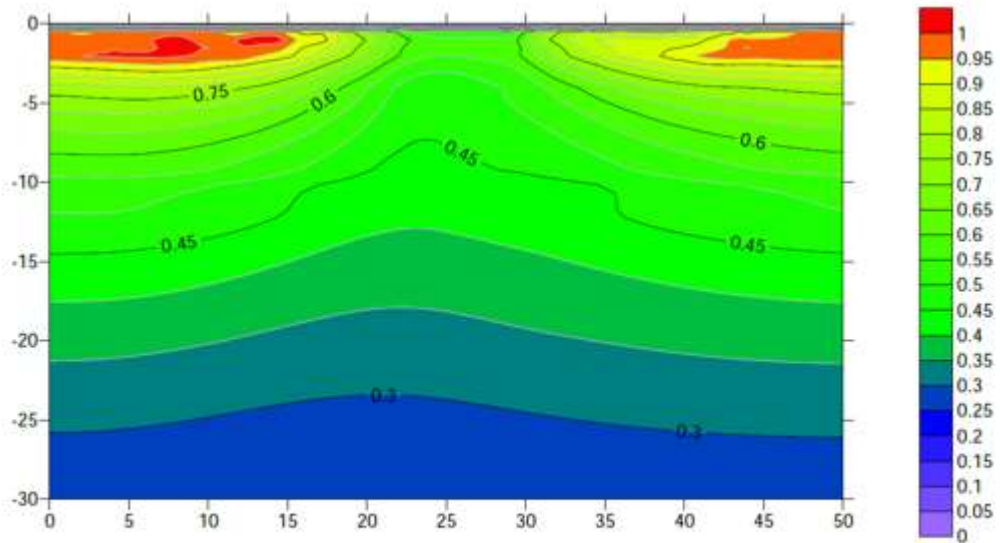
(1)



(2)



(۳)

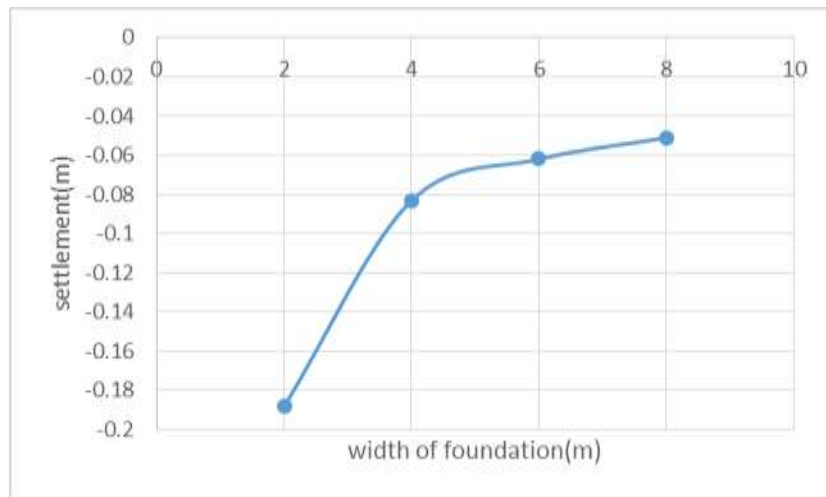


(۴)

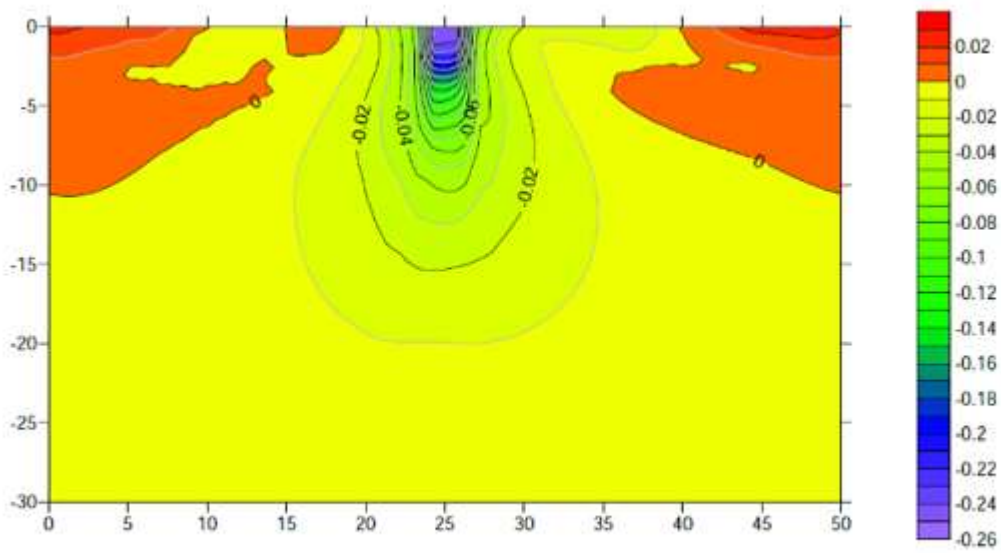
شکل ۴-۴۲ منحنی تراز نسبت اضافه فشار آب حفره‌ایی برای پی در ثانیه ۲۵ از وقوع زلزله در عرض‌های ۱: دومتری ۲: چهار متری ۳: شش متری ۴: هشت متری (ابعاد به متر)

از مقایسه شکل‌های (۴-۴۰) تا (۴-۴۲) می‌توان این‌طور نتیجه گرفت که به تدریج با افزایش عرض پی و یکسان بودن بار خطی وارده بر این پی، ناحیه بیشتری از خاک تحت تأثیر بار پی قرار گرفته است و همان‌طور که از نمودارهای شکل (۴-۴۰) ثانیه ۱۵ می‌توان دید هر چه عرض پی بیشتر شود و بار خطی هم ثابت باشد، ناحیه بیشتری روانگرا می‌شود، البته باید در نظر داشت که این موضوع به عوامل مختلفی بستگی دارد و نمی‌توان این نتیجه را عمومیت داد. همچنین همان‌طور که شکل‌های بالا مشخص است، ناحیه روانگرایی که با رنگ قرمز مشخص است بیشتر در عمق بین ۲ تا ۴ متری قرار گرفته است که در واقع همان عمق قرارگیری لایه خاک با تراکم نسبی ۴۰ درصد است. اما باید توجه داشت که ناحیه روانگرایی محدود به این لایه نیست و بقیه خاک که تراکم نسبی ۷۵ درصدی دارد به‌طور کامل مصون از روانگرایی نیستند و ممکن است در برخی زمان‌های وقوع زلزله روانگرا شود. همان‌طور که در شکل‌های منحنی تراز در ثانیه ۱۵ مشاهده می‌شود، ناحیه روانگرایی حتی تا عمق بیش از ۵ متری هم نفوذ پیدا کرده است اما باز هم ناحیه عمده رخ دادن روانگرایی بین اعماق ۲ تا ۴ متر رخ می‌دهد.

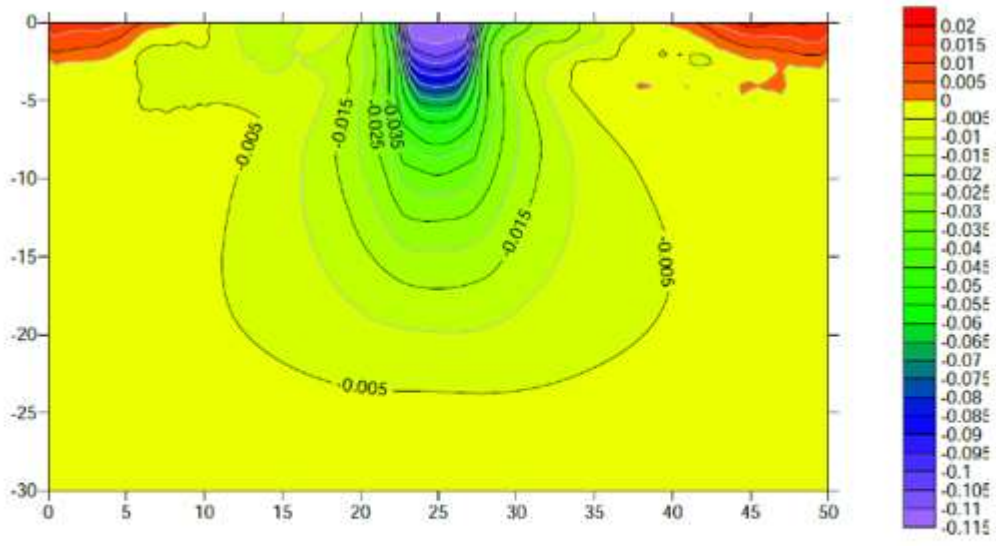
در نهایت با توجه به شکل (۴-۴۳) که مقادیر نشست ناشی از روانگرایی را برای پی‌های با عرض مختلف ارائه داده است این‌طور می‌توان نتیجه گرفت که با افزایش عرض پی تا یک حد مشخص که در این جا حداقل ۴ متر است می‌توان نشست را تا مقدار قابل توجهی کاهش داد. پس از این مقدار مشخص با افزایش عرض پی مقدار نشست به میزان قابل توجه کاهش نمی‌یابد.



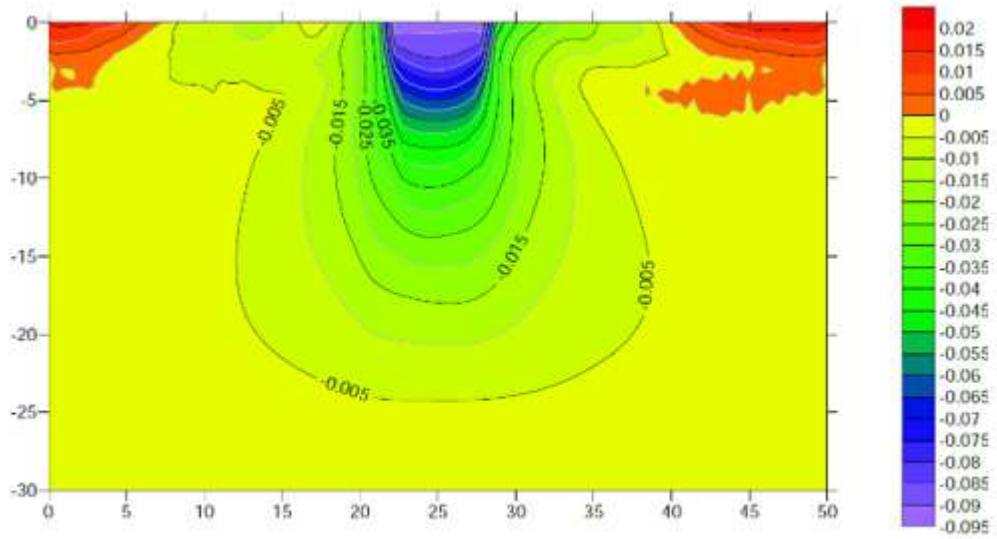
شکل ۴-۴۳ نمودار تغییرات نشست ناشی از روانگرایی با عرض پی



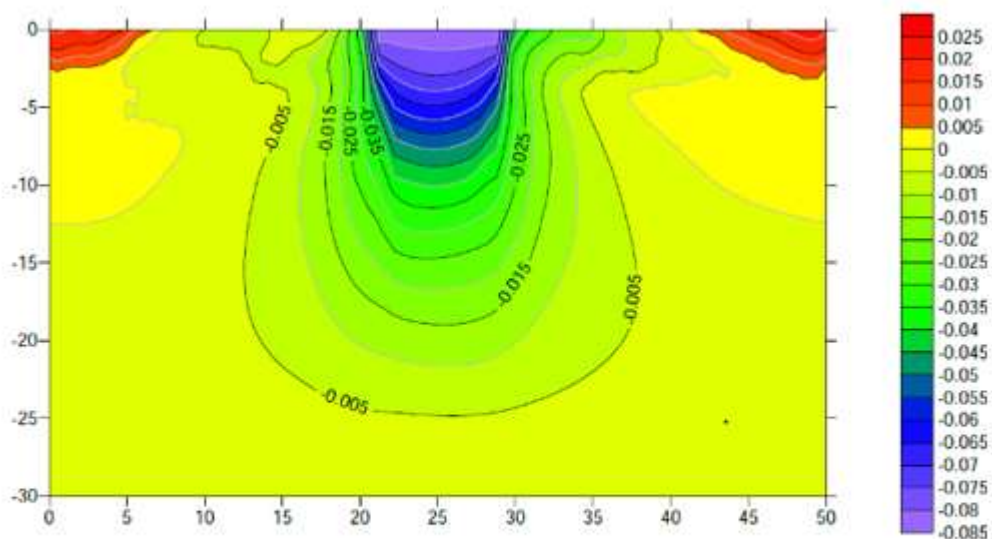
(۱)



(a)



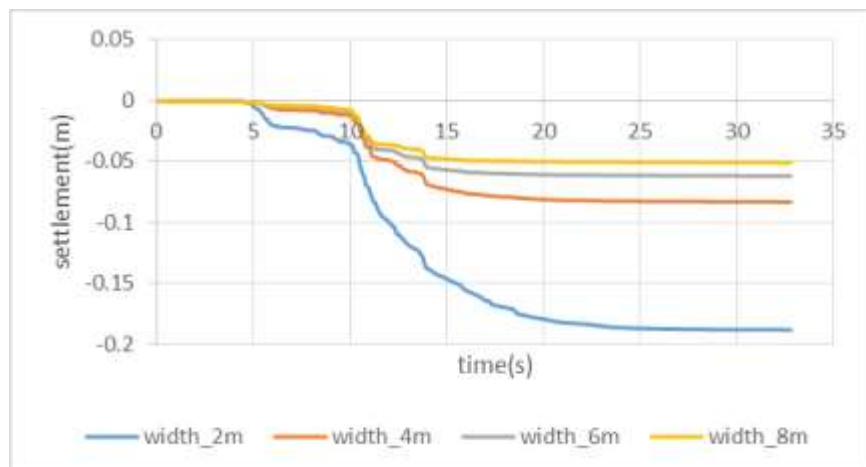
(b)



(۴)

شکل ۴-۴ تغییر شکل عمودی نمونه در پی با عرض‌های ۱: دو متری ۲: چهار متری ۳: شش متری ۴: هشت متری (ابعاد به متر)

مقایسه میزان نشست رخ داده‌شده در زیر پی برای عرض‌های مختلف در شکل (۴-۴) هم نشان می‌دهد که پخش تنش در خاک از یک عرض مشخص به بعد مقدار نشست کاهش می‌یابد. در واقع هر چه تنش از حالت تمرکز به حالت پخش شدگی در خاک تغییر می‌یابد، میزان نشست کاهش می‌یابد. ولی از یک عرض مشخص به بعد، این میزان کاهش نشست به ازای افزایش عرض پی ناچیز می‌شود.



شکل ۴-۴۵ نمودار تغییر نشست زیر پی در پی با عرض های مختلف

در نهایت با توجه به شکل (۴-۴۵) که مقادیر نشست ناشی از روانگرایی را برای پی های با عرض مختلف ارائه داده است این طور نتیجه گرفته می شود که با افزایش عرض پی تا یک حد مشخص که در این جا حداقل ۴ متر است، می توان نشست را تا مقدار قابل توجهی کاهش داد. پس از این مقدار مشخص با افزایش عرض پی مقدار نشست به میزان قابل توجه کاهش نمی یابد.

فصل پنجم

نتایج و پیشنهادها

۵- نتایج و پیشنهادها

۵-۱- مقدمه

تأثیر تراکم نسبی لایه خاک کم تراکم ماسه اشباع بر نشست و همچنین اثر عرض پی بر نشست ناشی از روانگرایی در این پایان نامه مورد بررسی قرار گرفت. لایه بندی خاک به منظور بررسی اثر تراکم نسبی بر نشست شامل یک لایه کم تراکم ($Dr=40\%$) ماسه اشباع به ضخامت ۲ متر در عمق ۳ تا ۵ متری است که توسط لایه های خاک متراکم ($Dr=75\%$) احاطه شده است. پی ۲ متر عرض دارد و بار خطی ۲۰۰ کیلونیوتن بر متر به آن وارد شده است. مدل خاک یک محدوده با ۳۰ متر ارتفاع و ۵۰ متر عرض است که شامل ۲۶۲۶ گره و ۲۵۰۰ المان است و به آن زلزله با شتاب 0.16g وارد می شود. تراکم نسبی لایه خاک کم تراکم متغیر بوده و با مقادیر تراکم نسبی ۴۰، ۵۰ و ۷۵ درصد مورد بررسی قرار گرفته است. به منظور بررسی اثر عرض پی بر نشست ناشی از روانگرایی نیز، پی های با ابعاد ۲، ۴، ۶ و ۸ متر مورد ارزیابی قرار گرفتند.

۵-۲- نتایج

۱- با افزایش تراکم نسبی لایه سه متری همان طور که انتظار می رفت روانگرایی کاهش یافت اما به طور کامل مرتفع نشد. چرا که خاک با تراکم نسبی ۷۵ درصد به طور کامل در مقابل روانگرایی مقاوم نیست.

۲- زمان به وقوع پیوستن روانگرایی برای مناطق مختلف خاک یکسان نیست.

- ۳- بارگذاری ناشی از پی سطحی تأثیر مستقیم بر روانگرایی و نشست تا یک عمق مشخص دارد، به طوری که به جز وقتی که تراکم نسبی لایه خاک ۳ متری ۴۰ درصد هست بقیه موارد با افزایش تراکم نسبی این لایه روانگرایی رخ نمی‌دهد و مدل به طور نسبی مصون از روانگرایی است.
- ۴- با فاصله گرفتن از پی، پدیده روانگرایی خود را با بالا آمدگی و جوشش ماسه نشان می‌دهد.
- ۵- با فاصله گرفتن از سطح و افزایش عمق، به دلیل افزایش تنش مؤثر وارده به خاک، مدل مقاومت خوبی در برابر روانگرایی دارد.
- ۶- با افزایش عرض پی خاک زیر آن به مقدار بیشتری در مقابل روانگرایی مقاوم می‌شود.
- ۷- با افزایش عرض پی تا یک حد مشخص می‌توان نشست ناشی از روانگرایی را تا حد قابل توجهی حتی بیش از ۵۰ درصد کاهش داد که خود نشانگر اهمیت بررسی اثر عرض پی بر نشست ناشی از روانگرایی است.

۳-۵- پیشنهادها

- ۱- میزان تأثیر مقدار بار بر روانگرایی بررسی شود.
- ۲- میزان تأثیر عمق لایه خاک روانگرا بر نشست و فشار آب حفره‌ای مورد مطالعه قرار گیرد.
- ۳- اثر لایه‌های خاک ناپیوسته کم تراکم بر روانگرایی بررسی شود.
- ۴- مقادیر نشست پی‌های مدفون در خاک بر روانگرایی تحلیل شود.
- ۵- نشست شمع در خاک روانگرا و اثر آن بر فشار آب حفره‌ای بررسی شود.

- Hadi Shahir, Ali Pak,(2010) “ **Estimating liquefaction-induced settlement of shallow foundations by numerical approach**”, Computers and Geotechnics, Volume 37, Issue 3, April 2010
- Kawasumi Hiroshi,(1968), “**General Report on the Niigata Earthquake of 1964**” Tokyo Electrical Engineering College Press, Tokyo, Japan.
- Bouckovalas G, Stamatopoulos C, Whitman RV,(1991) “**Analysis of seismic settlements and pore pressures in centrifuge tests**”. J Geotech Eng, ASCE 1991;117(10): 1492–508.
- Yasuda S, Abo H, Yoshida N, Kiku H, Uda M (2001). “**Analyses of liquefaction-induced deformation of grounds and structures by a simple method. In**”: Proceedings of 4th international conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics [Paper No. 4.34].
- Yang, Z. (2000) “**Numerical modeling of earthquake site response including dilation and liquefaction.**” PhD dissertation, Dept. of Civil Engineering and Engineering Mechanics Columbia University, New York.
- Mazzoni Silvia,McKenna Frank, Scott Michael H., Fenves Gregory L., et al.(2007), “**OpenSees Command Language Manual**”pp 171-178.
- Chen Yong-wei ,Liu Xian-qun and Dai Hen-jun (2010) “**Free Field Analysis of Liquefiable Soils.**”EJGE. vol 15 .
- Kramer S.L. (1996), “**Geotechnical earthquake engineering**”, Prentice Hall Inc., New Jersey , pp.348-422.

-Ishihara K., (1996), “**Soil Behaviour in earthquake geotechnics**”, Oxford University press Inc. New York, pp. 247-281.

-Braja M. Das, G. V. Ramana.(2011),”**Principles of Soil Dynamics**”. Second edition, pp.398-454.

-Ishihara K., (1993), “**Liquefaction and flow failure during earthquake**”, Geotechnique 43. No 3. pp. 351-415

-Yasusa S, Yoshida N, Kiku H, Abo H, Uda M (2001), “**Analyses of liquefaction included deformation of grounds and structures by a simple method**”. Fourth international conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics.

-Elgamal A, Lu J, Yang Z (2005), “**Liquefaction – included settlement of shallow foundations and remediation: 3D numerical simulation**”. Journal of Earthquake Engineering vol. 9, Special Issue 1 (2005). pp. 17-45.

-Maharjan M, Takahashi A (2013), “**Centrifuge model tests on liquefaction-included settlement and pore water migration in non-homogenous soil deposits**” . Soil Dynamics and Earthquake Engineering 55 (2013) pp. 161-169.

-Mazzoni S, McKenna F, Scott M, Fenves G, et al. (2007). “**OpenSees command Language Manual.**”

-Bieganousky, W. A., and Marcuson, W. F., III (1977). “**Liquefaction Potential of Dams and Foundations, Report 2. Laboratory Standard Penetration Test on Platte River Sand and Standard Concrete Sand,**”

WES Report No. 76-2, U.S Army Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.

-Omarov M. (2010), “**Liquefaction Potential and Post-Liquefaction Settlement Of Saturated Clean Sands, and effect of Geofiber Reinforcement**” A thesis presented to the faculty of the university of Alaska Fairbanks.

-Lee, K. L., and Albaisa, A., (1974), “**Earthquake Induced Settlements in Saturated Sands,**” *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 100, No. GT4, pp. 387-406.

-Tatsuoka, F., Sasaki, T. and Yamada, S. (1984) “**Settlements in saturated sand induced by cyclic undrained simple shear**”, *Proc. 8th World Conf. on Earthquake Engrg.* San Francisco, 3, pp. 95-102.

-Tokimatsu, K. and Seed, H. B. (1987), “**Evaluation of Settlements in Sands due to Earthquake Shaking,**” *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 113, No. GT8, pp. 861-878.

-Hausler A.E., (2002) “**Influence of ground improvement on settlement and liquefaction**”, University of Calofornia, Berkeley

- شهیر هادی، (۱۳۸۰)، "آنالیز دینامیکی محیط‌های متخلخل اشباع برای مدل‌سازی عددی روانگرایی"، رساله کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شریف

- نشریه شماره ۵۲۵، ۱۳۹۱، "راهنمای ارزیابی پتانسیل روانگرایی خاک، پیامدها و روش‌های کاهش مخاطرات آن"، معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، معاونت راهبردی

امور نظام فنی، www.nezamfanni.ir

Abstract:

One of the most hazardous phenomenon due earthquake is liquefaction phenomenon. Liquefy of soil during earthquake cause loosing of soil strength and stiffness and its more common in saturated sand soils. When a layer of saturated sandy soil is under the dynamic load, tend to contraction and decreasing the volume, if there is no way for seepage under earthquake, pore water pressure will gradually increase, if the amount of excess pore water pressure will be equal with total pressure, the liquefaction phenomenon dose accur. In fact, in this case the effective stress become zero and sandy soil in these zones dose not have shear strength and sandy soils behave like a liquefy material. Liquefaction phenomenon at soils and specially in sandy soils cause a vast damage like settlement and tilting on structures and foundations which made on soil layer with liquefaction prone, the goal of this thesis is a numerical simulation of settlement due liquefaction on shallow foundation on the granular saturated sandy soil with numerical approach with OpenSEES® software that in this software the effect of density of liquefiable soils and width of shallow foundation in settlement assessment with numerical method. Always a liquefiable soil layer which conceal under soils is a threat for structures and foundations and specially for shallow foundations witch build on these soils. If there is liquefiable soil layer which continues to soil surface, usually is doing some actions like densification or soil replacement for becoming soil resister, but when a low density of soil layer conceal under a high density deposit, most of times it will be ignore and the hazard of this soil layer is not going to involve on structures design. In this model a saturated soil layer with $D_r=40\%$ is between two high density saturated sandy soil layer with $D_r=75\%$, after that ,for evaluation of the effect of density on shallow settlement, the amount of density for liquefiable soil layer gradually incese and the results will be assessments.

Key word:Liquefction, Settlement, Sand, Density, Shallow Foundation, Width Foundation



Shahrood University of Technology

Faculty of Civil Engineering

M.Sc Thesis in Geotechnical Engineering

**The evaluation of settlement due of liquefaction for shallow foundation
with numerical approach**

BY:

Ali Besharati Nezhad

Supervisor

Dr. R.Naderi

January 2017