





دانشکده عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی ژئوتکنیک

ارزیابی اثر اتساع بر نشست سازه هنگام وقوع روانگرایی

نگارنده: محمد حسین نخعی

استاد راهنما

دکتر امیر بذرافشان مقدم

شهریور ۱۳۹۸

شماره: ۹۸۶۴/ع
تاریخ: ۹۸/۹/۵

باسمه تعالی



دانشگاه صنعتی شاهرود

مدیریت تحصیلات تکمیلی

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

با نام و یاد خداوند متعال، ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد خانم / آقای ..محمد حسین نخعی .
با شماره دانشجویی ۹۴۱۷۹۸۴ ... رشته عمران ... گرایش ژئوتکنیک..... تحت عنوان ارزیابی اثراتساع
بر نشست سازه هنگام وقوع روانگرایی..... که در تاریخ ۱۳۹۸/۰۹/۰۹.... با حضور هیأت محترم
داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام می گردد:

☐ مردود ☒ قبول (با درجه:)			
☐ عملی ☒ نظری: نوع تحقیق:			
عضو هیأت داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱- استاد راهنمای اول	دکتر امیر بذرافشان مقدم	استاد یار	
۲- استاد راهنمای دوم			
۳- استاد مشاور			
۴- نماینده تحصیلات تکمیلی	دکتر مهدی گلی	استاد یار	
۵- استاد ممتحن اول	دکتر رضا نادری	دانشیار	
۶- استاد ممتحن دوم	دکتر محسن کرامتی	استاد یار	

نام و نام خانوادگی رئیس دانشکده: دکتر رضا نادری

رئیس دانشکده مهندسی عمران
آموزش تحصیلات تکمیلی

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

پاس مخصوص خداوند مهربان که به انسان توانایی و دانایی بخشد تا به بندگانش شفقت ورزد

مهربانی کند و در حل مشکلاتشان یاری شان نماید. از راحت خویش بگذرد و آسایش هم نوحان را مقدم دارد

با او معامله کند و در این خلوص انباز نکیرد و خوش باشد که پروردگار سمیع و بصیر است.

تقدیم به پدر مادر مهربانم که هر لحظه وجودم را از چشمه سار پر از عشق چشانان سیراب می کنند....

تقدیر و شکر

آنجا که سخن در تجلی آرمان ها و امید های آدمی در می ماند آنجا که احساس آزادی به انسان دست می دهد و تایش ها،

پرس و جو ها و زرف نگری ها آغاز می شود، آنجا را می توان اقلیم هنر و علم نام نهاد.

بر خود لازم میدانم که در این مجال از راهبانی های ارزشمند توأم با صبر و شکیبایی استاد کرامی جناب آقای

دکتر امیربزرگافشان مقدم شکر و قدردانی کنم.

تهیه نامه

اینجانب **محمد حسین نخعی** دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته ژئوتکنیک دانشکده عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه ارزیابی اثر اتساع بر نشست سازه هنگام وقوع روانگرایی تحت راهنمایی دکتر امیر بذرافشان مقدم متعهد می شوم.

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب 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 صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه صنعتی شاهرود » و یا « Shahrood University of Technology » به چاپ خواهد رسید .
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
- 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 ، برنامه های رایانه ای ، نرم افزارها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد . این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود . استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

چکیده

پدیده روانگرایی که با کاهش سختی و مقاومت برشی خاک‌ها همراه است، اغلب هنگام زمین لرزه‌های بزرگ مشاهده می‌شود. مکانیزم اساسی روانگرایی در لایه‌های ماسه‌ای اشباع و سست، افزایش تدریجی فشار آب منفذی در اثر اعمال تنش‌های سیکلی حاصل از انتشار موج برشی زلزله می‌باشد. روانگرایی خاک‌های ماسه‌ای سست اشباع اغلب سبب خرابی‌های وسیعی در سازه‌های مختلف شده است. بنابراین بررسی نشست سازه‌ای که تمام یا بخشی از فنداسیون آن در معرض خاک روانگرا قرار دارد ضروری به نظر می‌رسد. گزارشات ثبت شده از مکان‌های لرزه‌خیز، تأثیر زیاد اتساع اسکلت خاک بر روی تغییر شکل برشی سیکلی زمین در هنگام روانگرایی را نشان می‌دهد. همچنین، تحقیقات گذشته نشان می‌دهد که اتساع ماسه باعث افزایش مقاومت برشی در هنگام روانگرایی می‌شود. در تحقیق حاضر اثر اتساع بر نشست سازه هنگام وقوع روانگرایی با استفاده از نرم افزار OpenSees ارزیابی شده است. مطالعات صورت گرفته بر مکانیزم اتساع نشان می‌دهد که اتساع، متأثر از خصوصیات ذاتی خاک (چگالی نسبی) و تنش‌های موجود در پروفیل خاک می‌باشد، بنابراین برای بررسی زاویه اتساع در هنگام روانگرایی و اثر مقاومتی آن بر نشست سازه، یک لایه ماسه اشباع در تراکم‌های مختلف (۳۰، ۴۰، ۵۰ و ۶۰ درصد) مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج این ارزیابی نشان می‌دهد که با افزایش زاویه اتساع، فشار آب حفره‌ای کاهش و به طبع آن نشست‌های ناشی از روانگرایی کم می‌شود.

کلمات کلیدی: روانگرایی، اتساع، ماسه، نشست،

فهرست مطالب

فهرست اشکال: ث

فهرست جداول ذ

فصل ۱: مقدمه ۱

۱-۱- مقدمه ۲

۱-۱-۱- مخاطرات ژئوتکنیکی در حین زلزله ۲

۱-۱-۲- عوامل مؤثر بر روانگرایی ۳

۱-۳- سابقه موضوع ۴

۱-۴- ضرورت انجام تحقیق ۵

۱-۵- روش تحقیق ۶

۱-۶- ساختار پژوهش ۶

فصل دوم: مروری بر مطالعات گذشته ۹

۱-۲- مقدمه ۱۰

۲-۲- روانگرایی ۱۰

۳-۲- تاریخچه پدیده روانگرایی ۱۲

۲-۳-۱- زلزله کوبه، ۱۹۹۵ ۱۳

۲-۴-سازکار روانگرایی ۱۵

۲-۵-انواع روانگرایی ۱۷

۲-۵-۱-روانگرایی جریانی ۱۷

۲-۵-۲-روانگرایی سیکلی ۱۷

۲-۶-عوامل مؤثر بر وقوع روانگرایی ۱۸

۲-۷-شناسایی فاکتورهای عمده روانگرایی لرزه ایی ۱۹

۲-۸-اتساع ۲۸

۲-۸-۱-مفهوم و سازکار اتساع در خاک‌های دانه ایی ۳۰

۲-۸-۲-بررسی تأثیر زاویه اتساع بر پتانسیل روانگرایی ۳۴

۲-۹-نشست ناشی از روانگرایی ۳۸

۲-۹-۱-مطالعات انجام شده بر نشست ناشی از روانگرایی به روش تجربی ۳۹

۲-۹-۲-مطالعات انجام شده بر نشست ناشی از روانگرایی به روش عددی ۴۸

فصل سوم: روش تحقیق و مدل سازی ۵۱

۳-۱-مقدمه ۵۲

۳-۲-تئوری محیط‌های متخلخل اشباع ۵۲

۳-۳-زاویه اتساع ۵۷

۳-۴-مواد و مصالح مورد استفاده ۶۰

۳-۵- هندسه مدل، بارگذاری و شرایط مرزی ۶۲

۳-۶- مدلسازی فونداسیون ۶۵

۳-۷- راستی آزمایی ۶۷

فصل چهارم : بحث و تفسیر نتایج ۷۱

۴-۱- مقدمه ۷۲

۴-۲- بررسی نتایج تحلیل مدل در تراکم نسبی‌های مختلف ۷۲

۴-۳- بررسی تأثیر پارامترهای dilat1,2 ۸۵

فصل پنجم: نتایج و پیشنهادها ۹۳

۵-۱- مقدمه ۹۴

۵-۲- نتایج ۹۴

۵-۳- پیشنهادها ۹۶

مراجع ۹۷

فهرست اشکال:

- شکل ۱-۲: شکل‌گیری پدیده روانگرایی ۱۱
- شکل ۲-۲: وزن فاکتورهای موثر در روانگرایی ۲۱
- شکل ۳-۲: ساختار سلسله مراتبی فاکتورهای تاثیرگذار بر روانگرایی لرزه ایی ۲۲
- شکل ۴-۲: فلوچارت پیشنهاد داده شده برای ارزیابی روانگرایی ۲۷
- شکل ۵-۲: افزایش حجم ماسه متراکم حین برش ۲۹
- شکل ۶-۲: شبیه سازی جعبه برش تیلور ۳۰
- شکل ۷-۲: مدل دندان‌اره ای برای نمایش اتساع ۳۱
- شکل ۸-۲: لغزش درهم قفل شدگی ها بصورت دندان‌اره ایی ۳۲
- شکل ۹-۲: سطوح شیب‌دار دندان‌اره ای در جعبه آزمایش برش مستقیم ۳۳
- شکل ۱۰-۲: نتایج آزمایش برش مستقیم بر روی ماسه Ottawa ۳۴
- شکل ۱۱-۲: رفتار ایده ال ماسه در شرایط فشار سه محوری زهکشی شده ۳۵
- شکل ۱۲-۲: رابطه میان زاویه اتساع و تراکم نسبی ۳۶
- شکل ۱۳-۲: وابستگی زاویه اتساع و چگالی نسبی و تنش همه جانبه ۳۷
- شکل ۱۴-۲: نمودار تخمین کرنش حجمی در ماسه های اشباع بر اساس نسبت تنش سیکلی معادل
یکنواخت و عدد نفوذ استاندارد همپایه شده ۴۰
- شکل ۱۵-۲: رابطه ی میان نسبت تنش سیکلی، عدد نفوذ استاندارد و کرنش برشی محدود ۴۱

شکل ۲-۱۶: رابطه میان ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی و کرنش حجمی پس از روانگرایی ۴۲

شکل ۲-۱۷: رابطه میان ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی و کرنش برشی بیشینه ۴۳

شکل ۲-۱۸: رابطه میان عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده، نسبت تنش برشی سیکلی و کرنش برشی پسماند

..... ۴۳

شکل ۲-۱۹: رابطه پیشنهادی برای تخمین کرنش حجمی پسماند بصورت تابعی از $N_{1,60,sc}$ و $CSR_{eq,M=75}$

..... ۴۴

شکل ۲-۲۰: نمودار ضرایب مقیاس بزرگای حاصل از مطالعات محققان گذشته ۴۶

شکل ۲-۲۱: کرنش های حجمی پس از روانگرایی برای نسبت های فشار منفذی کمتر از یک ۴۷

شکل ۲-۲۲: تاریخچه زمانی نشست در زیر پی و حالت بدون سربار ۵۰

شکل ۳-۱ سطوح تسلیم مخروطی در محیط تنش های موثر اصلی ۵۵

شکل ۳-۲ صفحات تسلیم Lade-Duncan در فضای تنش های اصلی ۵۵

شکل ۳-۳ نمایش یک طرح کلی از الگوی تنش موثر یک مدل زهکشی نشده و واکنش تنش-کرنش برشی

..... ۵۶

شکل ۳-۴: شمای کلی باکس خاک ۶۳

شکل ۳-۵: مش بندی مدل ۶۴

شکل ۳-۶: مقایسه نشست در دو مدل با تعداد گره های متفاوت ۶۴

شکل ۳-۷: شتاب نگاشت اعمالی به مدل ۶۵

- شکل ۳-۸: جایگذاری فنرها و اتصال به گره‌های هم مختصات خاک ۶۶
- شکل ۳-۹: فنرهای زیر پی با سختی های متفاوت ۶۶
- شکل ۳-۱۰: پی با کف الاستیک و عدم حرکت جانبی ۶۷
- شکل ۳-۱۱: شتاب نگاشت اعمالی در جهت افقی به مدل (راستی آزمایی) ۶۸
- شکل ۳-۱۲: مقایسه تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی مدل عددی و آزمایشگاهی در عمق ۱/۲۵ متری ۶۹
- شکل ۳-۱۳: مقایسه تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی مدل عددی و آزمایشگاهی در عمق ۲/۵ متری ۶۹
- شکل ۳-۱۴: مقایسه تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی مدل عددی و آزمایشگاهی در عمق ۵ متری ۷۰
- شکل ۳-۱۵: مقایسه تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی مدل عددی و آزمایشگاهی در عمق ۷/۵ متری ۷۰
- شکل ۴-۱: نمودار اضافه فشار آب حفره ایی در اعماق مختلف در حالت بدون سربار برای لایه خاک میانی با تراکم ۳۰ درصد ۷۳
- شکل ۴-۲: نمودار اضافه فشار آب حفره ایی در اعماق مختلف در زمین زیر پی برای لایه خاک میانی با تراکم ۳۰ درصد ۷۴
- شکل ۴-۳: نمودار نسبت اضافه فشار آب حفره ایی در اعماق مختلف در زمین حالت بدون سربار برای لایه خاک میانی با تراکم ۳۰ درصد ۷۵

شکل ۴-۴: نمودارهای مقایسه ای اضافه فشار آب حفره ایی در زیر پی در عمق های a: ۲ متر، b: ۴ متر..... ۷۶

شکل ۴-۴ (ادامه): نمودارهای مقایسه ای اضافه فشار آب حفره ایی در زیر پی در عمق c: ۱۸ متر..... ۷۷

شکل ۴-۵: نمودارهای مقایسه ای اضافه فشار آب حفره ایی در حالت بدون سربار در عمق های a: ۲ متر، b: ۱۸ متر..... ۷۸

شکل ۴-۶: نمودار تغییرات نشست در زیر پی در تراکم های نسبی مختلف ۸۰

شکل ۴-۷: مقایسه نشست زیر پی در تراکم های مختلف لایه خاک میانی ۸۱

شکل ۴-۸: زوایای اتساع در تراکم های مختلف لایه خاک میانی در عمق دومتری زیر پی ۸۱

شکل ۴-۹: نمودار زاویه اتساع وابسته به تراکم ۸۲

شکل ۴-۱۰: تغییرات نشست بر حسب زاویه اتساع در تراکم های مختلف ۸۳

شکل ۴-۱۱: تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی برای لایه میانی با تراکم ۴۰ درصد در زیر پی ۸۶

شکل ۴-۱۲: تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی برای لایه میانی با تراکم ۵۰ درصد در زیر پی ۸۷

شکل ۴-۱۳: تغییرات نسبت اضافه فشار آب حفره ایی برای لایه میانی با تراکم ۴۰ درصد در زیر پی..... ۸۷

شکل ۴-۱۴: تغییرات نسبت اضافه فشار آب حفره ایی برای لایه میانی با تراکم ۵۰ درصد در زیر پی..... ۸۸

شکل ۴-۱۵: تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی برای لایه میانی با تراکم ۴۰ درصد در حالت بدون سربار ۸۸

شکل ۴-۱۶: تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی برای لایه میانی با تراکم ۵۰ درصد در حالت بدون سربار

۸۹.....

شکل ۴-۱۷: نسبت تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی برای لایه میانی با تراکم ۴۰ درصد در حالت بدون

سربار..... ۸۹.....

شکل ۴-۱۸: نسبت تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی برای لایه میانی با تراکم ۵۰ درصد در حالت بدون

سربار..... ۹۰.....

شکل ۴-۱۹: نمودار تغییرات نشست برای لایه میانی با تراکم ۴۰ درصد..... ۹۱.....

شکل ۴-۲۰: نمودار تغییرات نشست برای لایه میانی با تراکم ۵۰ درصد..... ۹۱.....

فهرست جداول

- جدول ۱-۲: داده‌های تاثیرگذار بر روانگرایی لرزه‌ایی ۲۰
- جدول ۱-۳: روابط پارامترهای PDMY ۶۰
- جدول ۲-۳: مشخصات ماسه نوادا با تراکم ۴۰ درصد (ARULMOLI ET AL,1992)..... ۶۸
- جدول ۱-۴: مقادیر پارامترهای اتساع در تراکم‌های مختلف..... ۸۳
- جدول ۲-۴: زاویه اتساع و اصطکاک و نشست در تراکم‌های مختلف..... ۸۴

فصل ۱: مقدمه

۱-۱- مقدمه

خاک‌های ماسه ایی در صورت اشباع بودن و عدم امکان خروج سریع اضافه فشار آب حفره ایی ناشی از وقوع زلزله، دچار پدیده روانگرایی می‌شوند. وقوع پدیده روانگرایی در خاک‌های ماسه‌ای سست اشباع از جمله عوامل اصلی تخریب سازه‌ها و زیر ساخت های شهری و صنعتی است. از این رو در نظر گیری این پدیده در محاسبات مربوط به طراحی و شناسایی خاک‌های مستعد وقوع روانگرایی ضروری به نظر می‌رسد. روانگرایی پدیده‌ای است که اغلب در ماسه‌های ریز تا متوسط به وقوع می‌پیوندد. مکانیزم اساسی روانگرایی در لایه‌های ماسه‌ای اشباع و سست، افزایش تدریجی فشار آب منفذی در اثر اعمال تنش‌های سیکلی حاصل از انتشار موج برشی زلزله می‌باشد. اگر خاک ماسه ایی سست تحت اثر بارهای لرزه ایی قرار بگیرد، ممکن است فشار منفذی برابر با تنش مؤثر بین ذرات شود و در این لحظه نیروهای بین ذرات از بین رفته و ذرات بصورت معلق و غوطه ور در می‌آیند. که باعث وقوع پدیده روانگرایی می‌شود.

در اثر پدیده روانگرایی ممکن است سازه‌ها روی زمین در خاک فرو روند یا کج شوند، سازه‌های سبک مدفون در خاک مثل خطوط لوله بالا بیایند، خاک گسترش جانبی پیدا کند و به سازه‌های ساحلی آسیب برساند، چاههای آب پر شوند و . . . نمونه‌هایی از این خرابی در زلزله‌های سال ۱۹۶۴ میلادی نیگاتای ژاپن، زلزله سال ۱۹۳۸ میلادی کوبه ژاپن و زلزله سال ۱۳۶۹ منجیل ایران رخ داده است.

۱-۱-۱- مخاطرات ژئوتکنیکی در حین زلزله

در هنگام وقوع زمین لرزه، علاوه بر آسیب‌های وارد بر سازه، آسیب‌های دیگری نیز ممکن است به خاک زیر پی وارد شود. عمده‌ترین این خسارات عبارتند از: تحمیل نشستهای اضافی بر سازه، لغزش شیروانی‌های خاک، روانگرایی خاک، گسیختگی: (گسترش جانبی افت ظرفیت باربری شکست گسل‌ها) و جوشش ماسه که تمامی این حالات انهدام پی سازه را به همراه خواهد داشت. بررسی زلزله‌های پیشین

نشان داده است که عمده خرابیهای ایجاد شده در حین زلزله بر اثر روانگرایی خاکهای ماسه‌ای بوده است. (باقری، محمدعلی و سعید کوچکی زاد، ۱۳۸۲)

۱-۱-۲-عوامل مؤثر بر روانگرایی

۱-۱-۲-۱-عوامل مربوط به خاک:

- ۱-تنش‌های برشی سیکلی
- ۲-ویژگی‌های میرایی
- ۳-ویژگی دانه بندی و دانه‌ها
- ۴- دانسیته نسبی اولیه
- ۵- بافت خاک (روش و نوع شکل گرفتن دانه‌های خاک)

۱-۱-۲-۲-عوامل محیطی:

- ۱-تاریخچه زلزله خیزی منطقه
- ۲-تاریخچه زمین شناسی (سن، سمانتاسیون)
- ۳-ضریب فشار جانبی خاک
- ۴-سربار مؤثر اولیه

۱-۱-۲-۳-عوامل مربوط به زلزله:

- ۱-بزرگی زلزله
 - ۲-مدت دوام زلزله. (باقری، محمدعلی و سعید کوچکی زاد، ۱۳۸۲)
- در سال ۱۹۹۸ با استفاده از مدل‌های آزمایشگاهی و عددی، جمل و همکاران، ثابت کرده‌اند که هنگام

روانگرایی خاک‌های با دانسیته بالا، اثری مقامتی بر تنش‌های برشی وجود دارد که می‌تواند به طور مستقل مورد ارزیابی قرار گیرد. این اثر را می‌توان با بررسی اتساع خاک در نظر گرفت. (Elgamal et al. 1998)

۱-۲- سابقه موضوع

تحلیل و بررسی شاخصه‌های روانگرایی و خسارت‌های وارده به خاک و فنداسیون در طول ۱۲ زلزله‌ای که در اوایل قرن بیست و یکم حادث شده منتهی به نتایج زیر شده است:

۱- روانگرایی که در زلزله‌ها رخ می‌دهد معمولاً همراه با جوشش ماسه، ترک‌های زمین و گسترش جانبی می‌باشد. جوشش ماسه هنگام روانگرایی به دو دسته (۱) آتشفشان ماسه‌ای و (۲) فوران سنگدانه‌ها از داخل ترک‌های بوجود آمده، تقسیم می‌شود. ترک زمین تقریباً در هر زلزله به عنوان یک نتیجه از توزیع نابرابر مصالح در لایه‌های بالایی خاک رخ می‌دهد. میزان گسترش جانبی به طور معمول دارای یک جهت ثابت، عمدتاً به موازات مسیر رودخانه می‌باشد (Aydin و همکاران ۲۰۰۹)

۲- پدیده‌های مختلف روانگرایی که در طول زمین لرزه‌های اوایل قرن بیستم مشاهده شده است شامل روانگرایی در مناطق با شدت لرزه‌ای متوسط، روانگرایی خاک‌های دانه‌ای، روانگرایی در عمق خاک‌های شنی، روانگرایی مجدد در پس لرزه‌ها و رفتار مایع مانند خاک شنی غیر اشباع می‌باشد. علاوه بر این ممکن است ماسه‌های اشباع و سیلت، خاک‌های شنی و خاک‌های ماسه‌ای غیر اشباع هنگام زمین لرزه روانگرا شوند. حداکثر عمق روانگرایی خاک تا ۲۰ متر مشاهده شده که در زمین لرزه Wenchuan در سال ۲۰۰۸ رخ داده است (Yuan و همکاران ۲۰۰۹). و همچنین نتایج

آزمایش سانتریفیوژ ثابت کرده است که لایه‌های ماسه‌ای با دانسیته متوسط در عمق بیش از ۳ متر می‌تواند روانگرا شود (Gonzalez و همکاران ۲۰۰۵). نتایج مدل‌های آزمایشگاهی نشان می‌دهند که خاک‌های روانگرا شده در پس لرزه‌ها دوباره روانگرا می‌شوند.

۳- خسارت ناشی از روانگرایی در خاک و فنداسیون بر اساس تغییر شکل‌های فنداسیون به (۱) خسارت ناشی از فرونشست زمین (Huang و Jiang ۲۰۱۰) (۲) خسارت ناشی از گسترش جانبی (Wotherspoon و همکاران ۲۰۱۲) و (۳) خسارت ناشی از رانش زمین (Villalobos و همکاران ۲۰۱۱) دسته بندی شده است. فرونشست غیر یکنواخت که به عنوان یک نتیجه از شرایط زمین شناسی ناهموار رخ می‌دهد، منجر به چرخش و شکست ساختمان و سازه می‌شود. آسیب ناشی از گسترش جانبی عمدتاً در دشت‌های سیلابی مجاور به رودخانه‌ها و یا دریا‌های با شیب ملایم رخ می‌دهد، و باعث خسارت قابل توجهی به ساختارهای مجاور می‌شود. ترکیب اثر افزایش خاصیت شناوری لوله‌های مدفون (آب و گاز) و کاهش مقاومت برشی خاک در خاکریز های روانگرا شده، بالا زدگی لوله‌های آب و گاز در هنگام زلزله را موجب می‌شود.

۱-۴- ضرورت انجام تحقیق

تاکنون محققان زیادی اثر پارامترهای مختلف بر نشست ناشی از روانگرایی را مورد بررسی قرار داده‌اند. یکی از پارامترهای مؤثر، اثر مقاومتی اتساع می‌باشد که تاکنون مورد بررسی قرار نگرفته است. در این تحقیق سعی شده است اثر اتساع با در نظر گرفتن متغیرهای مؤثر بر آن (تراکم نسبی و تنش‌های همه جانبه) در هنگام روانگرایی ارزیابی شود.

تحقیقات صورت گرفته بر روی خاک‌های روانگرا، ثابت کرده است که یک مکانیزم تغییر شکل برشی سیکلی مشخصی در این مکان‌ها وجود دارد. گزارشات ثبت شده از مکان‌های لرزه خیز، تأثیر اتساع اسکلت

خاک بر روی تغییر شکل برشی سیکلی زمین در هنگام روانگرایی را نشان می‌دهد.

در تحقیقاتی که جمل و همکارانش در سال ۱۹۹۸ درباره اثر اتساع بر روی روانگرایی انجام داده‌اند به این نتیجه رسیده‌اند که اتساع باعث افزایش مقاومت برشی خاک در هنگام روانگرایی می‌شود، که تاثیرات زیر را در پی دارد:

۱- کاهش اضافه فشار آب حفره‌ای

۲- تأثیر بر روی شتاب جانبی

۳- بازدارندگی قوی بر روی شدت تنش‌های دائمی و سیکلی انباشته شده (Elgamal et al. 1998)

۱-۵- روش تحقیق

در این مطالعه از روش اجزا محدود و با استفاده از نرم افزار کد باز OpenSees مدلسازی صورت پذیرفته است. مدل بصورت دو بعدی می‌باشد. باکس خاک شامل خاک چند لایه و یک پی در مرکز باکس تحت اثر زلزله در محیط نرم افزار OpenSees مدل شده است و نتایج حاصل از این مدلسازی نیز مورد بحث و بررسی قرار گرفته‌اند. مطالعات پیشین با استفاده از گوگل اسکالر و سیویلیکا و همچنین مطالعات کتابخانه ای جمع آوری شده است. لازم به ذکر است جهت اطمینان از صحت انجام مدلسازی، یک مدل آزمایشگاهی بطور مستقل مدل شده است و نتایج عددی با خروجی‌های آزمایشگاهی مقایسه شده‌اند.

۱-۶- ساختار پژوهش

در فصل اول بطور مختصر به بیان مسئله، سابقه موضوع، ضرورت انجام تحقیق، روش تحقیق و در نهایت ساختار پژوهش پرداخته شده است.

در فصل دوم این پایان نامه، در ابتدا پدیده روانگرایی تعریف شده است، تاریخچه پدیده روانگرایی و

برخی موارد برجسته روانگرایی ناشی از زلزله در ادامه ارائه شده است. سپس عوامل مؤثر بر پدیده روانگرایی و مطالعات انجام شده بر نشست ناشی از روانگرایی مورد بحث قرار گرفته است. پدیده اتساع و برخی پژوهش‌های انجام شده در رابطه با اتساع در پدیده روانگرایی نیز در این فصل بررسی شده است.

در فصل سوم نحوه مدلسازی، شتاب اعمالی به مدل، مدل ساختاری و روابط مورد استفاده ارائه شده است. در ابتدا تئوری محیط‌های متخلخل اشباع مورد بررسی قرار گرفته است. سپس روابط مربوط به زاویه اتساع و ارتباط آن با تراکم و تنش شرح داده شده است. نوع خاک مورد استفاده و پارامترهای مربوط به آنها در ادامه قرار داده شده است. المان بندی، نوع بارگذاری و شرایط مرزی نیز همراه با شکل‌ها ارائه شده است. در ادامه در مورد مدل و نوع فونداسیون و نحوه قرار گیری آن بر روی خاک بحث شده است. در انتها نتایج راستی آزمایی مدلسازی عددی با یک مدل معتبر آزمایشگاهی ارائه شده است.

در فصل چهارم در ابتدا تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی و σ_u در تراکم‌های مختلف و در اعماق مختلف مورد بحث و بررسی قرار گرفته است. سپس نشست در تراکم‌های مختلف محاسبه شده است. تغییرات زاویه اتساع در تراکم‌های مختلف در یک نمودار شرح داده شده است و در نهایت تغییر نشست در زوایای اتساع وابسته به تراکم خاک نشان داده شده است. در مرحله دوم سعی شده است تا تأثیر تغییر پارامترهای اتساع بر نشست و تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی و σ_u نشان داده شود.

در فصل پنجم، جمع بندی نتایج حاصل از فصل چهارم می‌باشد و پیشنهادها لازم برای تحقیقات بعدی در رابطه با این موضوع، است.

فصل دوم: مروری بر مطالعات گذشته

۲-۱- مقدمه

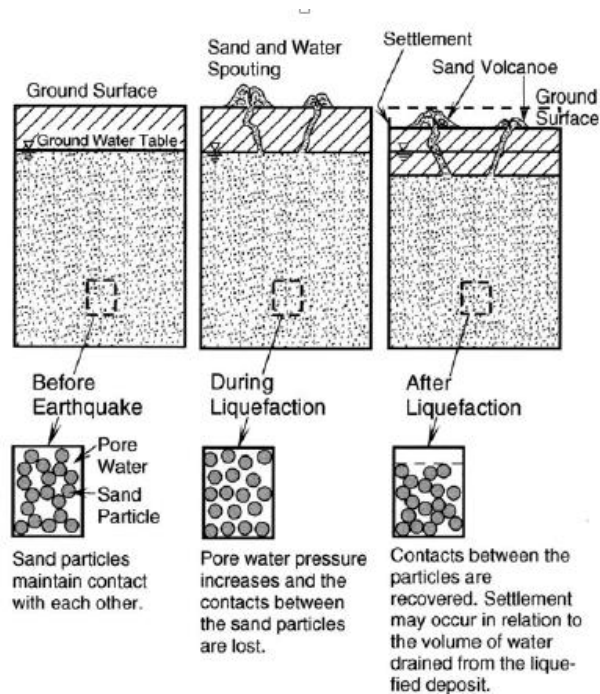
در این فصل ابتدا پدیده روانگرایی و مکانیزم وقوع آن مورد بحث قرار گرفته است، سپس به صورت اجمالی به تاریخچه روانگرایی پرداخته شده است. در ادامه اتساع معرفی شده است و مطالعات انجام گرفته در این زمینه و ارتباط آن با پتانسیل روانگرایی و تراکم نسبی و نشست ارائه شده است. همچنین برخی از مهمترین مطالعات انجام شده بر محاسبه نشست ناشی از روانگرایی مورد توجه قرار گرفته است.

۲-۲- روانگرایی

مصالح دانه ایی تحت بارهای لرزه ایی تمایل به فشردگی دارند، در توده های اشباع به علت وجود سیال حفره ایی، عدم زهکشی خاک و کوتاه بودن زمان بارگذاری، از تمایل کاهش حجم توده خاک دانه ایی جلوگیری می شود، در نتیجه فشار سیال حفره ایی افزایش می یابد و این افزایش فشار سیال حفره ایی به کاهش تنش مؤثر (همان طور که در معادله ۱-۲ نشان داده شده است) و خصوصاً در خاک های بدون چسبندگی به کاهش مقاومت برشی منجر می شود (Jefferies & Been, 2015).

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

این پدیده که در اصطلاح به آن روانگرایی خاک گفته می شود، به صورت کلی در شکل (۱-۲) نشان داده شده است. همان طور که در شکل (۱-۲) مشاهده می شود، روانگرایی در حین زلزله به دلیل نبود امکان زهکشی سریع اضافه فشار آب حفره ایی ایجاد شده ناشی از بار دینامیکی رخ می دهد، نشست ناشی از روانگرایی پس از زلزله و با زهکشی این مقدار اضافه فشار آب حفره ایی رخ می دهد که معمولاً با پدیده جوشش ماسه همراه است.



شکل ۱-۲: شکل‌گیری پدیده روانگرایی (نشریه شماره ۵۲۵، ۱۳۹۱)

مقاومت خاک‌های دانه‌ای ناشی از برآیند مقاومت اصطکاکی میان ذرات خاک است. در هر عمقی از زمین، قبل از وقوع زلزله، بخشی از وزن خاک و دیگر بارهای روی آن، توسط نیروهای میان ذرات خاک و بخشی دیگر به وسیله آب تحمل می‌شود. هنگامی که خاک سست تحت زلزله قرار می‌گیرد، گرایش به متراکم شدن دارد. وجود آب در میان منافذ سبب می‌شود تا این کاهش حجم به دلیل زهکشی تدریجی و کند به سرعت رخ ندهد، در نتیجه با ادامه‌ی زلزله، وزن سربار بالایی بیش‌تر و بیش‌تر به آب منفذی منتقل می‌شود و نیروی بین ذرات خاک کمتر می‌شود، در انتها فشار آب منفذی ممکن است به حدی برسد که موجب شود آب با شکافتن لایه‌های بالایی جهش نماید و تمام وزن مصالح فوقانی به آب منفذی منتقل شود. در این شرایط، خاک روانگرا شده به صورت یک سیال غلیظ رفتار می‌نماید و ممکن است جابه‌جایی‌های بزرگ در زمین رخ دهد. این وضعیت روانگرایی تا زمانی که اضافه فشار آب منفذی دوباره زهکشی گردد و تماس

میان ذرات خاک ایجاد گردد ادامه خواهد یافت. در اثر این فرآیند برخی لایه‌ها در زمین متراکم می‌شوند و نشست‌های اغلب نامتقارن بر روی زمین مشاهده می‌شود. لایه‌های دیگر در شرایط خیلی سست باقی مانده و در معرض روانگرشدن مجدد در طی زلزله‌های آینده هستند. (نشریه شماره ۵۲۵، ۱۳۹۱)

۲-۳- تاریخچه پدیده روانگرایی

پدیده روانگرایی و اثرات مرتبط با آن در بسیاری از زلزله‌های گذشته مشاهده شده است. پیشینه‌ی آشنایی با روانگرایی به چندین دهه‌ی قبل بازمی‌گردد و مسیر درک هرچه بهتر این پدیده، از دیدگاه تاریخی، از میان مطالعات موردی وقوع این پدیده در محل عبور نموده است. با این وجود، قابل توجه‌ترین مشاهدات به دست آمده از وقوع روانگرایی، موارد مربوط به زلزله‌ی سال ۱۹۶۴ شهر نیگاتا ژاپن است. این زلزله، نمونه‌های متعددی از روانگرایی در مناطق پست منطقه نیگاتا، به خصوص در امتداد رودخانه‌ی شینانو (Shinano) ایجاد کرد. وقوع روانگرایی گسترده در نیگاتا، به همراه روانگرایی قابل توجه مشاهده شده در زلزله‌ی آلاسکا در همان سال، باعث شناخت پدیده‌ی روانگرایی خاک، به عنوان یک خطر لرزه‌ای مهم شد. از سوی دیگر، با توجه به این که برخی نواحی کشورمان نیز این پدیده را در طی زلزله‌های گذشته تجربه نموده‌اند، آشنایی با نوع و میزان خسارت‌های وارد به ساختمان‌ها و تأسیسات موجود در اثر رخداد روانگرایی خاک، لزوم توجه جدی‌تر متخصصان ژئوتکنیک را به این پدیده روشن می‌سازد. (Kawasumi Hiroshi, 1968)

در طی زلزله‌های گذشته، خسارت‌های وارد به شهرهای پیشرفته همواره قابل توجه بوده است. زلزله لوما پریتا (Loma Prieta) در سال ۱۹۸۹ با بزرگای گشتاوری ۷/۱ و همچنین زلزله نورث‌ریدج (Northridge) در سال ۱۹۹۴ با بزرگای گشتاوری ۶/۴، به ترتیب در حدود ۸ و ۲۰ میلیارد دلار آمریکا خسارت به بار آوردند. ضررهای مالی ناشی از زلزله کوبه (Kobe) در سال ۱۹۹۵ با بزرگای گشتاوری ۷/۲ بیش از ۱۰۰

میلیارد دلار تخمین زده شد. به علاوه زیان‌های مالی ناشی از زلزله‌ی آلاسکا در سال ۱۹۶۴ با بزرگای گشتاوری ۹/۲ نیز، بیش از ۳۰۰ میلیون دلار آمریکا برآورد شد. توجه به این نکته ضروری است که بخش عمده‌ای از این آسیب‌های مالی در پی تغییر مکان‌های ناشی از روانگرایی به وجود آمده است. (Kawasumi, 1968)

مطالعه‌ی تاریخچه‌های موردی، مزایای بسیاری را در ارتباط با درک شرایطی که تحت آن روانگرایی به وقوع می‌پیوندد و همچنین اثراتی که این پدیده بر روی سازه‌ها و تأسیسات می‌تواند داشته باشد، ایجاد می‌نماید. با وجود این که در طی زلزله‌های متعدد گذشته، پدیده‌ی روانگرایی در بسیاری از ساختگاه‌ها مشاهده شده است، در حقیقت تنها نمونه‌های اندکی از تاریخچه‌های موردی وجود دارد که در آن‌ها تمام اطلاعاتی را که یک مهندس ژئوتکنیک برای تحلیل‌های دقیق بدان نیاز دارد در دسترس است.

تاریخچه‌های موردی ذکر شده به همراه موارد دیگر، از یک سو در ایجاد مبنایی محکم برای پایه‌گذاری روش‌های تجربی ارزیابی خطر روانگرایی، که به‌طور معمول در شیوه‌های رایج مهندسی ژئوتکنیک مورد استفاده قرار می‌گیرد، مفید هستند. از سوی دیگر تحلیل دقیق این تاریخچه‌های موردی، بینشی مهم نسبت به سازوکار روانگرایی خاک ایجاد نموده است که در گسترش روش‌های اصلاح‌شده‌ی پیش‌بینی عملکرد ضروری است. (نشریه شماره ۵۲۵، ۱۳۹۱).

۲-۳-۱- زلزله کوبه، ۱۹۹۵

در هفدهم ژانویه سال ۱۹۹۵ زلزله‌ی Kobe (کوبه) یا Hyogoken-Nanbo کلانشهر کوبه و حومه آن را لرزاند. این زلزله ناحیه‌ای وسیع شامل شهرهای بزرگ کوبه و اوزاکا به همراه شهرهای اقماری اطراف آنها را که مراکز صنعتی، تجاری و فرهنگی غرب ژاپن را تشکیل میدادند، تحت تاثیر قرار داد. زلزله کوبه پس از زلزله Kanto که در سال ۱۹۲۳ شهرهای توکیو و یوکوهاما را لرزاند، مخرب‌ترین زلزله در ژاپن

بود. مرکز زلزله در ۲۰ کیلومتری جنوب غربی مرکز شهر کوبه بین شمال شرقی جزیره Awaji و خشکی مرکزی ژاپن واقع بود. مرکز زلزله کوبه در عمق ۱۴ کیلومتری و بزرگای گشتاوری آن برابر با ۲/۷ تخمین زده شد.

منطقه کوبه خسارات شدیدی را در طی زلزله سال ۱۹۹۵ متحمل شد. مرکز شهر کوبه در فاصله ۲۰ کیلومتری از گسیختگی اولیه قرار داشت. فعالیت گسل نزدیک، حرکات شدید لرزه‌ای را به وجود آورد؛ که در طی این رویداد، چهار گسیختگی عمده متوالی رخ داد. راستای گسیختگی به سمت مرکز شهر کوبه یعنی محل انباشتگی انرژی لرزه‌ای بود. به دلیل اثر را ستا، نیمرخ‌های سرعت حرکات زلزله دامنه بزرگی در مدت زمان کوتاه داشتند. به عنوان مثال سرعت در منطقه Takatori در غرب کوبه به ۱۷۵ سانتیمتر بر ثانیه رسید. نکته دیگر این که اثر ساختگاه محلی در بزرگ‌نمایی حرکات لرزه‌ای مشارکت داشت. مثلاً مقدار بیشینه شتاب زمین در ساختگاه‌های رسوبی کوبه Nishinimya 0.8g رسید حال آن که این مقدار در ساختگاه‌های سنگی از 0.3g فراتر نرفت. روانگرایی خاک در جزایر مصنوعی و زمینهای رسوبی کم ارتفاع کوبه و نواحی مجاور آن با وسعت زیادی به وجود آمد. این پدیده منجر به خرابی قابل توجه سازه‌های شریانهای حیاتی و تعداد زیادی از تاسیسات بنادر شد. خرابی‌های رخ داده نیاز به تجدیدنظر در روشهای موجود ارزیابی پتانسیل روانگرایی در خاکهای ماسه‌ای و شنی حاوی ریزدانه را آشکار ساخت. (نشریه شماره ۵۲۵، ۱۳۹۱)

در طی این زمین لرزه جزیره Port Island خسارات شدیدی را در امتداد محیط خود متحمل شد. روانگرایی در داخل جزیره سبب بروز تغییر شکل‌های سطحی، ترک خوردگی زمین و جوشش ماسه شد. عملکرد کلی سازه‌ها نسبتاً قابل قبول بود، اما نشست زمین مشکلاتی را در عملکرد پی‌ها به وجود آورد. برخی سازه‌های متکی بر شمع از روی سطح زمین بلند شدند در حالی که پی آنها همچنان دست‌نخورده

باقی مانده بود. تعدادی از سازه‌های کوچک قرار گرفته بر روی پی‌های سطحی در اثر نشست نامتقارن دچار دوران جزئی شدند. (نشریه شماره ۵۲۵، ۱۳۹۱)

۲-۴- سازکار روانگرایی

در حین زلزله سرعت اعمال بارهای دینامیکی 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 سیکلی و تحت شرایط زهکشی نشده بارگذاری می‌شوند و بارهای سیکلی، مقاومت برشی و سختی خاک را کاهش می‌دهند. در خاک‌های درشت‌دانه فشار آب منفذی دینامیکی ایجاد شده منجر به کاهش تنش مؤثر در حد صفر گردیده و در نتیجه باعث ایجاد روانگرایی ناشی از زلزله می‌شود (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 پایدار استاتیکی بدین صورت است:

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

که در رابطه (۲-۲) σ'_{z0} و σ_{z0} به ترتیب تنش اولیه مؤثر قائم و تنش کل هستند و $u_0 = \gamma_w \times z$ 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 $(u_0 + \Delta u_d) = \sigma_{z0}$ ایجاد شود، تنش مؤثر قائم در خاک برابر با صفر خواهد شد و خاک به صورت یک سیال روان درخواهد آمد. در رابطه (۳-۲) تنها شرایط یک بعدی در نظر گرفته شده است، حال اگر تمام تنش ها در سه بعد در نظر گرفته شوند می توان معادله را در قالب نامتغیرهای تنش به صورت رابطه (۴-۲) 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، تنسورهای تنش مؤثر و تنش کل در سه بعد می باشند. روانگرایی دینامیکی هنگامی اتفاق می افتد که رابطه $(u_0 + \Delta u_d) = P$ برقرار گردد. هنگامی که روانگرایی اتفاق می افتد، خاک مقاومت خودش را از دست می دهد و مقاومت لزج جایگزین می شود (نشریه شماره ۵۲۵، ۱۳۹۱).

در قسمت قبل یک توده ای خاک همگن با فرض این که حرکت لرزه ایی موجب کرنش و تنش یکنواخت شود در نظر گرفته شده است، اما مشخص است که در واقعیت، خاک ها نا همگن هستند و حرکت لرزه ایی، تنش و کرنش یکنواختی را به خاک اعمال نمی کند. نتیجه این خواهد بود که برخی قسمت های خاک، گرایش به تراکم دارند، در حالی که دیگر بخش ها، تمایل به انبساط دارند. اختلاف در فشار آب منفذی اضافه، گرادیان فشار آب منفذی را به وجود آورده و تراوش اتفاق خواهد افتاد. مؤلفه ی رو به بالای نیروی جریان آب (تراوش) j_z منجر به کاهش تنش مؤثر می شود (نشریه شماره ۵۲۵، ۱۳۹۱).

$$\sigma'_z = \sigma_{z0} - u_0 - \Delta u_d - j_z \times z \quad (5-2)$$

که در رابطه (۵-۲) $j_z = i \times \gamma_w$ که i گرادیان هیدرولیکی و z طول مسیر تراوش قائم است. در حالی 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 گردند (نشریه شماره ۵۲۵، ۱۳۹۱).

۲-۵-انواع روانگرایی

۲-۵-۱-روانگرایی جریانی

روانگرایی جریانی تنها مختص خاک‌هایی است که در وضعیت نرم شوندگی کرنشی قرار دارند. روانگرایی جریانی نیاز به پاسخ نرم شوندگی کرنشی تحت بارگذاری زهکشی نشده دارد که در این شرایط بارگذاری منجر به تنش برشی و تنش مؤثر ثابت می‌شود، همچنین نیازمند تنش‌های برشی با مقادیر بزرگتر از مقاومت برشی زهکشی نشده حداقل یا نهایی است. شایان توجه است که هر دو نوع بارگذاری یک سویه و سیکلی می‌توانند منجر به شروع روانگرایی جریانی شوند. برای شکست یک سازه خاکی نظیر شیروانی باید حجم زیادی از مصالح در وضعیت نرم شوندگی کرنشی قرار گیرد. بسته به خصوصیات مصالح و هندسه زمین، شکست حاصل می‌تواند لغزشی یا جریانی باشد. تغییرمکان به وجود آمده در اثر عوامل دورنی بوده و می‌توانند پس از وقوع سازوکار تحریک روانگرایی اتفاق بیفتند. روانگرایی جریانی می‌تواند در هر خاک اشباع کم ثبات مثل رسوبات دانه ابی سست، رس‌های بسیار حساس و رسوبات رس‌های سیلت دار رخ دهد. (Kramer, 1996)

۲-۵-۲-روانگرایی سیکلی

روانگرایی سیکلی هنگامی رخ می‌دهد که تنش‌های برشی ایستایی درجا در مقایسه با تنش‌های برشی سیکلی کوچک باشند. روانگرایی سیکلی نیاز به بارگذاری سیکلی زهکشی نشده کافی دارد تا در شرایط رسیدن به تنش‌های مؤثری معادل صفر پدید آید. در طی روانگرایی سیکلی، در نقطه تنش مؤثر صفر هیچ گونه تنش

برشی وجود ندارد. زمانی که تنش برشی پدید می‌آید، به علت تمایل به اتساع، فشار آب منفذی افت می‌کند، اما ممکن است یک پاسخ بسیار نرم تنش-کرنش اولیه پدید آید و منجر به تغییر شکل‌های بزرگ شود. روانگرایی سیکلی تقریباً در کلیه خاک‌های ماسه‌ای اشباعی که تحت بارگذاری سیکلی با بزرگا و مدت کافی قرار دارند، رخ می‌دهد. ممکن است خاک‌های رسی نیز روانگرایی سیکلی را تجربه کنند اما تغییر شکلها به علت وجود مقاومت چسبندگی در تنش مؤثر صفر کوچک خواهند بود. (Seed and Arango, 1983)

۲-۶- عوامل مؤثر بر وقوع روانگرایی

با اینکه مکانیزیم روانگرایی به خوبی شناخته شده است اما مشکل پیش بینی خطرات روانگرایی هنوز به طور کامل حل نشده است که ناشی از متفاوت بودن فاکتورهای تاثیرگذار است و روابط بین این فاکتورها در طبیعت بشدت غیرخطی است. امروزه، تعداد زیادی روش تشخیص برای روانگرایی خاک وجود دارد. از جمله برخی از مطالعات می‌توان به Baziara و همکاران در سال ۲۰۰۳ اشاره کرد که بزرگی، اندازه دانه‌ها، تنش مؤثر قائم، حداکثر شتاب زمین و مقاومت مخروط را که با استفاده از روش شبکه عصبی صورت گرفته است را برای پیش بینی پتانسیل روانگرایی خاک انتخاب کردند. Samui و همکاران در سال ۲۰۱۱ تنش مؤثر، نوع خاک، سرعت موج برشی، حداکثر شتاب افقی و بزرگی زمین لرزه را با استفاده از روش ماشین وکتور (support vector machine) برای پیش بینی پتانسیل روانگرایی خاک انتخاب کردند. Xue & Yang در سال ۲۰۱۴ بزرگی زلزله، تعداد ضربات نفوذ استاندارد، سطح آب زیرزمینی و قطر متوسط گمانه را با استفاده از روش ارزیابی پیچیده فازی (fuzzy) به منظور پیش بینی پتانسیل روانگرایی خاک انتخاب کردند. Bagheripour و همکاران در سال ۲۰۱۲ به وسیله روش الگوریتم ژنتیک و با انتخاب بزرگی زلزله، شتاب اوج زمین، تنش مؤثر عمودی و تعداد ضربات نفوذ استاندارد، پتانسیل روانگرایی را پیش بینی کردند. Lai و همکاران در سال ۲۰۰۶ با ایجاد یک مدل رگرسیون منطقی ساده برای ارزیابی احتمال روانگرایی با استفاده

از مقاومت نرمالایز شده نفوذ مخروط و شاخص‌های نوع رفتار خاک اقدام کردند. هر چند اکثریت قریب به اتفاق روش‌ها، تنها تعداد اندکی از فاکتورهای مؤثر را برای روانگرایی خاک در نظر گرفته بودند. حتی بدون در نظرگیری برخی از پارامترهای عمده و یا انتخاب پارامترهای غیر مستقیم منجر به انحراف نتایج از شرایط واقعی خواهد شد. (Tang et al. 2016)

در گذشته تلاش‌هایی به منظور شناسایی پارامترهای عمده روانگرایی خاک صورت گرفته است. Dalvi و همکاران در سالهای ۲۰۱۲ و ۲۰۱۳ روش AHP یا پروسه سسله مراتب آنالیز و روش آنتروپی را به منظور شناسایی پارامترهای عمده تاثیرگذار از میان ۱۶ فاکتور روانگرایی خاک مورد استفاده قرار دادند. Zhu در سال ۱۹۸۰ در حدود ۱۵ فاکتور تاثیرگذار بر روانگرایی خاک را انتخاب کرد و اهمیت وابستگی آنها را با روش‌های آماری ریاضی مورد بررسی قرار داد. Sheng در سال ۲۰۱۲ به طور جداگانه از روش AHP و تئوری Roughset به منظور محاسبه ارزش واقعی فاکتورها برای روانگرایی خاک استفاده کرد. بعد از مقایسه جامع ارزش فاکتورها مشخص شد که پارامترهای لرزه‌ای از سایر پارامترها دارای اهمیت بیشتری می‌باشند. (Tang et al. 2016)

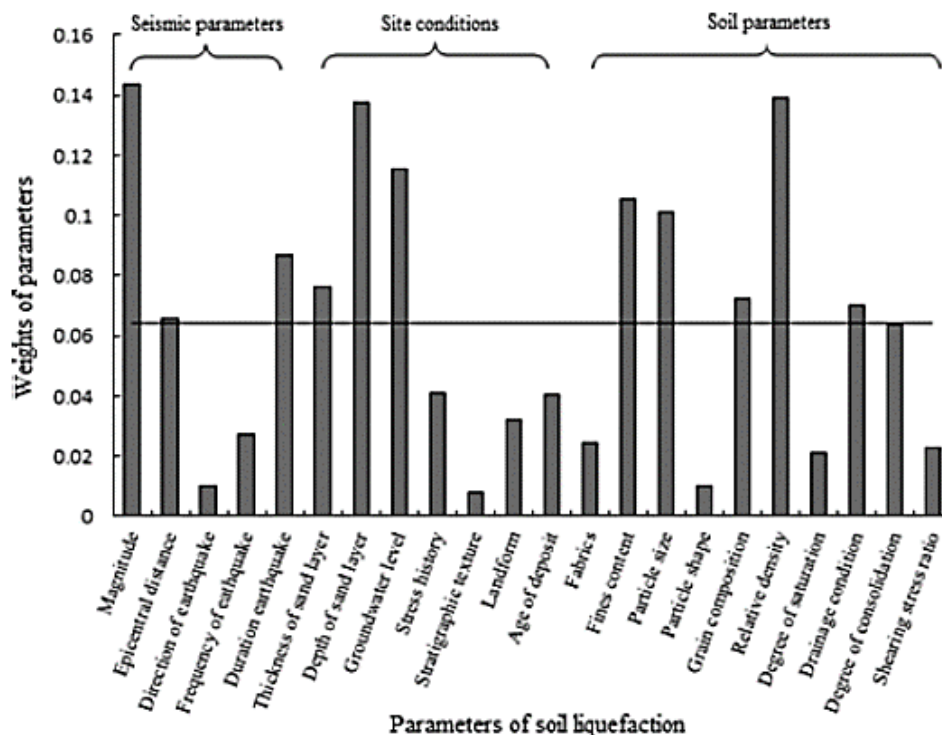
۲-۷- شناسایی فاکتورهای عمده روانگرایی لرزه ایی

تحقیقات تئوریک و میدانی نشان دادند که سه دسته فاکتور وجود دارند که روانگرایی لرزه ایی خاک را کنترل می‌کنند که شامل پارامترهای لرزه‌ای، شرایط زمین، پارامترهای خاک هستند. Seed و Idriss در سال ۱۹۸۲ بدین موضوع اشاره کردند که این سه دسته باید بصورت همزمان برای ارزیابی روانگرایی خاک استفاده شوند و آنها را می‌توان به پارامترهای بیشتری تقسیم بندی کرد. (Tang et al. 2016)

بعد از دسته بندی و خلاصه کردن شاخص‌های تأثیر روانگرایی خاک از ۲۰۳ مقاله، ۲۲ فاکتور تأثیر گذار بر روانگرایی خاک شناسایی شده‌اند که در جدول (۲-۱) آمده‌اند. (Tang et al. 2016)

جدول ۲-۱: داده‌های تاثیرگذار بر روانگرایی لرزه‌ای (TANG et al. 2016)

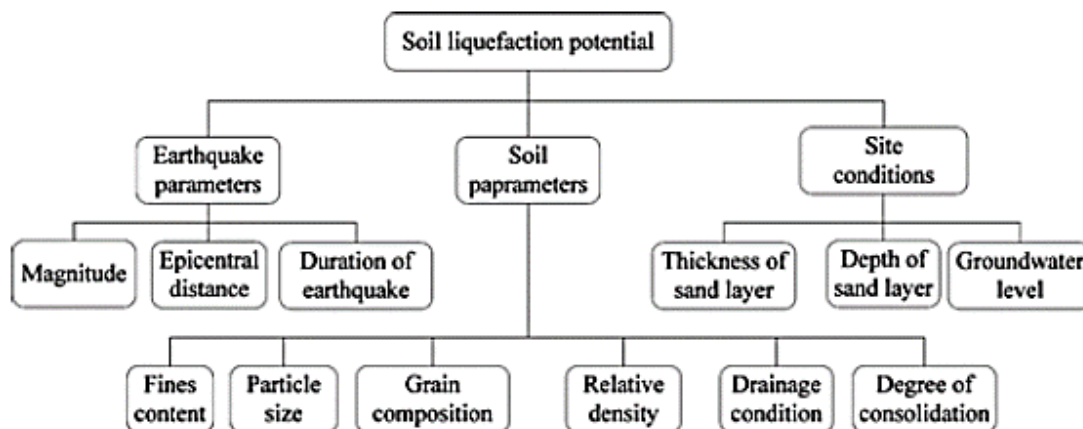
	Influence factors		Frequency of occurrence
Seismic Liquefaction	seismic parameters	Magnitude	165
		Epicentral distance	55
		Direction of earthquake	13
		Frequency of earthquake	29
		Duration of earthquake	94
	Site	Thickness of sand layer	66
		Depth of sand layer	159
		Groundwater table	135
		Stress history	47
		Stratigraphic texture	11
		Landform	35
		Age of deposit	53
	Soil parameters	Fabrics	40
		Fines content	126
		Particle size	115
		Particle shape	11
		Grain composition	67
		Relative density	161
		Degree of saturation	20
		Drainage condition	78
		Degree of consolidation	60
		Shearing stress ratio	19



شکل ۲-۲: وزن فاکتورهای مؤثر در روانگرایی (Tang et al. 2016)

با مشاهده شکل (۲-۲) می‌توان به راحتی پی برد که پارامترهای با وزن بالاتر از مقدار میانگین شامل بزرگی، فاصله از مرکز، مدت زمان زلزله، مقدار ریزدانه، اندازه دانه‌ها، نحوه ترکیب دانه‌ها، چگالی نسبی، شرایط زهکشی، درجه تحکیم، ضخامت لایه خاک ماسه، عمق لایه خاک ماسه، سطح آب زیرزمینی هستند. بنابراین ۱۲ فاکتور مؤثر جزو فاکتورهای عمده ایی هستند که بصورت ساختار سلسله مراتبی در شکل (۲-۲)

(۳) آمده‌اند. (Tang et al. 2016)



شکل ۲-۳: ساختار سلسله مراتبی فاکتورهای تاثیرگذار بر روانگرایی لرزه ایی (Tang et al. 2016)

در نهایت فاکتورهای عمده مؤثر در روانگرایی خاک به شرح ذیل می‌باشند (Tang et al. 2016):

۱- بزرگی: درجه روانگرایی خاک به دلیل تفاوت در بزرگی لرزه ایی متفاوت و مختلف است. عموماً این طور برداشت می‌شود که روانگرایی خاک در بزرگایی لرزه ایی ۷ یا بیشتر از ۷ رخ می‌دهد. به دلیل اینکه در بزرگی کمتر از ۵ هیچ رکوردی از روانگرایی در گذشته وجود ندارد. هر چه بزرگی لرزه ایی افزایش می‌یابد پتانسیل وقوع روانگرایی زیادتر می‌شود و موجب وقوع خسارات بیشتری می‌گردد.

۲- فاصله از مرکز: وقوع روانگرایی خاک در فواصل مختلف نیز متفاوت است. به منظور بدست آوردن فاصله حدی محل روانگرایی خاک، Papadopoulos در سال ۱۹۹۳ یک رابطه تجربی بین بزرگای زلزله و بیشترین فاصله از مرکز یا فاصله از گسل محل‌های روانگرا شده بر اساس داده‌های جهانی و محلی پیشنهاد کرد.

- ۳- مدت زمان زلزله: تأثیر مدت زلزله بروی واکنش لرزه ایی خاکها و پتانسیل روانگرایی بصورت جهانی تأیید شده است. مدت زمان طولانی تر بدین معنی است که بارگذاری لرزه ایی رفت و برگشتی خاکها خیلی بیشتر و به کرات تکرار می شود و بنابراین فشار آب حفره ای بصورت تجمعی افزایش می یابد. پتانسیل روانگرایی راحت تر اتفاق می افتد. بسیاری از روش ها که برای بدست آوردن پتانسیل روانگرایی استفاده می شود مدت زمان لرزه را عموماً بصورت نسبیتی از بزرگی زلزله در نظر گرفته اند.
- ۴- ذرات ریزدانه: بسیاری از مقالات بر این باورند که رفتار ضد روانگرایی خاک بطور عمده با مقادیر متفاوت ریزدانه تغییر می کند که بصورت یک رابطه سهمی ارائه شده است. هنگامی که مقادیر ریزدانه از مقدار حدی (کمتر از ۹ درصد) کمتر باشد، رس هایی که در میان ماسه ها پخش شده اند عمدتاً نقش یک روان کننده را بازی می کنند و بنابراین چنین خاک هایی بیشتر در معرض روانگرایی اند. هر چند هنگامی که مقادیر ریزدانه از مقدار حدی بیشتر باشند، رس که در میان ماسه ها پخش شده اند نه تنها نقش اتصال مابین ماسه ها را ایفا نمی کنند، بلکه وظیفه تحکیم را بازی می کنند و بنابراین خاک در چنین شرایطی سخت تر از آنی است که روانگرا شود. به دلیل اینکه رفتار ضد روانگرایی خاک از تفاوت در پخش شدگی مواد معدنی ناشی می شود مقدار حدی و آستانه ذرات ریزدانه در بسیاری از مقالات اندکی با هم متفاوت است.
- ۵- اندازه ذرات: هر چه اندازه ذرات بزرگ تر باشد احتمال اینکه خاک روانگرا شود کمتر است. چرا که اضافه فشار آب حفره ایی در خاک هایی که بین ذرات آنها فواصل بزرگی وجود دارد به سختی می تواند افزایش یابد. هر چند چندین مورد وجود دارد که نشان دهنده وقوع روانگرایی در خاک های شنی است. انجام تعداد زیادی آزمایش بر روی نمونه های ماسه ایی با پخش شدگی ذرات از نظر سایزهای متفاوت نشان داد که بیشترین و کمترین میزان مقاومت روانگرایی خاک در بارگذاری یکنواخت به ترتیب مربوط به نمونه خوب دانه بندی شده و نمونه با دانه بندی فقیر است.

۶- ترکیب ذرات و نوع خاک: نوع خاکی که بیشترین پتانسیل وقوع روانگرایی در آن وجود دارد را می‌توان به وسیله سنجش مقاومت در مقابل تغییر شکل که از اصطکاک بین ذرات بدست می‌آید بدست آورد. عموماً ضریب یکنواختی و ضریب انحنای برای نشان دادن نحوه ترکیب و پخش شدگی ذرات استفاده می‌شود. هر چه مقدار ضریب یکنواختی کوچکتر باشد نشان دهنده مقاومت روانگرایی کمتر خاک است. بر طبق داده‌های آماری هنگامی که ضریب یکنواختی بیشتر از ۱۰ است خاک به سختی روانگرا می‌شود.

۷- چگالی نسبی: نتایج نمونه‌های میدانی و تست‌های آزمایشگاهی این موضوع را نشان داد که برای یک نمونه خاک نسبت تخلخل اولیه یا چگالی نسبی یکی از مهم‌ترین فاکتورهای تعیین کننده روانگرایی خاک است. هنگامی که چگالی نسبی ماسه تمیز و ماسه سیلتی کمتر از ۰/۵ است اساساً روانگرایی رخ می‌دهد و کمتر شاهد اتساع هستیم. در مورد خاک‌های متراکم تمایل به اتساع باعث ایجاد فشار آب حفره ایی منفی می‌شود و در نتیجه افزایش مقاومت در برابر تنش برشی می‌شود. در تراکم‌های نسبی بزرگتر از ۰/۷۵ روانگرایی رخ نمی‌دهد. علاوه بر این یک اثر افزایشی در مورد تراکم نسبی ماسه بر روی مقاومت روانگرایی خاک وجود دارد و رابطه بین آن‌ها تقریباً خطی است.

۸- شرایط زهکشی: هر زهکشی جزئی و کوچک در حین اعمال برش سیکلی تأثیر شگرفی بر نرخ فشار آب حفره ایی ایجاد کرده است. هر چه شرایط زهکشی خاک بهتر باشد، خاک‌ها سخت‌تر روانگرا می‌شوند. علاوه بر این، اگر شرایط زهکشی در لایه‌های خاک خوب باشد، آب در لایه ماسه به آسانی زهکشی شده و اضافه فشار آب حفره ایی به سختی امکان افزایش و در نتیجه ایجاد روانگرایی را دارد.

۹- درجه تحکیم: درجه تحکیم یک شاخص برای خاک است. عموماً گفته می‌شود نیروی چسبندگی بین ذرات خاک در مورد درجه تحکیم‌های بالا بسیار قوی است. خاک نیازمند فشار آب حفره ایی

بیشتر برای غلبه بر این شرایط برای وقوع روانگرایی است. بنابراین هر چه درجه تحکیم خاک بیشتر باشد، روند تجمع و افزایش اضافه فشار آب حفره ایی کمتر خواهد بود.

۱۰- ضخامت لایه ماسه: بر طبق آنالیزهای میدانی صورت گرفته توسط جامعه مهندسين عمران ژاپن وقتی که ضخامت لایه خاک ماسه بیشتر از ۳ متر است تنها با زمین لرزه های بزرگ روانگرا می شود و از طرفی وقتی ضخامت بین ۱ تا ۳ متر است خاک ممکن است روانگرا شود. علاوه بر این ضخامت لایه ماسه بر روی جوشش ماسه بعد از روانگرایی خاک تأثیر می گذارد. هنگامی که ضخامت لایه خاک روانگرا شده بسیار نازک باشد حضور لایه سطحی غیرروانگرا ممکن است موجب ممانعت از تأثیر روانگرایی رخ داده شده در عمق رسیدن به سطح گردد.

۱۱- عمق لایه خاک ماسه: این مورد در ارتباط تنگاتنگ با تنش مؤثر عمودی است. هر چه عمق لایه روانگرای ماسه بیشتر باشد تنش مؤثر عمودی بیشتر باشد. همان طور که شناخته شده است موجب افزایش ظرفیت باربری و مقاومت برشی خاک می شود که می تواند پتانسیل روانگرایی خاک را کم کند. بسیاری از مطالعات میدانی این موضوع را نشان دادند که لایه خاک ماسه که در عمق بیشتر از ۲۰ متر قرار دارد و عمدتاً روانگرا نمی شود.

۱۲- سطح آب زیرزمینی: سطح آب زیرزمینی حساسیت روانگرایی را تحت تأثیر قرار می دهد. هر چه سطح آب زیرزمینی افزایش یابد موجب کاهش مقاومت روانگرایی خاک می شود. بطور خاص هنگامی که سطح آب زیرزمینی از ۲ متر بیشتر می شود تأثیر آن بر احتمال وقوع روانگرایی قوی تر می شود (Tang et al. 2016).

۱۳- جهت لرزه

۱۴- فرکانس زلزله

۱۵- تاریخچه تنش

- ۱۶- وضعیت لایه‌های خاک یا سنگ
- ۱۷- تغییرات سطح زمین در اثر شرایط طبیعی
- ۱۸- سن نهشته‌ها
- ۱۹- جنس خاک
- ۲۰- شکل ذرات
- ۲۱- درجه اشباع
- ۲۲- نسبت تنش برشی

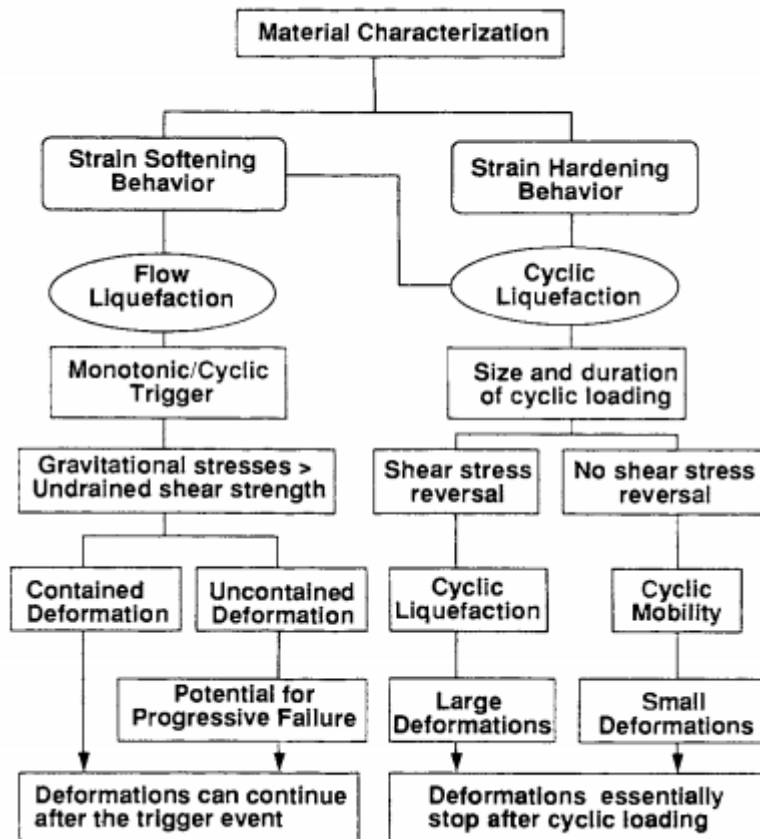
مقایسه وزن تأثیر گذاری عوامل فوق بر روانگرایی نشان می دهد که چگالی نسبی خاک از جمله مهمترین عوامل تأثیر گذار بر روانگرایی خاک می باشد. لذا در این تحقیق با تغییر چگالی نسبی، اثر اتساع بر نشست سازه هنگام وقوع روانگرایی بررسی شده است.

به منظور ارزیابی روانگرایی نمودار پیشنهاد داده شده توسط Robertson و همکاران (۱۹۹۵) در شکل (۲-۴) نشان داده شده است. در ابتدا خصوصیات مصالح بر حسب پاسخ نرم شدگی کرنشی و سخت شدگی کرنشی مورد بررسی قرار گرفته است. اگر در خاک، نرم شوندگی کرنشی رخ دهد، روانگرایی جریانی در صورتی که منجر به فروریزش شود و تنش‌های برشی گرانشی بزرگتر از مقاومت نهایی ایستا یا باقی مانده باشند، کاملاً امکان پذیر است. علت وقوع فروریزش می‌تواند بارگذاری یکنواخت یا سیکلی باشد. اینکه یک شیب یا سازه خاکی شکست رخ دهد یا لغزش در آن ایجاد شود به نسبت مقدار خاک نرم شونده کرنشی به خاک سخت شونده کرنشی در ساختمان آن و تردی خاک نرم شونده کرنشی، بستگی دارد. Dawson و همکاران (۱۹۹۳) نشان دادند که در تنش‌های مؤثر بالاتر برخی موارد از خاک‌های دانه‌ای نرم شده کرنشی با افزایش تنش همه جانبه کمتر شکننده می گردند. نتایج تغییر شکل ساختمان خاکی با هر دو نوع خاک‌های

نرم شونده کرنشی و سخت شونده کرنشی وابسته به فاکتورهای زیادی از قبیل دانه بندی خاک، هندسه سازه، مقدار و نوع مکانیزم شروع تخریب، شکنندگی خاک نرم شونده کرنشی و شرایط زهکشی است.

(Robertson et al, 1994)

FLOW CHART FOR LIQUEFACTION



شکل ۲-۴: فلوچارت پیشنهاد داده شده برای ارزیابی روانگرایی (Robertson et al, 1994)

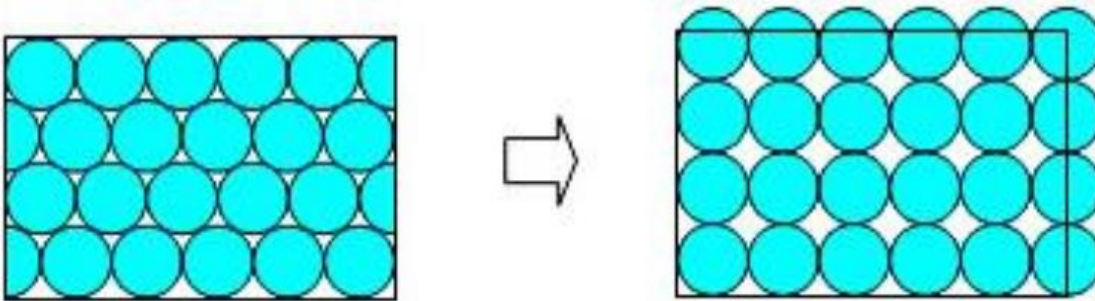
در صورتی که خاک از نوع سخت شونده کرنشی باشد، روانگرایی جریانی رخ نخواهد داد. با این حال، روانگرایی سیکلی می‌تواند به دلیل بارگذاری زهکشی نشده سیکلی رخ دهد. مقدار تغییرشکل های بارگذاری سیکلی وابسته به اندازه و دوره بارگذاری سیکلی و اینکه تنش برشی معکوس رخ دهد، می‌باشد. اگر تنش

برشی معکوس رخ دهد، برای تنش مؤثر این امکان وجود دارد که به مقدار صفر برسد و بنابراین، روانگرایی سیکلی رخ دهد. در شرایطی که تنش مؤثر صفر است، تغییرشکل های بزرگ می تواند رخ دهد. اگر تنش برشی معکوس اتفاق نیفتد یا اگر ماسه به قدر متراکم باشد که امکان رسیدن تنش مؤثر به مقدار صفر نباشد، تغییرشکل ها کوچک تر خواهد بود، بنابراین جابه جایی سیکلی رخ می دهد. پخش شدگی مجدد فشار حفره ایی بعد از روانگرایی سیکلی رخ می دهد و در نتیجه تغییرشکل های بزرگ بعد از بارگذاری سیکلی اتفاق می افتد. پخش شدگی فشار حفره ایی عموماً موقعی رخ می دهد که لایه خاک با نفوذپذیری کم بر روی لایه خاک روانگرا شده قرار بگیرد. (Robertson et al, 1994)

بررسی فوق نشان می دهد که یکی از عوامل مؤثر در وقوع روانگرایی ترکیب ذرات و نوع خاک می باشد با توجه به موضوع تحقیق، در ادامه به اتساع خاک و تأثیر آن بر پتانسیل روانگرایی پرداخته می شود.

۲-۸- اتساع

تغییرشکل برشی خاک ها اغلب با تغییرات حجمی همراه است. توصیف درست از تغییرات حجم ناشی از تنش های وارد شده، برای مدل سازی رفتار تنش- کرنش خاک ها امری اساسی است. ماسه شل تمایل به کاهش حجم داشته و ماسه متراکم در عمل تنها زمانی قادر به تغییرشکل است که حجم آن افزایش یابد که این کار باعث شل شدن آن می شود. در این پدیده قابل توجه، رابطه ای بین تغییرات حجم و تغییرشکل به صورت کیفی مشاهده شده و توسط Reynolds (۱۸۸۵) اتساع دانه ایی نامیده شده است. افزایش حجم ماسه متراکم حین برش در شکل (۲-۵) نشان داده شده است.



شکل ۵-۲: افزایش حجم ماسه متراکم حین برش (محمدی و همکاران، ۱۳۹۴)

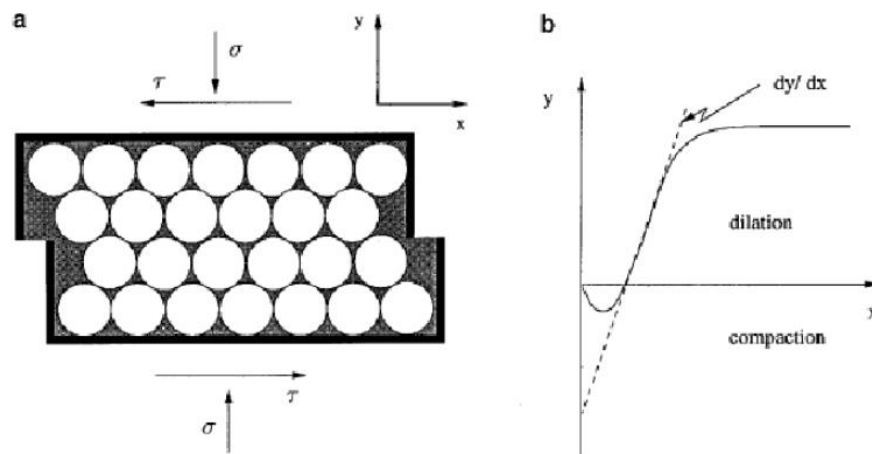
Reynolds (۱۹۰۲) اتساع دانه ایی (Granular Dilatancy) را با آزمایشی توسط دو بالن پلاستیکی پر از آب رنگی نمایش داد. او پدیده اتساع را این گونه توضیح داد که وقتی ماسه متراکم تحت برش قرار می‌گیرد تمایل به اتساع و افزایش حجم دارد. از آن زمان مفهوم رینولدز در ادبیات فنی مربوط به محیط‌های دانه ایی و مکانیک خاک از اهمیت زیادی برخوردار شده است. در حالیکه تلاش زیادی در ادغام و ترکیب اتساع در مدل‌های رفتاری بدون توجه به ریشه‌های مکانیکی آن شده است، اما بسیاری از مدل‌ها نیز به عنوان یک محدودیت سینماتیکی داخلی قادر به شناسایی اثر رینولدز نمی‌باشند. این محدودیت در گذشته توسط Kanatani (۱۹۸۲)، Goddard و Bashir (۱۹۹۰)، Houlsby (۱۹۹۳) و Collins و Muhunthan (۲۰۰۳) مورد بحث قرار گرفته است. یکی از اولین تلاش‌ها برای محاسبه افزایش مقاومت برشی ناشی از اتساع در ماسه متراکم توسط Taylor (۱۹۴۸) انجام شده است. تیلور اصطلاح درهم قفل شدگی را برای توصیف اثرات اتساع به کار برد. او میزان اتساع در مقاومت حداکثر را بر روی تعدادی نمونه‌ی آزمایش برش مستقیم محاسبه کرد و متوجه گردید که انرژی وارده به نمونه، مقداری صرف اصطکاک بین دانه‌ها (ϕ_{cs}) و مقداری نیز صرف انجام کار مورد نیاز برای افزایش حجم نمونه می‌شود. (Taylor, 1948)

شکل (۶-۲) دیاگرام شماتیک جعبه برش مستقیم را نشان می‌دهد. σ تنش قائم، τ تنش برشی وارده،

dx جابه جایی افقی و dy جابجایی قائم می‌باشد. انرژی کل وارد شده به سیستم τdx می‌باشد. کار مورد نیاز برای بالا بردن تنش σ در راستای dy برابر σdy می‌باشد و انرژی مصرف شده برای غلبه بر اصطکاک $\mu \sigma dx$ می‌باشد. از بررسی تعادل انرژی داریم:

$$\tau dx = \mu \sigma dx + \sigma dy \rightarrow \frac{\tau}{\sigma} = \mu + \frac{dy}{dx} \quad (۶-۲)$$

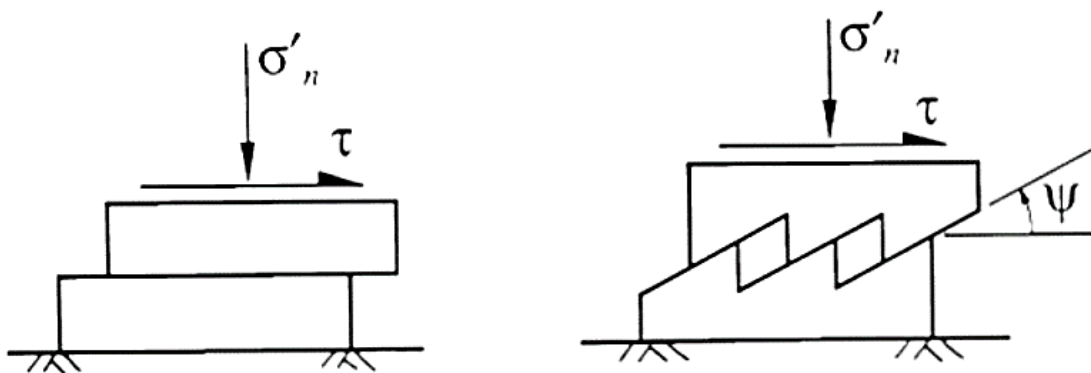
رابطه (۶-۲) نشان می‌دهد که حداکثر مقاومت دانه ایی متراکم تحت تنش قائم، ناشی از اصطکاک داخلی (μ) و در هم قفل شدگی (اتساع) می‌باشد.



شکل ۶-۲: شبیه سازی جعبه برش تیلور (Deshpade and Cebone, 1999)

۲-۸-۱- مفهوم و سازکار اتساع در خاک‌های دانه ایی

یک مدل ساده برای خاک‌های متسع شونده به صورت دندانه‌های اره می‌باشد که در شکل (۲-۷) نشان داده شده است. چرا که هنگامی که خاک متراکم تحت برش قرار می‌گیرد، انبساط پیدا می‌کند و فرض می‌شود که لغزش در خاک بصورت افقی نیست بلکه با زاویه Ψ نسبت به افق صورت می‌گیرد.



شکل ۷-۲: مدل دندان‌اره‌ای برای نمایش اتساع (محمدی و همکاران، ۱۳۹۴)

با توجه به نیروهای موجود در این پروسه، اگر زاویه نیروی مقاوم اصطکاک برابر با ϕ'_{cs} باشد، زاویه خارجی بسیج شده اصطکاک در صفحه افقی برابر با ϕ'_m خواهد بود:

$$\phi'_m = \phi'_{cs} + \Psi \quad (۷-۲)$$

در بسیاری از مقالات رابطه (۷-۲) بصورت زیر پیشنهاد داده شده است:

$$\phi'_m = \phi'_{cs} + \alpha \Psi \quad (۸-۲)$$

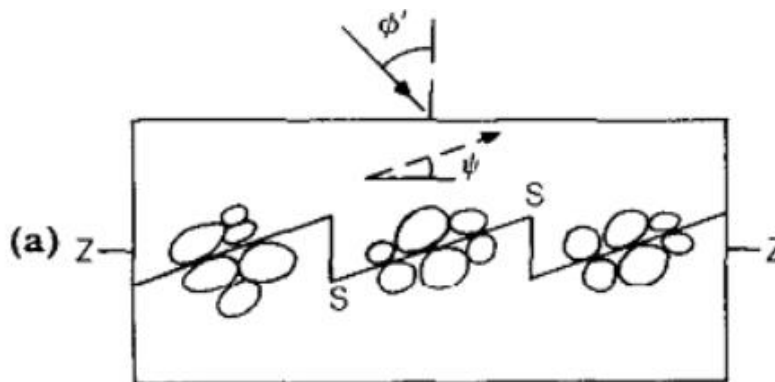
ضریب α بر اساس نتایج آزمایشگاهی توصیه شده است، Bolton (۱۹۸۶) مقدار α را ۰/۸ برای کرنش‌های مسطح پیشنهاد داد. ساسیتاران (۱۹۹۲) مقدار α را ۰/۳۳ برای آزمایش‌های سه محوری فشاری و کششی پیشنهاد داد.

اگر فرض شود که زاویه اصطکاک مقاوم در برابر حرکت همیشه ϕ'_{cs} باشد، پس ϕ'_{cs} می‌تواند یک ثابت خاک باشد. سطح دندان‌اره‌ای در شکل (۸-۲) برای آزمایش برش مستقیم بر روی نمونه ماسه می‌تواند تصور شود شکل (۹-۲). کمیت‌ها در این گونه آزمایشات، نیروی قائم P ، نیروی برشی Q و جابه جایی x ، y

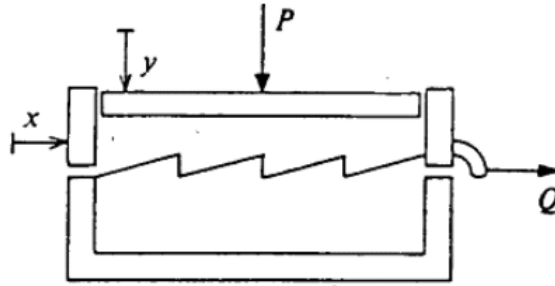
مرزهای جعبه‌ای آزمایش برش می‌باشد. کار انجام شده توسط P ، Q بر روی نمونه خاک در طول جابجایی $\delta y, \delta x$ برابر است با:

$$\delta W_T = P \delta y + Q \delta x \quad (9-2)$$

$Q\delta x$ کار نیروی برشی است و $P\delta y$ کاری است که باعث تغییر حجم در اثر برش می‌شود. برای خاک‌هایی مثل ماسه متراکم که هنگام برش اتساع پیدا می‌کنند، $\delta y < 0$ و بار نرمال P بالا برده می‌شود، به عنوان اینکه خاک برش پیدا کرده است. خاک به دلیل درهم قفل شدگی دانه‌ها انبساط پیدا می‌کند. اگر بعضی از دانه‌ها بر روی دیگری حرکت کنند تغییر شکل اتفاق خواهد افتاد. به دلیل درهم قفل شدگی دانه‌ها، همه کار برشی $Q\delta x$ توسط خاک جذب نمی‌گردد، مقداری از آن صرف بلند کردن بار نرمال و غلبه بر درهم قفل شدگی دانه‌های خاک می‌شود. باقی مانده کار خالص داخلی δW_t داخل نمونه می‌شود. شاید مقداری از آن صرف تغییر شکل الاستیک خاک شود، اما بیشتر آن صرف غلبه بر اصطکاک بین دانه‌ها هنگامی که بر هم می‌لغزند یا می‌گردند، می‌شود. (Wood, 1994)



شکل ۸-۲: لغزش درهم قفل شدگی‌ها بصورت دندانه ایی (محمدی و همکاران، ۱۳۹۴)



شکل ۲-۹: سطوح شیبدار دندانه‌ای در جعبه آزمایش برش مستقیم (محمدی و همکاران، ۱۳۹۴)

Taylor در سال ۱۹۴۸ معادلات ساده‌ای از مقاومت اتساع را بیان کرد با این فرض که تمام کار خالص صرف غلبه بر اصطکاک می‌شود و انرژی برای تغییر شکل الاستیک در نظر گرفته نمی‌شود و همچنین فرض کرد که کار اصطکاک توسط نیروی P ، ثابت μ تعریف می‌شود. (Taylor, 1948) بنابراین داریم:

$$\delta W_T = \mu P \delta x \quad (۱۰-۲)$$

با ادغام روابط (۲-۹) و (۲-۱۰) در یکدیگر داریم:

$$\frac{Q}{P} + \frac{\delta y}{\delta x} = \mu \quad (۱۱-۲)$$

در رابطه‌ی (۲-۱۱) اصطکاک بسیج شده روی سطح افقی و $\frac{\delta y}{\delta x}$ اتساع نمونه را نشان می‌دهد:

$$\frac{Q}{P} = \tan \phi'_m \quad (۱۲-۲)$$

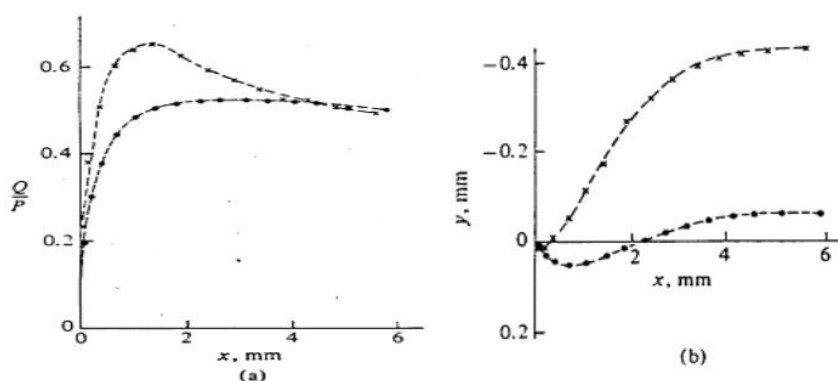
$$\frac{\delta y}{\delta x} = -\tan \Psi \quad (۱۳-۲)$$

$$\mu = \tan \varphi_{cs} \quad (۱۴-۲)$$

از جایگذاری روابط (۱۲-۲) و (۱۳-۲) و (۱۴-۲) در رابطه (۱۱-۲) داریم:

$$\tan(\varphi'_m) = \tan(\varphi_{cs}) + \tan(\Psi) \quad (۱۵-۲)$$

هنگامی که دانه‌های خاک بر روی یکدیگر می‌لغزند و حرکت می‌کنند به طوریکه حجم نمونه ثابت بماند، خاک به حالت بحرانی می‌رسد، سپس $\frac{\delta y}{\delta x} = 0$ و $Q/P = \mu$ می‌شود. رابطه (۱۱-۲) با توجه به داده‌های آزمایش برش مستقیم شکل (۹-۲) روی ماسه متراکم و شل تست شد و توسط تیلور به صورت گراف‌هایی در شکل (۱۰-۲) گزارش شد.



شکل ۱۰-۲: نتایج آزمایش برش مستقیم بر روی ماسه Ottawa (Taylor, 1948)

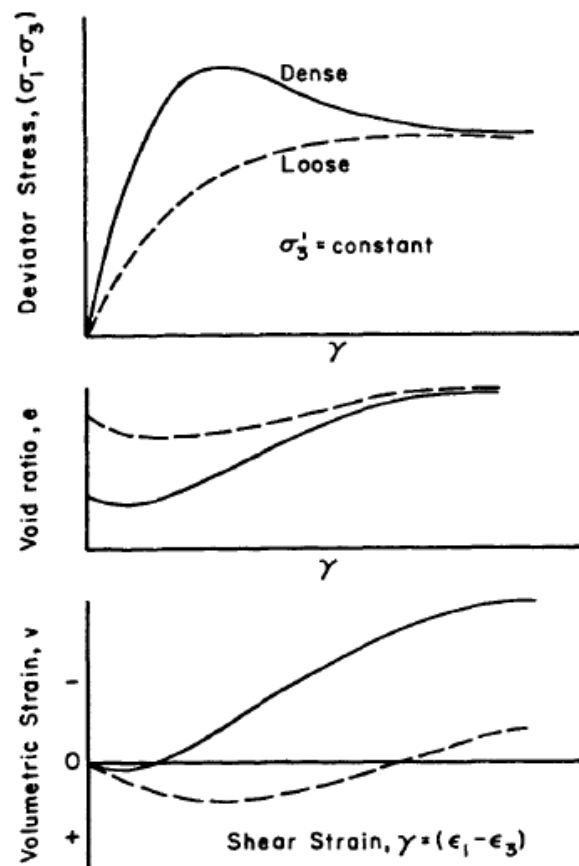
۲-۸-۲- بررسی تأثیر زاویه اتساع بر پتانسیل روانگرایی

Vaid و همکاران (۱۹۸۱) از طریق آزمون‌های آزمایشگاهی برش مستقیم و سه محوری و گمانه در محل، زاویه اتساع و ارتباط آن با سایر پارامترها و پتانسیل روانگرایی را مورد بحث قرار دادند. در این مقاله یک رفتار برشی ایده آل شده ماسه در شرایط تنش همه جانبه ثابت σ'_3 در حالت سه محوری زهکشی

شده فشاری در شکل (۱۱-۲) نشان داده شده است. در یک محدوده از کرنش، هر دو نمونه ماسه سست و متراکم افزایش حجم (اتساع) را تجربه نمودند و در کرنش‌های برشی بسیار بزرگ به مقدار مقاومت نهایی متمایل شده و نسبت تخلخل یکسانی را داشتند. با این حال، نرخ افزایش حجم با کرنش برشی برای ماسه متراکم از ماسه سست بیشتر است. نرخ اتساع ماسه که با زاویه اتساع Ψ مشخص شده است، معکوس سینوس شیب منحنی‌های افزایش حجم در شکل (۱۱-۲) می‌باشد. (Hansen, 1958)

(۱۶-۲)

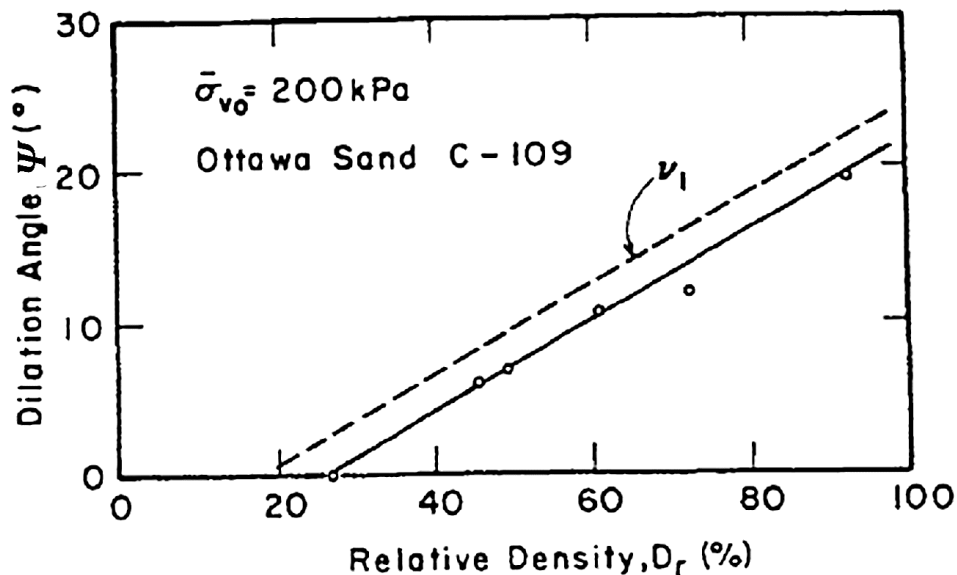
$$\sin \Psi = \frac{dv}{d\gamma}$$



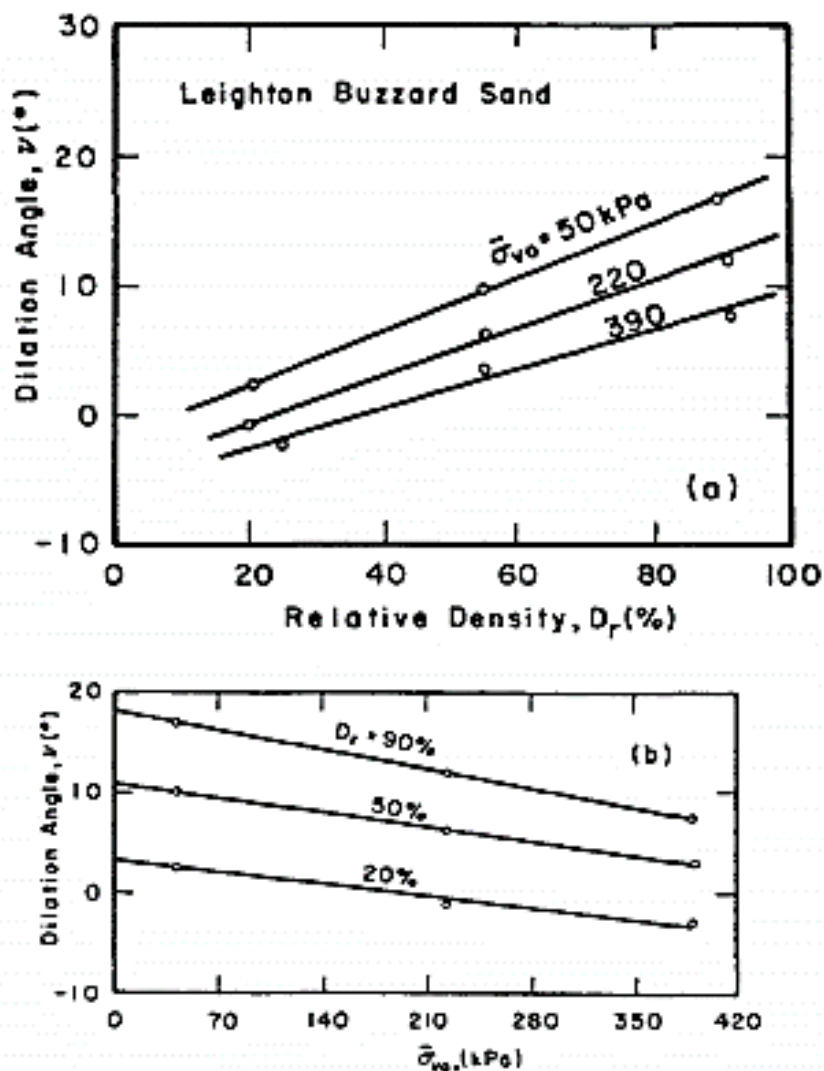
شکل ۱۱-۲: رفتار ایده آل ماسه در شرایط فشار سه محوری زهکشی شده (Vaid et al. 1981)

رفتار ماسه تحت تنش همه جانبه ثابت σ'_3 در شرایط فشردگی سه بعدی زهکشی شده در شکل (۲-۲).
(۱۱) نشان داده شده است.

مقدار Ψ در کرنش برشی $\gamma = 10\%$ محاسبه شده است و نمودار آن در مقابل چگالی نسبی در شکل (۲-۱۳) نشان داده شده است. یک رابطه خطی برای ماسه تست شده بدست آمد. این رابطه، برای تنش همه جانبه ۲۰۰ کیلوپاسکال اعمال شده است. همان طور که پیش تر نیز بیان شد، زاویه اتساع وابسته به مقدار تنش همه جانبه می باشد. (Vaid et al. 1981)



شکل ۲-۱۲: رابطه میان زاویه اتساع و تراکم نسبی (Vaid et al. 1981)



شکل ۲-۱۳: وابستگی زاویه اتساع و چگالی نسبی و تنش همه جانبه (Cole, 1967)

در این مطالعه، مقاومت روانگرایی ماسه اشباع که از تست‌های آزمایشگاهی بدست آمده است به عنوان تابعی از چگالی نسبی بوسیله محققین زیادی نظیر Seed (1976) و Finn و Vaid (1978) بیان شده است. با انجام دادن تست‌های برشی ساده بر روی ماسه در یک محدوده از تست‌های برشی ساده در ماسه مشابه در محدوده از چگالی‌های نسبی و خصوصیات تغییر حجم مشاهده شده، زاویه اتساع آن بصورت تابعی از

چگالی نسبی به دست آمده است. این مورد اجازه می‌دهد که مقاومت روانگرایی بر حسب اتساع بیان شود و سپس با بدست آوردن اندازه گیری های درجا از زاویه‌های اتساع از تست‌های گمانه زنی ، یک تخمین از مقاومت روانگرایی ماسه اشباع شده بدست آید. (Vaid et al. 1981)

در نهایت اینطور نتیجه شد که زاویه اتساع یا نرخ گسترش ماسه در حین برش بطور منحصر به فردی وابسته به چگالی نسبی و فشار همه جانبه می‌باشد. مقاومت روانگرایی را نیز می‌توان بر حسب زاویه اتساع بیان نمود.

همچنین اتساع خاک و تغییر شکل های برشی در حین روانگرایی توسط Elgamal و همکاران (۱۹۹۸) مورد بحث و بررسی قرار گرفت. با توجه به رکوردهای ثبت شده از واکنش سایت لرزه ایی، مکانیزم تغییر شکل برشی سیکلی ناشی از روانگرایی مورد بررسی قرار گرفت. در این مطالعه از یک سری آزمون‌های آزمایشگاهی بزرگ مقیاس که شامل آزمون‌های سانتیریفیوژ، تست‌های میز لرزه و تست‌های نمونه آزمایشگاهی سیکلی می‌باشد استفاده شده است.

نتایج این مطالعه نشان داد که در حین روانگرایی ماسه‌های تمیز، پدیده غالب شدن مقاومت برشی در مسیر برش-کرنش (که به عنوان یک فرم از تحرک سیکلی شناخته می‌شود) اهمیت زیادی در محدود کردن تغییر شکل های برش جانبی ناشی از شتاب زلزله دارد. مدل‌های رفتاری مربوط به این پدیده در تحلیل‌هایی از قبیل مکانیزم پاسخ، خاک ضروری می‌باشد. (Elgamal et al. 1998)

۲-۹- نشست ناشی از روانگرایی

یکی از مشکلات ناشی از روانگرایی نشست های پس از وقوع می‌باشد. در بسیاری از موارد، وزن سازه برای ایجاد نشست بزرگ در ارتباط با شکست ظرفیت باربری خاک به اندازه کافی بزرگ نیست. با این حال

نشست کوچک‌تر ممکن است به علت فشار آب حفره ایی خاک پراکنده شده و خاک تحکیم یافته پس از زلزله رخ دهد. این نشست ها ممکن است مخرب باشند. فوران جوشش ماسه از نشانه‌های رایج روانگرایی است که همچنین می‌تواند به نشست تفاضلی موضعی منجر شود (Youd, 1992).

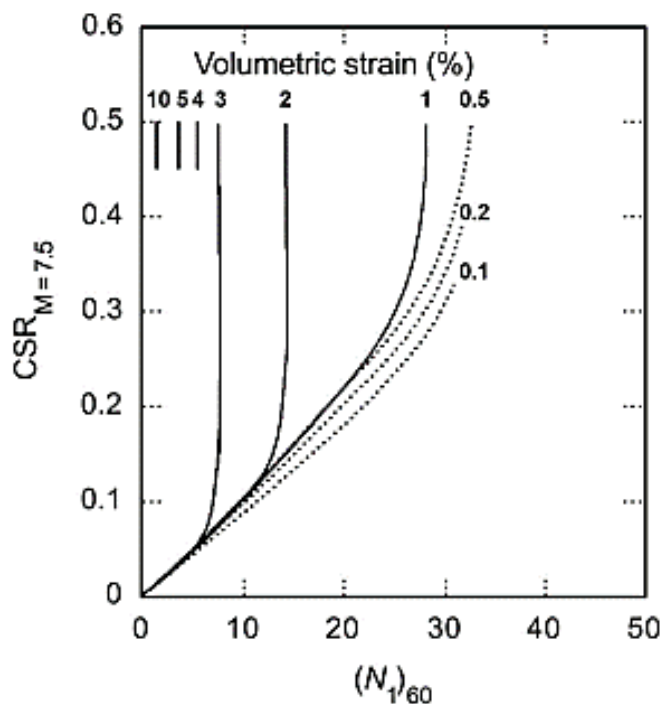
تاکنون محققان زیادی به بررسی وضعیت نشست خاک پس از روانگرایی پرداخته‌اند. در هر یک از این تحقیقات پارامترها و روش‌های متفاوتی در نظر گرفته شده است که در ادامه برخی از مهمترین های آن، به طور مختصر توضیح داده خواهد شد.

۲-۹-۱- مطالعات انجام شده بر نشست ناشی از روانگرایی به روش تجربی

در بررسی‌های آزمایشگاهی که تاکنون بر روی نشست خاک پس از روانگرایی صورت گرفته است، هر یک از محققان عوامل مختلفی را در این نشست مؤثر دانسته‌اند و با فرض اثرات این عوامل، روش‌های متفاوتی را برای محاسبه نشست ناشی از روانگرایی ارائه کرده‌اند.

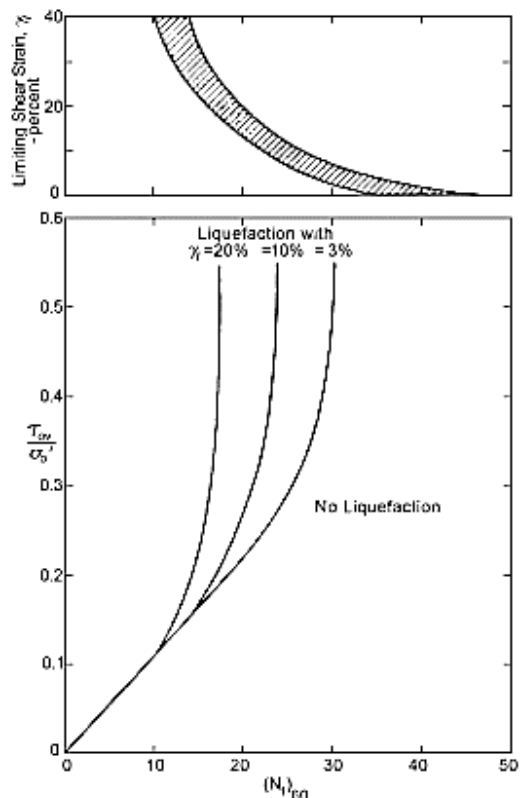
Tokimatsu و Seed (۱۹۸۷) به منظور تخمین کرنش پس از روانگرایی برای زلزله‌ای با بزرگای ۷/۵، رابطه ایی را میان عدد نفوذ استاندارد و نسبت تنش سیکلی ارائه کردند، شکل (۲-۱۴). برای زلزله‌هایی با بزرگای متفاوت، نسبت تنش سیکلی معادل (CSR_M) را می‌توان با تخمین تنش برشی سیکلی (τ_{cyc}) و اصلاح آن با ضریب مقیاس بزرگای متناظر (MSF) تعیین کرد. متراکم شدن ماسه‌های اشباع پس از وقوع تکان های لرزه ایی تحت تأثیر تراکم ماسه، حداکثر کرنش برشی ایجاد شده در ماسه و مقدار اضافه فشار منفذی تولید شده طی تکان های لرزه ایی قرار دارد. تجربیات آزمایشگاهی نشان داده‌اند که کرنش حجمی با تراکم نسبی و بیشینه کرنش برشی تغییر می‌کند. لازم به ذکر است که کرنش حجمی پس از روانگرایی برای ماسه‌های با تراکم کم تا متوسط می‌تواند در حدود ۲ تا ۳ درصد و برای ماسه‌های خیلی سست مقداری بیشتر از آن باشد. چنانچه پدیده جوشش ماسه در خاک روانگرا ایجاد شود، این احتمال وجود دارد که

نشست های پس از زلزله نامنظم باشند. تغییر شکل های نامتقارن ایجاد شده می تواند به سازه ها، کف سازی ها و خطوط لوله ی قرار گرفته بر روی سطح زمین و یا در نزدیکی آن آسیب برساند.



شکل ۲-۱۴: نمودار تخمین کرنش حجمی در ماسه های اشباع بر اساس نسبت تنش سیکلی معادل یکنواخت و عدد نفوذ استاندارد همپایه شده (Tokimatsu and Seed, 1987)

در واقع همبستگی ارائه شده توسط Tokimatsu و Seed (۱۹۸۷) مشابه با منحنی هایی بود که توسط Seed (۱۹۷۹) برای پیش بینی کرنش برشی محدود ارائه کرده بود. بر طبق تعریف کلی ارائه شده، کرنش برشی محدود سطحی از کرنش برشی است که پس از ۱۵ دور بارگذاری و در نبود تنش برشی محرک ثابت احتمال دستیابی به آن وجود دارد. این تعداد دور معرف تعداد دورهای بارگذاری یکنواخت معادل برای زلزله ای به بزرگای ۷/۵ می باشد. شکل (۲-۱۵) مقادیر کرنش برشی محدود پیش بینی شده را نشان می دهد.

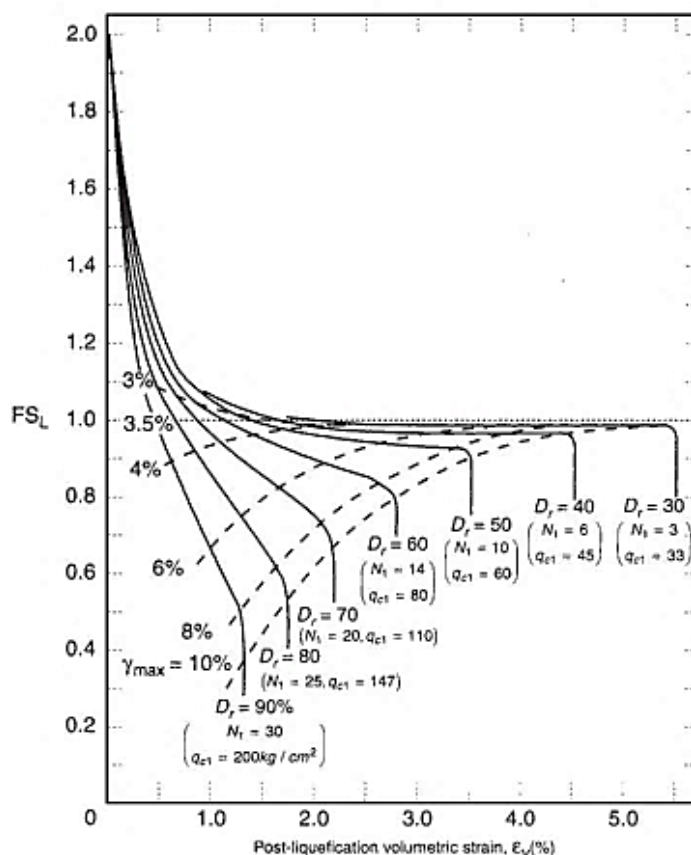


شکل ۲-۱۵: رابطه‌ی میان نسبت تنش سیکلی، عدد نفوذ استاندارد و کرنش برشی محدود (Seed, 1979)

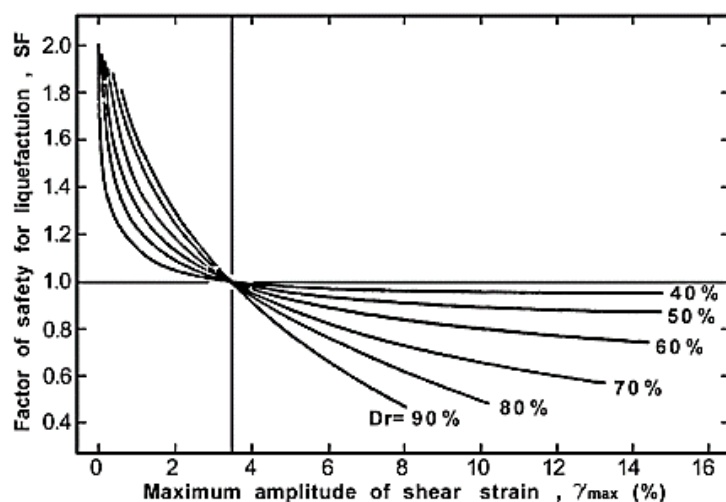
Yoshimine و Ishihara (۱۹۹۲) در ادامه تلاش‌های Tokimatsu و Seed (۱۹۸۷) و بر اساس مجموعه‌ی وسیعی از آزمایش‌های برش ساده، روشی را برای پیش‌بینی نشست‌های پس از روانگرایی و کرنش‌های برشی محدود یا بیشینه ارائه دادند. آن‌ها همچنین نتیجه گرفتند که کرنش برشی بیشینه‌ی ایجاد شده مناسب‌ترین شاخص برای تعیین کرنش حجمی پس از روانگرایی می‌باشد. شکل (۲-۱۶) منحنی‌های تخمین کرنش حجمی را به صورت تابعی از تراکم نسبی، که می‌تواند بر اساس هر دو شاخص مقاومت برجا یعنی عدد نفوذ استاندارد همپایه شده (N_1) و مقاومت نوک همپایه شده در آزمایش CPT (q_{c1}) برآورد شود، و همچنین به صورت تابعی از ضریب از اطمینان در مقابل روانگرایی (به جای نسبت تنش سیکلی) نشان می‌دهد. شکل (۲-۱۷) مجموعه‌ی مشابهی از نمودارها را برای تعیین کرنش برشی

بیشینه (حدی) بصورت تابعی از تراکم نسبی و ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی نمایش می‌دهد.

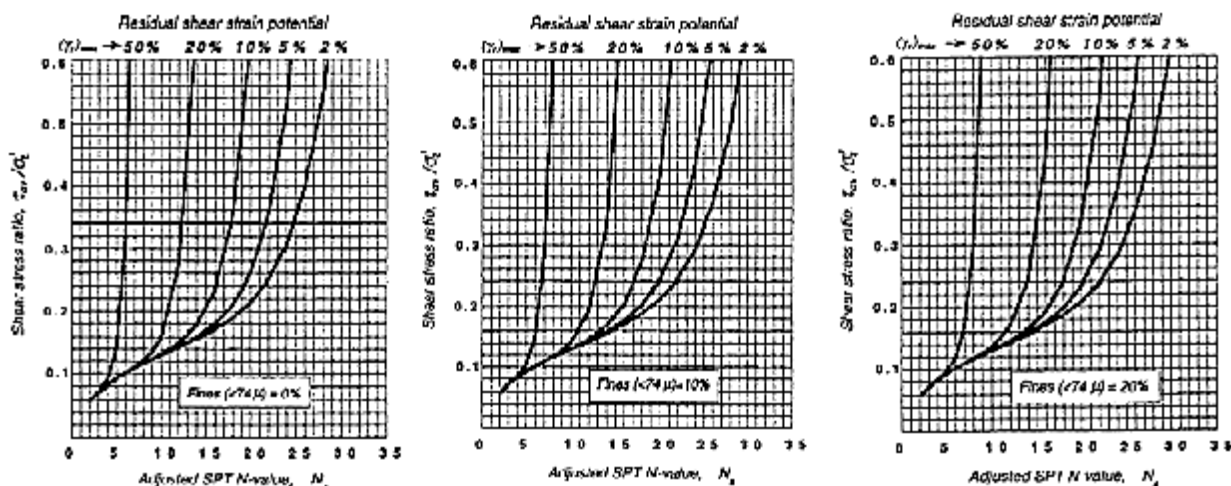
Shamoto و همکاران (۱۹۹۸) در پی مجموعه مطالعات جداگانه‌ای، بار دیگر به همبستگی میان کرنش حجمی پس از روانگرایی و کرنش برشی ناشی از روانگرایی پی بردند. آن‌ها برای توصیف این همبستگی یک مدل رفتاری را معرفی کرده و با به کارگیری این مدل و منحنی‌های کرنش برشی بیشینه‌ای با دامنه‌ای مضاعف که توسط Yoshomi و Tokimatsu (۱۹۸۳) بدست آمده بود، منحنی‌های نشان داده شده در شکل (۲-۱۸) را ارائه کردند. این شکل منحنی‌های کرنش برشی پسماند را به صورت تابعی از نسبت تنش برشی سیکلی و عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده نشان می‌دهد.



شکل ۲-۱۶: رابطه میان ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی و کرنش حجمی پس از روانگرایی (Ishihara and Yoshimine, 1992)



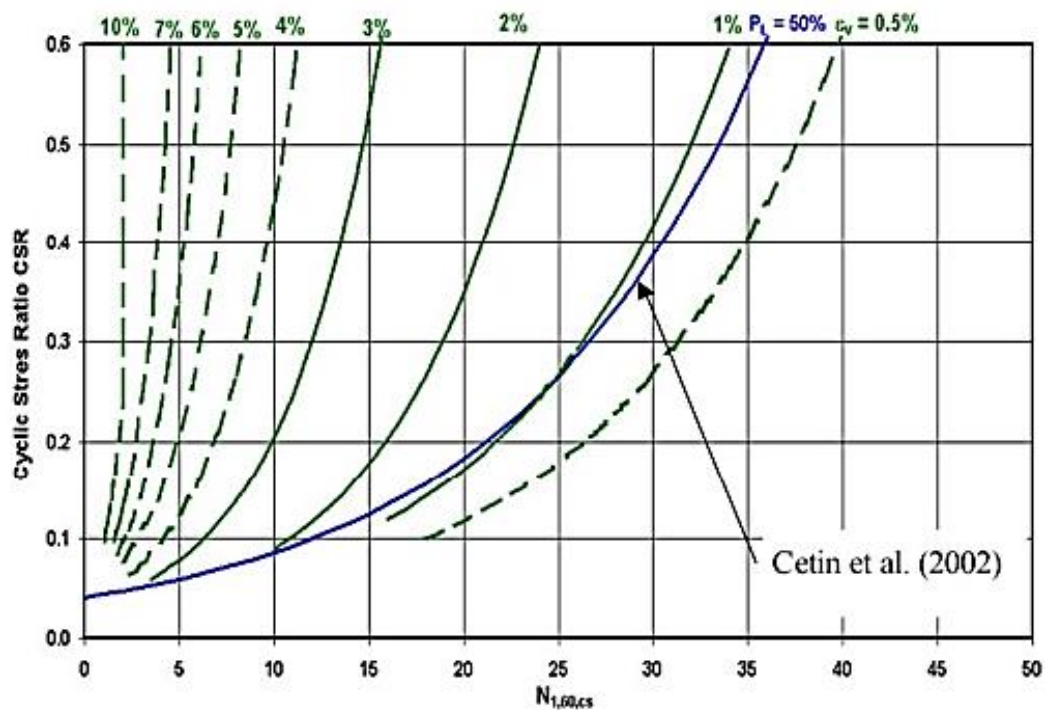
شکل ۲-۱۷: رابطه میان ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی و کرنش برشی بیشینه (Ishihara and Yoshimine, 1992)



شکل ۲-۱۸: رابطه میان عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده، نسبت تنش برشی سیکلی و کرنش برشی پسماند (Shamoto et al. 1998)

Wu (۲۰۰۳) مجموعه‌ای از پایگاه داده‌های آزمون‌های آزمایشگاهی با کیفیت بالا را مورد مطالعه قرار داد و برای بررسی اثر تراکم نسبی و تنش همه جانبه بر روی تولید کرنش برشی و حجمی پس از روانگرایی، یک برنامه‌ی آزمون منظم را طرح ریزی و اجرا کرد. منحنی‌های به دست آمده برای تخمین کرنش حجمی پس از روانگرایی، بصورت تابعی از نسبت تنش برشی سیکلی و عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده در شکل

(۱۹-۲) نشان داده شده است. محور افقی این شکل، عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده برای تنش سربار و اثر ریزدانه را نشان می‌دهد که این تصحیحات مطابق با روابط (۱۷-۲) و (۱۸-۲) انجام می‌شود. همچنین محور قائم بیانگر نسبت تنش سیکلی یکنواخت معادل است که به کمک معادله‌های (۱۹-۲)، (۲۰-۲) و (۲۱-۲) و شکل (۲۰-۲) برای اثرات تنش سربار و بزرگای زلزله اصلاح شده است.



شکل ۱۹-۲: رابطه پیشنهادی برای تخمین کرنش حجمی پسماند بصورت تابعی از $N_{1,60,cs}$ و $CSR_{eq,M=7.5}$ (Wu, 2003)

$$(N_1)_{60} = N_m \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \quad (۱۷-۲)$$

در این رابطه:

N_m : مقاومت نفوذ استاندارد گیری اندازه شده:

ضریب همپایه سازی N_m نسبت به یک تنش سربار مؤثر مرجع: C_N

اصلاح برای نسبت انرژی چکش (ER): C_E

ضریب تصحیح برای قطر گمانه: C_B

ضریب تصحیح برای طول میله: C_R

اصلاح برای پیکربندی غیر استاندارد نمونه گیر (نمونه گیر دارای پوشش داخلی یا فاقد آن): C_S

می باشد.

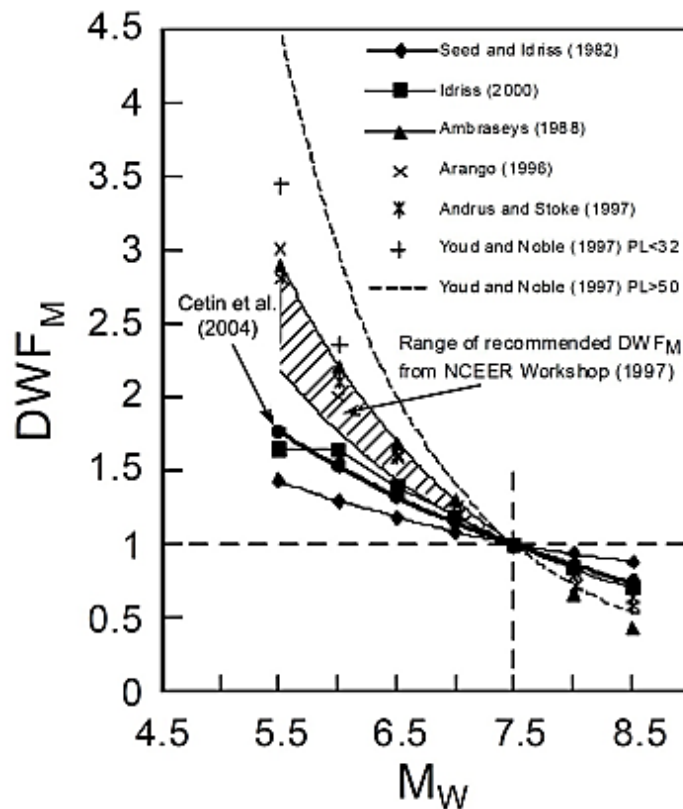
$$\begin{cases} (N_1)_{60,cs} \times C_{FINES} \\ C_{FINES} = (1 + 0.004 \times FC) + 0.05 \times \left[\frac{FC}{(N_1)_{60}} \right] \rightarrow \text{for } 5\% \leq FC \leq 35\% \end{cases} \quad (18-2)$$

در این رابطه:

ضریب اصلاح ریز دانه: C_{FINES}

درصد مقدار ریزدانه: FC

می باشد



شکل ۲-۲۰: نمودار ضرایب مقیاس بزرگای حاصل از مطالعات محققان گذشته (Cetin et al, 2004)

$$K_{\sigma} = \left(\frac{\sigma'_{v_0}}{P_a} \right)^{(f-1)} \quad (2-19)$$

در این رابطه،
 σ'_{v_0} : فشار موثر سربار

P_a : فشار اتمسفر

توانی است تابع شرایط ساختگاه شامل تراکم نسبی، تاریخچه تنش، سن و نسبت پیش تحکیمی (OCR): f

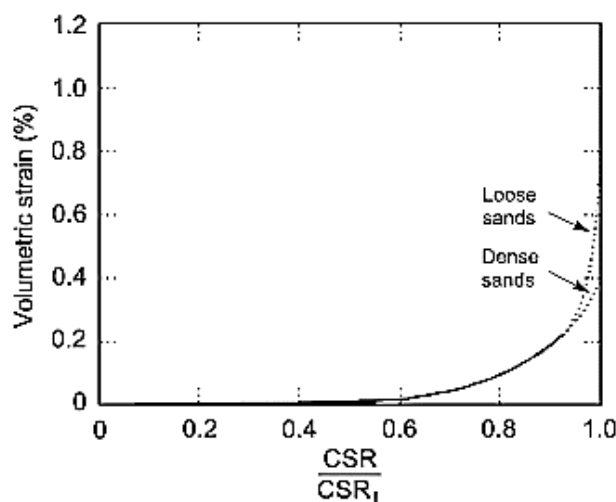
مقدار f بسته به میزان تراکم خاک بدین صورت در نظر گرفته میشود، به طوریکه، برای خاکهای شل

$f=0.8$ ، برای خاکهای با تراکم متوسط $f=0.7$ و برای خاکهای با تراکم زیاد $f=0.6$ است

$$CSR_{eq,M=7.5} = CSR_{eq} / DWF_M \quad (20-2)$$

$$CSR_{eq,M=7.5,1atm} = CSR_{eq,M=7.5} / K_\sigma \quad (21-2)$$

برای حالتی که تکان های زمین به منظور ایجاد روانگرایی اولیه کافی نبوده اما مقداری فشار منفذی تولید می شود، ثابت شده است که استهلاک فشار منفذی مقادیر کوچکی را به دنبال خواهد داشت. Tokimatsu و Seed (۱۹۸۷) رابطه میان نسبت فشار منفذی و نسبت تنش هم پایه شده ایی Tokimatsu و Toshimi (۱۹۸۳) را با رابطه ای میان کرنش حجمی و نسبت فشار منفذی Lee و Albaisa (۱۹۷۴) ترکیب نمودند و رابطه ای میان نسبت تنش هم پایه شده و کرنش حجمی ماسه ها برای نسبت فشار منفذی کمتر از یک ارائه کردند (شکل ۲-۲۱). مطالعات Marcuson و Hynes (۱۹۹۰) رابطه ای را میان اضافه فشار منفذی پسماند و ضریب اطمینان برای ساختگاه های مسطح متشکل از ماسه تمیز و شن پیشنهاد می کند. پس از تعیین کرنش حجمی متناظر با هر یک از زیرلایه های خاک اشباع، می توان نشست کل لایه را با حذف اثر تکان های چند سویه (ضریب ۲) از رابطه (۲-۲۲) بدست آورد.



شکل ۲-۲۱: کرنش های حجمی پس از روانگرایی برای نسبت های فشار منفذی کمتر از یک (Tokimatsu and Seed, 1987)

$$S_{dry} = \sum_{i=1}^n 2\varepsilon_{c,M,i} h_i \quad (2-22)$$

که در این رابطه:

S_{dry} : نشست کل بر حسب واحد طول

$\varepsilon_{c,M,i}$: کرنش حجمی لایه ی i - ام نیمرخ خاک

h_i : ضخامت لایه ی i - ام نیمرخ خاک بر حسب واحد طول

n : تعداد زیر لایه خاک‌های

می‌باشد.

۲-۹-۲- مطالعات انجام شده بر نشست ناشی از روانگرایی به روش عددی

در محاسبه تجربی نشست ناشی از روانگرایی، اکثر مدل‌های آزمایشگاهی خاک را بدون سر بار در نظر گرفته‌اند و به همین دلیل اثرات ناشی از اندرکنش خاک و ساز مغفول مانده است. پس از ورود به قرن جدید و با توسعه سیستم‌های کامپیوتری و پیشرفت مدل‌های عددی، روش‌های فراوانی پیشنهاد داده شده است که در آن اثر اندرکنش خاک و سازه در نظر گرفته می‌شود. در ادامه برخی از آنها مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد.

از جمله برخی از این موارد می‌توان به مدل پیشنهادی بوکووالاس و همکاران (Bouckovalas et al, 1991) که بر اساس تحلیل تنش‌های مؤثر انجام گرفته بود اشاره کرد. در ادامه Yasouda و همکاران (۲۰۰۱) به این نکته پی بردند که کاهش مدول برشی فاکتور اصلی تعیین کننده تغییر شکل های زمین می‌باشد. بدین منظور یک آزمایش سانتریفیوژ به منظور اطمینان از صحت روند کار برای راستی آزمای

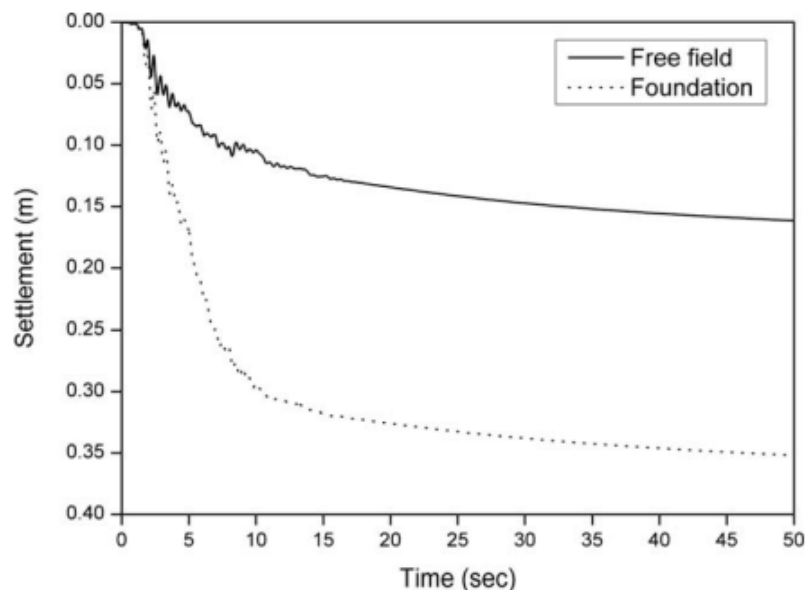
استفاده شد که شامل فونداسیون یک برج آماده بود. مقایسه نتایج مدل عددی انجام گرفته با نتایج مدل آزمایشگاهی سانتیریفیوژ نشان داد که با این روش می‌توان به خوبی اثر یک لایه روانگرا را بر نشست فونداسیون به خوبی ارزیابی کرد. روش آنالیز نیز بدین صورت است که در قدم اول تغییرشکل های زمین با استفاده از مدول برشی آن قبل از وقوع زمین لرزه محاسبه می‌گردد، سپس در شرایطی که حجم تغییری نمی‌کند، از روش عددی برای محاسبه مدول برشی استفاده می‌گردد و در نهایت با اندازه گیری اختلاف مقادیر اندازه گیری شده در دو مرحله قبلی، نتیجه حاصل که معادل تغییرشکل های باقی مانده خاک است حاصل می‌آید.

Elgamal و همکاران (۲۰۰۵) یک روش تحلیلی سه بعدی را به منظور بررسی نشست پی سطحی در پیش گرفتند و در آن اثر تحکیم و افزایش نفوذپذیری را مورد بحث و بررسی قرار دادند. لازم به ذکر است که در این روش به منظور اطمینان از صحت انجام کار، با نتایج آزمایش سانتیریفیوژ مقایسه گردید. سیستم خاک اشباع بر مبنای تئوری دو فازی بایوت برای خاک‌های متخلخل می‌باشد. فرمولاسیون این روش که u - p نامیده می‌شود بر پایه یک سری از پارامترها و فرضیه‌ها بنا شده است. برای مثال در این در این رابطه، چگالی فاز مایع و جامد در فضا و زمان ثابت است. تخلخل ثابت است و در طول زمان تغییر نمی‌کند. ذرات خاک غیرقابل تراکم بوده و به هر دو فاز مایع و جامد شتاب یکسانی وارد می‌شود. در این روش در نهایت این طور نتیجه شد که زهکشی تأثیر خوبی بر کاهش نشست دارد.

Karamitros و همکاران (۲۰۱۳) به محاسبه نشست دینامیکی پی‌های سطحی نواری و مستطیلی متکی بر خاک‌های روانگرا با یک لایه سطحی پرداختند و نشان دادند که با افزایش ضخامت و چسبندگی لایه سطحی رس، مقادیر نشست دینامیکی کاهش چشمگیری پیدا می‌کند. همچنین برای سادگی و استفاده سریع مهندسان، نمودارهای طراحی نیز ارائه شد.

Shahir و Pak (۲۰۱۰)، نشست ناشی از روانگرایی را در پی‌های سطحی با رویکرد عددی در نرم افزار OpenSees بررسی کردند. در این مطالعه، واکنش دینامیکی پی‌های سطحی در خاک‌های روانگرا بصورت سه بعدی تحلیل دینامیکی شد. به منظور مدلسازی بارگذاری یکنواخت و سیکلی بر روی ماسه از مدل معرفی شده توسط Dafalis و Manzari (۲۰۰۴) استفاده شد. فرمولاسیون مدل بر پایه تئوری پلاستیسیته سطوح اتصالی در یک چارچوب حالت بحرانی مکانیک خاک می‌باشد.

مکانیزم اصلی شرکت کننده در نشست سازه بر روی لایه خاک روانگرا فشردگی حجمی و تغییرشکل برشی در جرم خاک در زیر پی است. تاریخچه زمانی نشست در شکل (۲-۲۲) ارائه شده است. این نکته لازم به ذکر است که بخش بزرگی از نشست در هنگام ایجاد فشار آب حفره ایی رخ داده است (در حدود ۸۴ درصد نشست در زیر پی و ۶۹ درصد نشست در حالت بدون سربار).



شکل ۲-۲۲: تاریخچه زمانی نشست در زیر پی و حالت بدون سربار (Shahir & Pak, 2010)

فصل سوم: روش تحقیق و مدل سازی

۳-۱- مقدمه

حل مسائل مهندسی ژئوتکنیک به چند دلیل پیچیده است. اولاً مسائل ژئوتکنیکی معمولاً شامل سازه‌های بزرگ و غیر همگن است، ثانیاً به صورت محیط چند فازه هستند که فازهای مختلف دارای اندرکنش‌اند. ثالثاً رفتار خاک، غیر خطی، غیر همسان، تابع مسیر بارگذاری است که این موارد، در مورد مسائل دینامیکی از اهمیت بیشتری برخوردار است. انتخاب مدل رفتاری مناسب برای ماسه از اهمیت زیادی برخوردار است. مدل‌های رفتاری که مشخصه‌های بیشتری از رفتار ماسه را در بر دارند، همواره قادر به پیش بینی نتایج دقیق‌تر در مدلسازی عددی هستند. لذا مدل رفتاری مورد استفاده در این تحقیق بایستی قادر به مدلسازی خصوصیات رفتاری اصلی ماسه اشباع تحت بارگذاری لرزه ایی باشد.

۳-۲- تئوری محیط‌های متخلخل اشباع

خاک اشباع به صورت یک محیط دو فازه است که تغییر شکل فاز جامد و جریان فاز سیال به صورت همبسته هستند. توده خاک هنگام زلزله تحت تأثیر بارگذاری متناوب با شدت زیاد قرار می‌گیرد که در این محدوده رفتار خاک غیر الاستیک است. بنابراین، توده خاک بایستی به صورت یک محیط پیوسته و با در نظر گرفتن اندرکنش فازهای جامد و سیال مدلسازی گردد. به این نوع از تحلیل، تحلیل تنش مؤثر گفته می‌شود که به دو دسته کلی روش‌های همبسته و غیر همبسته، قابل تقسیم هستند (Elgamal et al. 2005). در روش‌های غیر همبسته تغییر شکل فاز جامد و ایجاد فشار آب حفره ایی به صورت مستقل از هم بررسی می‌شوند. روش کار بدین صورت است که ابتدا تغییر شکل‌های ایجاد شده در توده خاک با تحلیل تک فازه بدست می‌آید. سپس اضافه فشار آب حفره ایی با بکارگیری یک روش مناسب بر اساس تغییر

شکل‌های فاز جامد محاسبه می‌گردد. شایان ذکر است که این روش زمانی که حرکت سیال در خاک به صورت ماندگار باشد قابل توجیه است (Elgamal et al. 2005).

اما در روش‌های همبسته تغییر شکل فاز جامد و اضافه فشار آب حفره‌ای به صورت همبسته محاسبه می‌گردند. فرمولاسیون همبسته، فیزیک حاکم بر محیط متخلخل اشباع را بصورت کامل بیان می‌کند، لذا تحلیل‌هایی که در آنها از فرمولاسیون همبسته استفاده می‌شود، نتایج بهتری بدست می‌دهد.

در تحقیق حاضر سیستم خاک اشباع بر اساس سیستم دوفازی بر پایه تئوری بایوت برای محیط‌های متخلخل که پیش‌تر شرح آن داده شد مدل سازی شده است. فرمولاسیون عددی این روش به $u-p$ شهرت دارد، که بر پایه فرضیاتی بنا شده است (Elgamal et al. 2005):

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

۲- تخلخل در زمان ثابت است.

۳- ذرات خاک غیر قابل تراکم هستند.

۴- دو فاز مایع و جامد هر دو شتاب یکسان دارند.

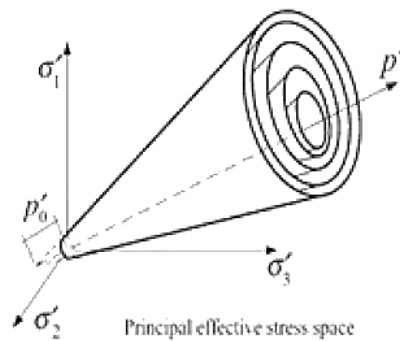
فرمولاسیون $u-p$ بصورت زیر تعریف می‌شود:

خاک شامل سه فاز مایع، جامد و گاز هست، به منظور آنالیز برای این مخلوط باید تعادل برای کل جرم رعایت شود. مجهولات ما در این مسئله تعادل شامل جابه جایی فاز مایع (u_s)، جا به جایی فاز مایع نسبت به فاز جامد (u_{rf}) و فشار فاز مایع است (P). به منظور راحتی، می‌توان متغیرهایی که تأثیر کم و ناچیزی بر مسئله دارند را حذف نمود، به همین منظور با حذف جابه جایی فاز مایع نسبت به فاز جامد (u_{rf}) تعداد معادلات مسئله تعادل به دو عدد کاهش می‌یابد. از آن جایی که با توجه به الویت متغیرها اول

معادله جابه جایی فاز جامد و سپس معادله جابه جایی فاز مایع قرار دارد. بنابراین به اینها معادلات $u_s - P$ یا به اختصار معادلات $u - P$ می گویند. که رابطه $u - P$ به صورت زیر است (Shahir & Pak, 2010):

$$\left\{ \begin{array}{l} M \ddot{U} + \int_v B^T \sigma' dV - QP - f^{(s)} = 0 \\ Q^T \dot{U} + HP + SP - f^{(s)} = 0 \end{array} \right. \quad (1-3)$$

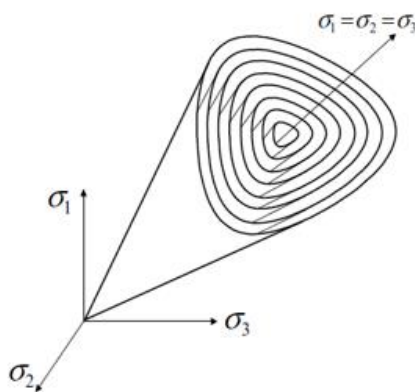
در معادله (۱-۳) M ماتریس جرم، U بردار جابه جایی فاز جامد، B ماتریس کرنش-جابه جایی، σ' ماتریس تنش مؤثر، Q اپراتور گرادیان و معادلات جریان، P بردار فشار آب حفره ایی، S ماتریس تحکیم، و H ماتریس نشت پذیری است. f^s و f^p اثرات بارهای خارجی و جریان مایعات هستند. خاک با استفاده از مدل چند صفحه ایی یانگ با کمک نرم افزار اجزاء محدود OPENSEES® مورد بررسی قرار گرفته است. مدلسازی خاک بر مبنای روش یانگ برای خاک‌های روانگرا صورت پذیرفته است. در این روش بر شبیه سازی بر مبنای مکانیزم کرنش برشی انباشه ناشی از روانگرایی در ماسه تمیز تاکید شده است. همچنین توجه ویژه‌ای بر اتساع تحت بارگذاری سیکلی شده است. براساس آنچه در تئوری پلاستیسیته کلاسیک مورد پذیرش قرار گرفته است، این طور فرض می‌شود که متریال به کار رفته خطی و ایزوتروپیک هستند و غیر خطی شدن و غیرایزوتروپیک شدن در نتیجه پلاستیسیته است. تابع تسلیمی که در این جا مورد استفاده قرار گرفته است به شکل و به فرم سطوح مخروطی در محیط تنش است، که نوک این مخروط‌ها در امتداد محور هیدرواستاتیک است. بر اساس مفهوم چند سطحی پلاستیسیته شاهد تعدادی از سطوح مشابه تسلیم با نوک مشابه و در اندازه‌های متفاوت به مانند شکل (۱-۳) هستیم. همان طور که در شکل (۱-۳) نشان داده شده است، خارجی‌ترین سطح نشان دهنده مقاومت برشی اوج است (Elgamal, 2007).



شکل ۱-۳: سطوح تسلیم مخروطی در محیط تنش‌های مؤثر اصلی (Elgamal, 2007)

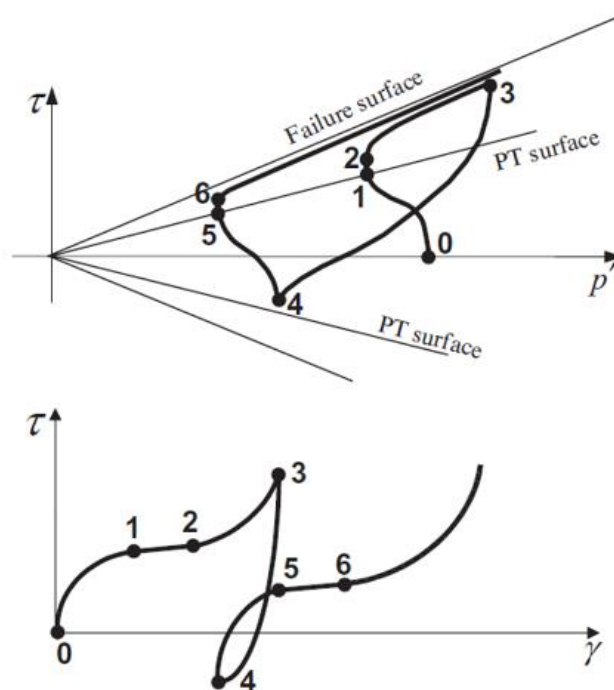
در صورتی که ما شکل (۱-۳) را در محیط تنش‌های کلی رسم کنیم تابع تسلیم ما از معیار شکستی که توسط Duncan و Lade پیشنهاد داده شد پیروی می‌کند، شکل (۲-۳). معادله این معیار شکست بصورت زیر است:

$$f = \frac{I_1^3}{I_3} - k_1 = 0 \quad (۲-۳)$$



شکل ۲-۳: صفحات تسلیم Lade-Duncan در فضای تنش‌های اصلی

که I_3 & I_1 به ترتیب اولین و سومین تنش ثابت‌اند و $k_1 (> 27)$ پارامتر وابسته به مقاومت برشی خاک است (یا زاویه اصطکاک Φ). مفهوم چند صفحه ایی پلاستیسیته بدین صورت است که تعداد مشابه سطح مخروطی با نوک یکسان در ناحیه سخت شدگی هستند. در هر سطح مقدار مدول پلاستیسته ثابت است. بصورت قراردادی مدول الاستیک با کرنش پایین است و در مورد مدول پلاستیک این طور فرض شده که همراه با تنش مؤثر همه جانبه اصلی به توان دو گسترش می‌یابد.



شکل ۳-۳: نمایش یک طرح کلی از الگوی تنش مؤثر یک مدل زهکشی نشده و واکنش تنش-کرنش برشی (Chen et al, 2010)

در شکل (۳-۳) خط PT مرز میان رفتار انقباضی و اتساعی زیر بارگذاری برشی است و فرض شده که مشابه سطح تسلیم است. در سطح PT نسبت تنش η بصورت η_{PT} مشخص شده است. توضیح شکل (۳-۳) بدین گونه است (Chen et al, 2010) :

۱) فاز انقباضی درون محدوده سطح PT ($\eta < \eta_{PT}$ ، فاز ۱-۰ و ۴-۵). همچنین وقتی در بیرون از

این محدوده شاهد باربرداری هستیم ($\eta > \eta_{PT}$ با $\dot{\eta} < 0$ ، فاز ۳-۴)

۲) فاز رفتار اتساعی در حین بارگذاری برشی، که پارامتر نشان دهنده تنش خارج از سطح PT است.

($\eta > \eta_{PT}$ با $\dot{\eta} > 0$ ، فاز ۳-۲)

۳) فاز خنثی ($P'' = 0$ ، فاز ۲-۱) که این فاز بین حالت انقباض ($P'' > 0$ ، فاز ۱-۰) و اتساع (

$P'' < 0$ ، فاز ۲-۳). باید توجه داشت که این فاز تنها در مورد فشارهای بسیار محدود و کم دارای

اهمیت است. (بطور مثال زیر ۱۰ کیلو پاسکال برای ماسه نوادا). P'' بیان کننده درجه شرکت

ناپذیری قانون جریان است، به بیان دیگر تعریف کننده مقدار اتساع و انقباض در تطابق با یک

مشاهده آزمایشگاهی است.

یکی از موارد مهم و تعیین کننده در تشخیص وقوع روانگرایی، نسبت اضافه فشار آب حفره ایی r_u

است. در واقع نسبت اضافه فشار آب حفره ایی حاصل تقسیم اضافه فشار آب حفره ایی بر تنش مؤثر اولیه

است. مقدار این پارامتر بین صفر تا یک متغیر است و از نظر تئوری نمی تواند بزرگتر از یک باشد. در صورتی

که این نسبت یک یا عددی بسیار نزدیک به یک شد، می توان نتیجه گرفت که خاک ما روانگرا شده

است (Shahir et al. 2012).

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}} \quad (3-3)$$

۳-۳- زاویه اتساع

تغییر شکل برشی خاک ها اغلب با تغییر حجم همراه است. ماسه شل تمایل به منقبض شدن و کاهش

حجم دارد و ماسه متراکم و فشرده نیز تنها زمانی می تواند تغییر شکل دهد که حجم آن تا حدی زیادت

شده و شل تر گردد این پدیده که در سال ۱۸۸۵ توسط رینولنز کشف شد اتساع نامیده می شود.

زاویه اتساع یکی از پارامترهای مقاوتی خاک محسوب می شود که در واقع نیروی مورد نیاز برای جدا شدن قفل و بست خاک رو در نظر می گیرد. در یک نمونه سست خاک، برش وارده فقط بر اصطکاک بین ذرات غلبه می کند اما در نمونه متراکم برش وارده علاوه بر غلبه بر اصطکاک بین ذرات باید بر قفل و بست بین ذرات نیز غلبه کند. مفهوم زاویه اتساع برشی است که صرف از بین بردن قفل و بست بین ذرات می شود. برای خاک های رسی بسیار بیش تحکیم یافته زاویه اتساع کم است. میزان اتساع در ماسه ها به هر دو عامل میزان تراکم و زاویه اصطکاک بستگی دارد.

زاویه اتساع Ψ دارای واحد درجه است. برای خاک های رسی بسیار بیش تحکیمی زاویه اتساع کم است ($\Psi \approx 0$). میزان اتساع در ماسه ها به هر دو عامل میزان تراکم و زاویه اصطکاک بستگی دارد. برای ماسه های کوارتزی $\Psi \approx \phi - 30$ و برای زوایای $\phi < 30$ زاویه اتساع غالباً صفر است. مقادیر منفی Ψ فقط برای ماسه های بسیار سست به کار می رود.

نرخ اتساع ماسه با زاویه اتساع Ψ مشخص شده است که معکوس سینوس شیب منحنی های انبساط حجمی در رابطه (۳-۴) است (Vaid et al. 1981):

$$\sin \Psi = \frac{dv}{d\gamma} \quad (4-3)$$

در یک مقدار اولیه نسبت تخلخل یا تراکم نسبی با افزایش σ'_3 ، کاهش Ψ را شاهد هستیم. در نتیجه زاویه اتساع تابعی از تراکم نسبی و فشار همه جانبه است. رفتار برشی ماسه تحت شرایط برشی زهکشی شده، در فشار عمودی σ'_{v0} ثابت، مشابه شرایط سه محوری است (Vaid et al. 1981).

$$\Psi = -0.11 + 0.59I_D - 0.11I_D \ln \left(\frac{p'}{p_a} \right) \quad (5-3)$$

که I_D شاخص چگالی نسبی، p_a فشار اتمسفر، و p' تنش مؤثر سه محوری که بر حسب کیلوپاسکال می باشد و به بصورت رابطه (۶-۳) محاسبه می شود:

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3) \quad (۶-۳)$$

همچنین روش دیگری متعلق به Bolton (1986) است که با در نظر گیری تراکم نسبی و تنش همه جانبه میزان زاویه اتساع را محاسبه کرده است. شاخص چگالی نسبی بصورت رابطه (۷-۳) محاسبه شده است و سپس شاخص اتساع نسبی بر اساس آن در رابطه (۸-۳) محاسبه شده است:

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (۷-۳)$$

$$I_R = I_D (10 - \ln p') - 1 \quad (۸-۳)$$

و براساس موارد بالا و رابطه ذیل (Schanz, 1996) در نهایت می توان زاویه اتساع رو بصورت رابطه (۹-۳) محاسبه نمود .

$$\sin \Psi = \frac{0.3I_R}{2 + 0.3I_R} = \frac{I_R}{6.7 + I_R} \quad (۹-۳)$$

۳-۴- مواد و مصالح مورد استفاده

خاک مورد استفاده ماسه اشباع در تراکم‌های مختلف است. پارامترهای پیشنهاد داده شده توسط

راهنمای OpenSees تابعی از تراکم خاک نیستند و بیشتر بر اساس توصیه‌های خود (Mazzoni et al. 2007)

گرفته شده‌اند. برای بدست آوردن پارامترهای وابسته به تراکم از تحقیق آقای Chen و همکاران

(2010) که در جدول (۳-۱) ارائه شده است استفاده شده است.

جدول ۳-۱: روابط پارامترهای PDMY (CHEN et al. 2010)

	رابطه	$Dr = 30\%$	$Dr = 40\%$	$Dr = 50\%$	$Dr = 60\%$
$\rho \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right)$	$2.11(D_r)^{0.1567}$	1.747	1.82	1.892	1.947
$G_{max}(kPa)$	$G_r = 10500 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} P_r^{0.4}$	68446.4159	72628.015	80073.451	83228.314
$B_{max}(kPa)$	$B_r = G_r \frac{2(1 + \vartheta)}{3(1 - 2\vartheta)}$	91261.88	110286.98	208818.99	388398.79
$\varphi(\text{degree})$	$\varphi = 16.2D_r + 25$	29.86	31.48	33.10	34.72
$\varphi_{PT}(\text{degree})$	$\varphi_{PT} = 16.2D_r + 25$	29.86	31.48	33.10	34.72
$p_r(kPa)$	Constant	80	80	80	80
γ_{max}	Constant	0.1	0.1	0.1	0.1
N	Constant	0.5	0.5	0.5	0.5
c	$c = 0.0288D_r^{-1.4172}$	0.1586	0.105	0.077	0.059
d_l	$d_1 =$ $1.147D_r - 0.2454 \geq 0$	0.0987	0.213	0.328	0.442

ادامه جدول ۳-۱: روابط پارامترهای PDMY (Chen et al. 2010)

d_2	$d_2 =$ $6.9686D_r - 1.7187 \geq 0$	0.37188	1.069	1.76	2.46
l_1	$l_1 = 10 \quad (D_r < 65\%)$ $l_1 =$ $-35.484D_r + 32.5$ $(D_r \geq 65\%)$	10	10	10	10
l_2	$l_2 =$ $-0.0154LnD_r - 0.0012$	0.0173	0.013	0.00947	0.0066
l_3	$l_3 = 1 \quad (D_r \leq 85\%)$ $l_3 = 0 \quad (D_r > 85\%)$	1	1	1	1
$k_h =$ $k_v \left(\frac{m}{s} \times 10^{-5} \right)$	-	7.05	5.9757	5.03	4.3026
e	-	0.76	0.73	0.68	0.66
ν	-	0.2	0.23	0.33	0.4

که ρ چگالی خاک، p_r فشار همه جانبه مرجع، G_{max} ماکزیمم اضافه فشار آب حفره ایی نسبت به فشار p_r ، B_{max} ماکزیمم مدول بالک به نسبت مقدار p_r ، ϕ زاویه اصطکاک، 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، l_1 ، l_2 و l_3 پارامترهای روانگرایی، k_h و k_v ضرایب قائم و افقی نفوذپذیری، e نسبت تخلخل خاک و در نهایت ν ضریب پواسون خاک است (Chen et al. 2010).

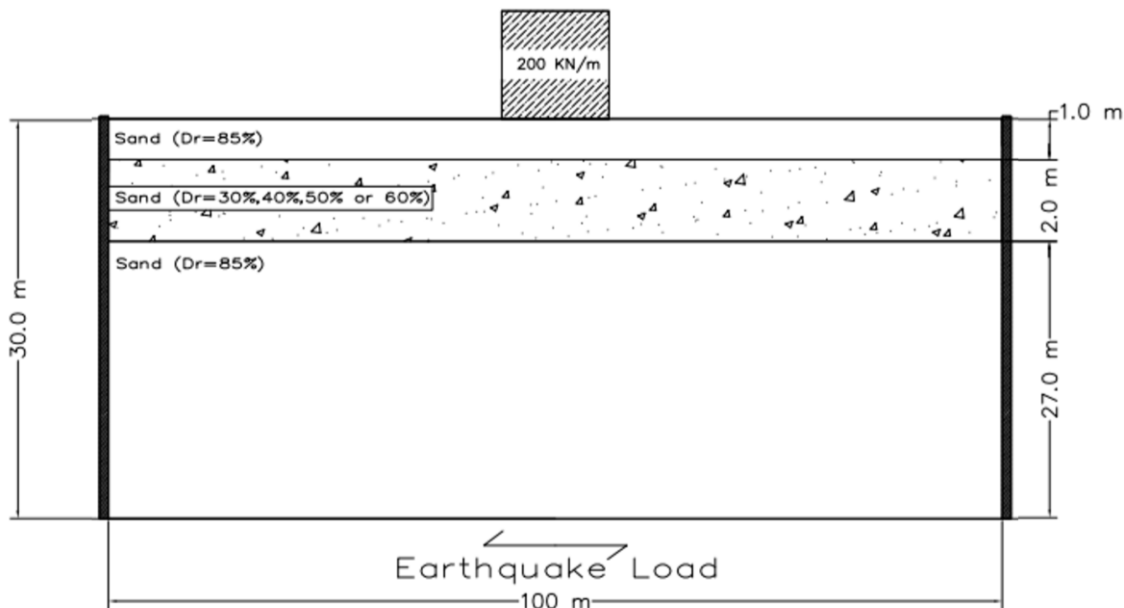
در نرم افزار OpenSees® از متریال PressureDependMultiYield که به اختصار متریال PDMY نامیده می‌شود، برای تعریف خاک ماسه استفاده می‌شود. این دستور دارای ویژگی‌های است که در ادامه بیان می‌شود. این متریال یک متریال الاستوپلاستیک است که برای شبیه سازی پاسخ‌های خاک از قبیل اتساع انقباض و... تحت بارگذاری مورد استفاده قرار می‌گیرد. در حین اعمال بار ثقلی (و یا بار استاتیکی) رفتار خاک بصورت خطی الاستیک است. در بارگذاری سریع دینامیکی واکنش تنش-کرنش الاستوپلاستیک است. پلاستیستیه بر اساس اصل چند صفحه ایی و همراه با قانون شرکت ناپذیری جریان است تا اثر اتساع را بازتولید کند. سطوح تسلیم بر اساس معیار دراگر-پراگر بیان شده‌اند.

معیار دراگر-پراگر یک مدل وابسته به تنش است که برای مشخص کردن اینکه چه زمانی متریال وارد مرحله شکست می‌شوند یا تحت تسلیم پلاستیک هستند استفاده می‌شود. این معیار برای استفاده در تغییر شکل‌های خاک‌ها معرفی شدند (Chen et al. 2010).

۳-۵- هندسه مدل، بارگذاری و شرایط مرزی

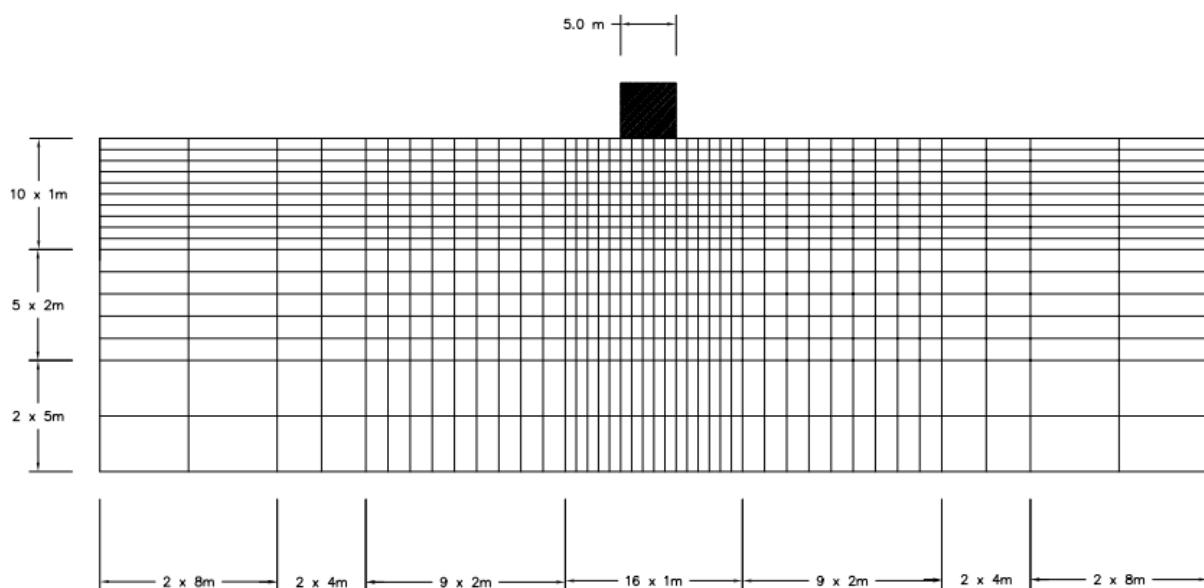
مدل شامل یک باکس با ارتفاع ۳۰ متر و عرض ۱۰۰ متر هست. یک لایه خاک کم تراکم در عمق ۱ تا ۳ متری باکس قرار دارد و به منظور وقوع روانگرایی در عمق، لایه سطحی با تراکم بالا ($D_r = 0.85$) در نظر گرفته شده است. خاک کاملاً اشباع بوده و از کف باکس تحت اثر بار لرزه ایی (زلزله کوبه-Kobe Japan1995) با ماکزیمم شتاب $0.36g$ قرار می‌گیرد. نمونه از کف باکس اجازه زهکشی ندارد و تنها امکان زهکشی از سطح خاک فراهم هست، دیواره‌ها منعطف بوده و توانایی جابه جایی در جوانب را دارند. ابتدا باکس با لایه میانی با تراکم ۳۰ درصد مدلسازی شده است و مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته است، سپس در سایر تراکم‌های ۴۰، ۵۰ و ۶۰ مورد بررسی قرار می‌گیرد تا تأثیر این تغییر تراکم و اتساع را بر نشست

سازه و همچنین اضافه فشار آب حفره ایی و روانگرایی خاک بررسی شود. پی صلب مطابق شکل (۳-۵) با عرض ۵ متر و بار خطی ۲۰۰ کیلو نیوتن بر متر درست در وسط باکس قرار دارد. مقدار این بار با توجه به مقاله Vaid و همکاران (Vaid et al. 1981) انتخاب شده است.

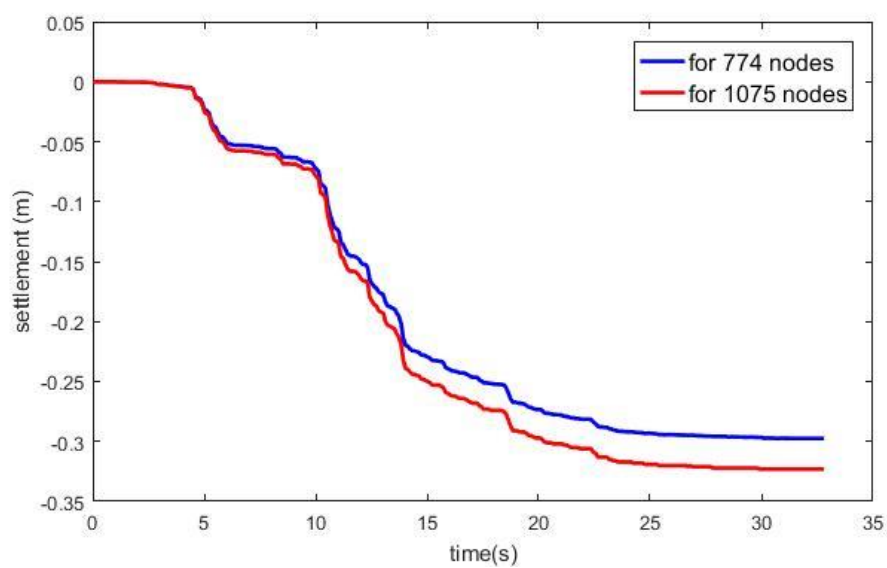


شکل ۳-۴: شمای کلی باکس خاک

المان بندی مدل مطابق شکل (۳-۶) شامل ۷۱۴ المان و ۷۷۴ گره است. باید توجه داشت که به منظور اطمینان از کافی بودن المان ها و گره ها در درست بودن نتایج، یک مدل با المان بندی ریزتر (۱۰۰۸ المان و ۱۰۷۵ گره) نیز مدل شده است و نتایج نشست آن با نتایج نشست المان بندی مورد استفاده مطابق نمودار شکل (۳-۷) مقایسه شده است که اختلاف آن کمتر از ۱۰ درصد بوده است که نشان دهنده کافی بودن مقادیر المان ها و گره ها می باشد.

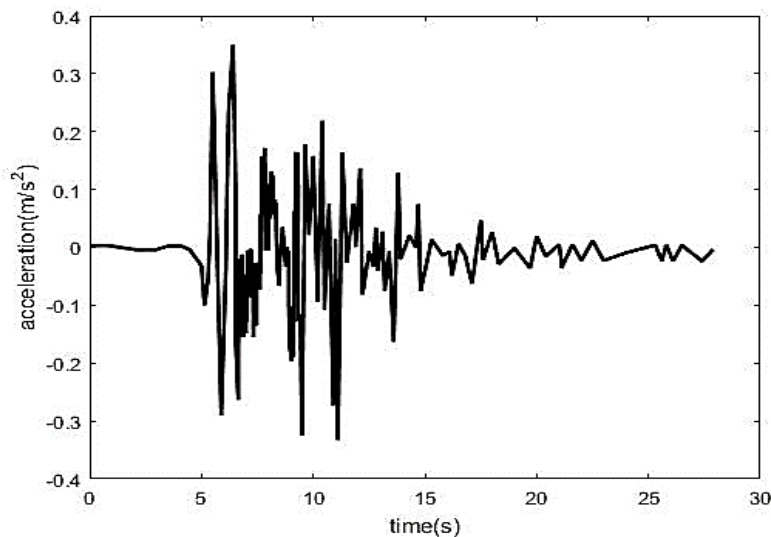


شکل ۳-۵ مش بندی مدل



شکل ۳-۶ مقایسه نشست در دو مدل با تعداد گره‌های متفاوت

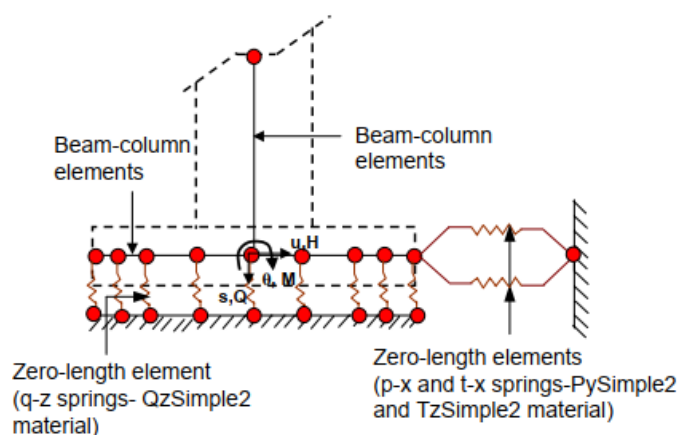
مدل سازی توسط نرم افزار اجزا محدود OpenSees بصورت دو بعدی صورت پذیرفته است. نمودار شتاب نگاشت اعمالی در جهت افقی به باکس خاک در شکل (۷-۳) نشان داده شده است.



شکل ۷-۳: شتاب نگاشت اعمالی به مدل (Kobe Japan, 1995)

۳-۶- مدل سازی فونداسیون

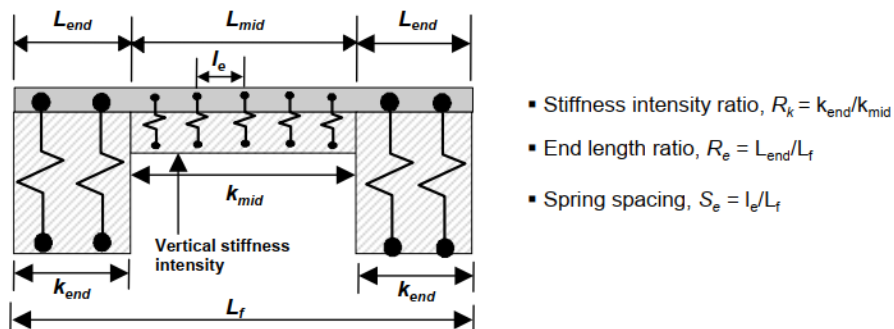
مدلسازی فونداسیون بصورت دو بعدی با استفاده از Beam-on-Nonlinear-winkler-Foundation یا بطور اختصار (BNWF) مدل شده است. در شکل (۸-۳) جایگذاری فنرها و اتصال به گره های هم مختصات خاک نشان داده شده است (Raychowhury, Hutchinson , 2008).



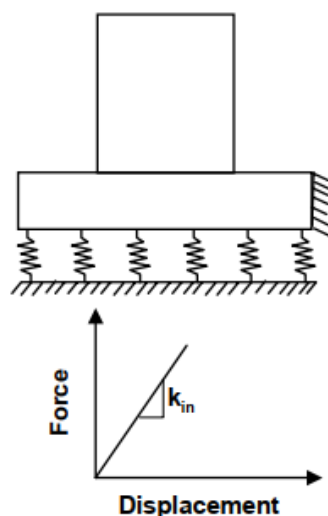
شکل ۸-۳ جایگذاری فنرها و اتصال به گره‌های هم مختصات خاک (Raychowhury, Hutchinson , 2008)

متریال به کار رفته در این روش از نوع سخت شونده کرنشی بوده است و الاستیک است. شکل (۸-۳) نشان می‌دهد که تغییر شکل پی متقارن می‌باشد.

سختی فنرها در زیر فونداسیون و ضرایب به کار رفته در مدل، در شکل (۹-۳) به تصویر کشیده شده است. همان طور که مشاهده می‌گردد فنرهای جانبی سختی بیشتری از فنرهای مرکزی دارند. بر طبق شکل (۱۰-۳) پی شامل کف الاستیک بوده و در مقابل حرکت جانبی نیز مقاوم است (Raychowhury, Hutchinson , 2008).



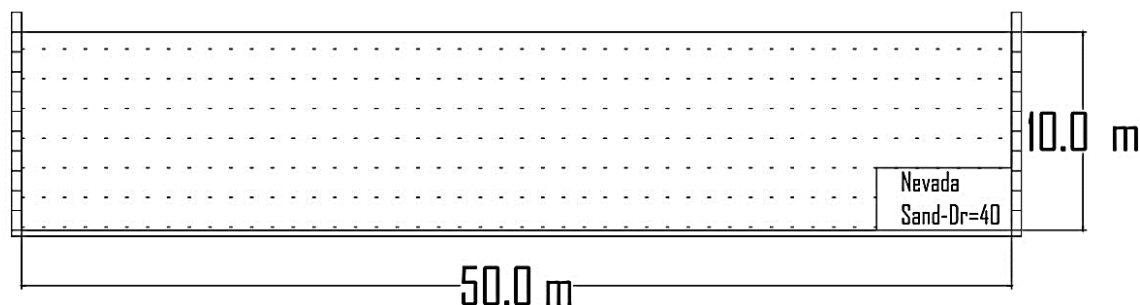
شکل ۹-۳: فنرهای زیر پی با سختی‌های متفاوت (Raychowhury, Hutchinson , 2008)



شکل ۳-۱۰: پی با کف الاستیک و عدم حرکت جانبی (Raychowhury, Hutchinson , 2008)

۳-۷- صحت سنجی مدل

به منظور مدل سازی صحیح فرآیند روانگرایی و برپایه تئوری پلاستیسیته چند سطحی، یانگ و همکاران مدل ساختاری خود را پیشنهاد دادند. از نتایج آزمون velcas شماره یک (No,1) بر اساس مقاله (Arulmoli et al, 1992) برای راستی آزمایی استفاده شده است. در این مدل این طور فرض شده است که متریال خطی و ایزوتروپیک اند و غیرخطی شدن و غیر ایزوتروپیک شدن در نتیجه رفتار پلاستیک خاک است (Esmaeili & Hakimpour, 2015).



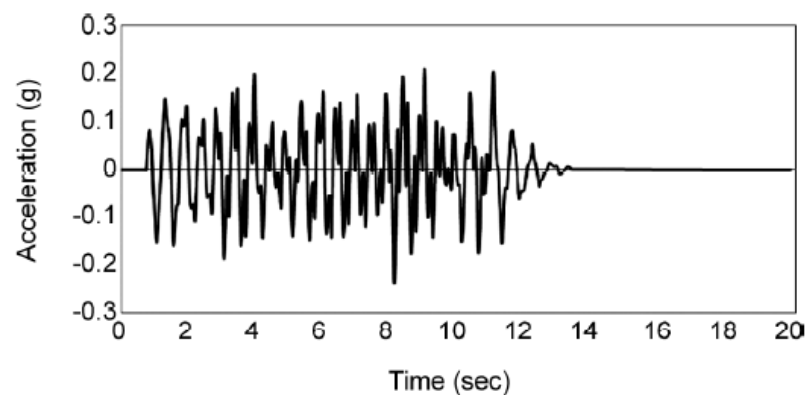
شکل ۳-۱۱: شمای کلی باکس خاک (راستی آزمایی)

باکس در نظر گرفته شده به منظور حداقل کردن اثرات امواج برگشتی زلزله در ابعاد ۱۰ در ۵۰ متر بوده است و گره‌های جانبی به یکدیگر بسته شده‌اند. گره‌ها در کف بصورت کاملاً فیکس هستند و این طور فرض شده که در کف یک لایه سنگ غیر قابل نفوذ قرار دارد. گره‌های سطحی امکان زهکشی آب را دارند. مشخصات متریال بر اساس مقاله Arulmoli و همکاران بصورت جدول (۲-۳) است :

جدول ۲-۳: مشخصات ماسه نوادا با تراکم ۴۰ درصد (ARULMOLI et al., 1992)

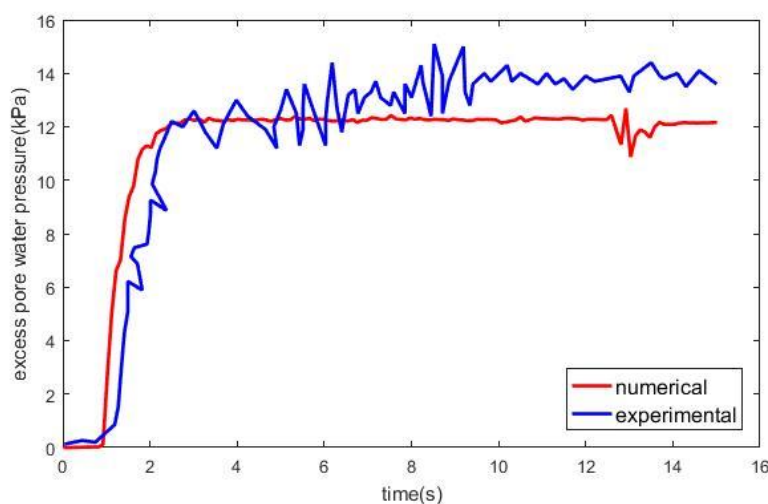
Dr (%)	تخلخل	نسبت پواسون	چگالی خشک	مدول برشی	زاویه اصطکاک	عدد SPT	نفوذپذیری	چسبندگی	پارامترها
-	-	-	Kg/m ³	MPa	درجه	Blows	m/s	MPa	واحد
40	0.42	0.3	1500	3.85	30	7	6.0e-5	0	مقادیر

زلزله از کف و در جهت افقی به باکس اعمال شده است و در جهت عمودی شتابی به مدل اعمال نشده است. ماکزیمم شتاب زلزله 0.235g است و نمودار شتاب نگاشت بصورت شکل (۳-۱۲) می‌باشد:

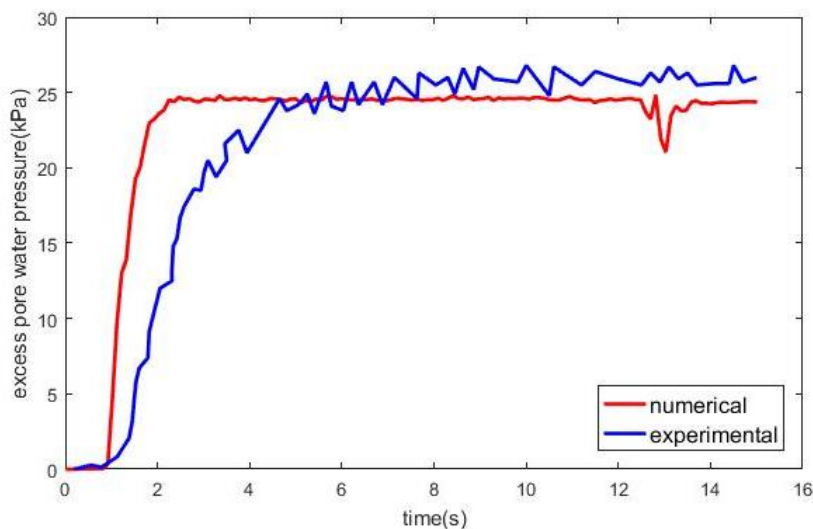


شکل ۳-۱۲: شتاب نگاشت اعمالی در جهت افقی به مدل (راستی آزمایی)

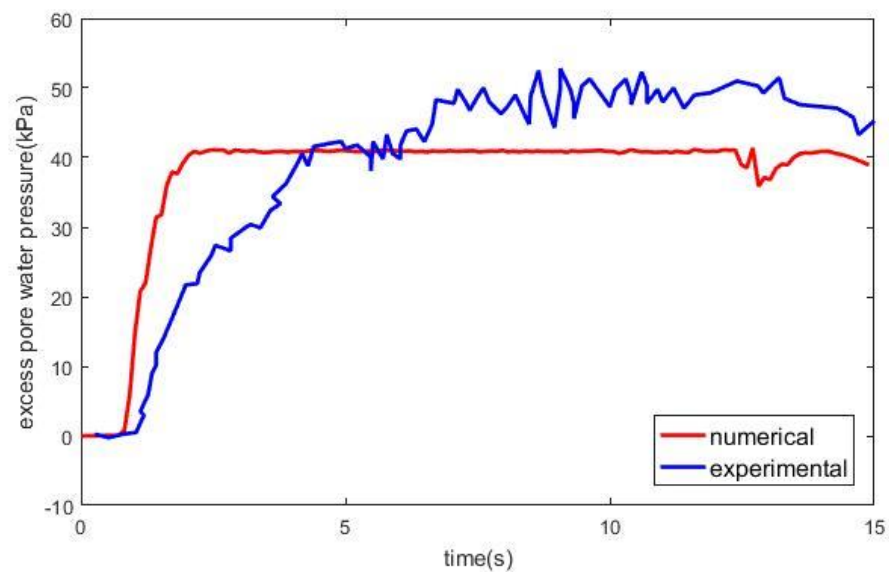
نتایج اضافه فشار آب حفره ایی در مدل آزمایشگاهی و مدل عددی ساخته شده در این تحقیق در اشکال (۱۳-۳) تا (۱۶-۳) در اعماق مختلف، نشان داده شده است. مقایسه تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی در اعماق مختلف نشانگر نزدیک بودن نتایج عددی و آزمایشگاهی و اختلاف کمتر از ۱۰ درصد می باشد که ثابت می کند مدل استفاده شده در این مطالعه مناسب می باشد.



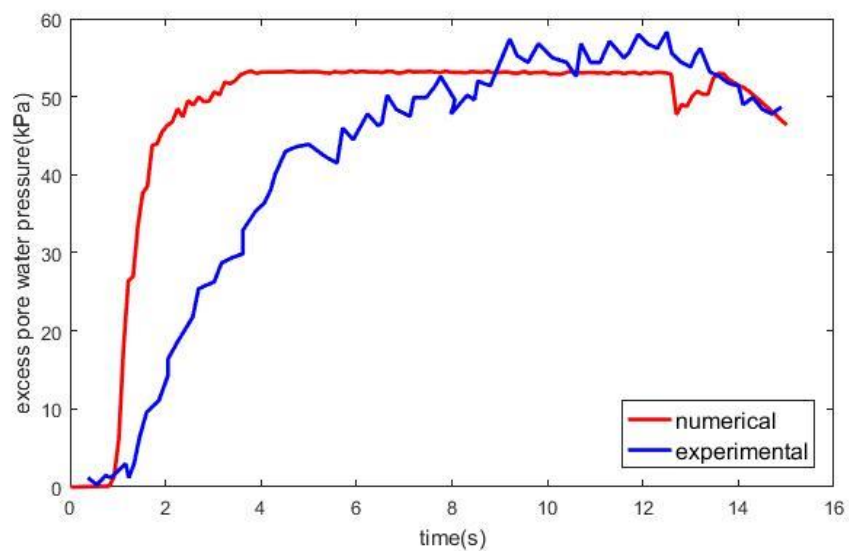
شکل ۳-۱۳: مقایسه تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی مدل عددی و آزمایشگاهی در عمق ۱/۲۵ متری



شکل ۳-۱۴: مقایسه تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی مدل عددی و آزمایشگاهی در عمق ۲/۵ متری



شکل ۳-۱۵: مقایسه تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی مدل عددی و آزمایشگاهی در عمق ۵ متری



شکل ۳-۱۶: مقایسه تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی مدل عددی و آزمایشگاهی در عمق ۷/۵ متری

فصل چہارم: بحث و تفسیر نتائج

۴-۱- مقدمه

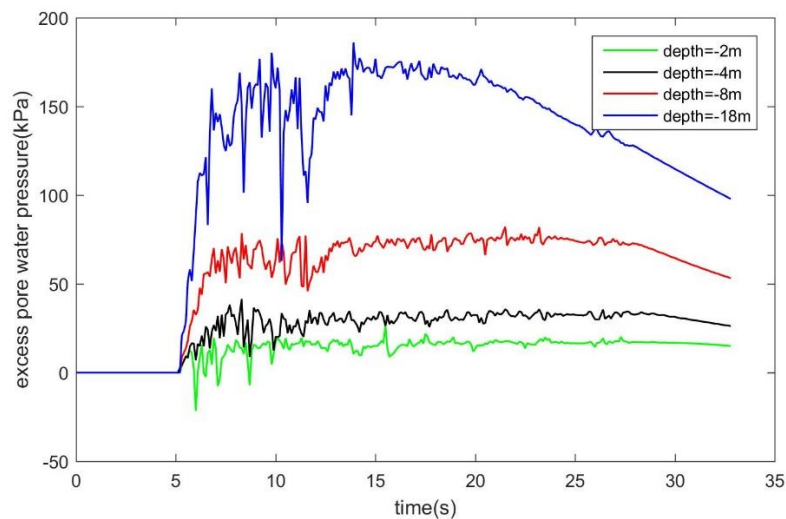
نتایج و نمودارهای بدست آمده از تحلیل انجام شده بر روی یک باکس خاک سه لایه (شکل (۳-۴)) با مشخصات ذکر شده در فصل قبل در این بخش آورده شده است. در این قسمت در ابتدا برای نشان دادن روند وقوع روانگرایی، لایه خاک میانی با تراکم ۳۰ درصد در نظر گرفته شده است و نمودارهای تغییرات اضافه فشار آب حفره‌ایی و σ_u (رابطه ۳-۳) ارائه شده و مورد بحث و بررسی قرار گرفته است. سپس تغییرات σ_u در تراکم‌های مختلف و در اعماق مختلف با یکدیگر مقایسه شده است و بعد از آن نشست در تراکم‌های مختلف ارائه شده است. ضمناً در هر تراکم، با توجه به خصوصیات ذاتی ماسه (نسبت تخلخل حداکثر و حداقل)، تنش‌های همه جانبه هنگام وقوع روانگرایی و حداکثر زاویه اتساع در حین وقوع روانگرایی محاسبه شده است و تغییرات زاویه اتساع در تراکم‌های مختلف در یک نمودار شرح داده شده است. در نهایت تغییرات نشست در زوایای اتساع وابسته به تراکم خاک نشان داده شده است. در مرحله دوم سعی شده است تا تأثیر تغییر پارامترهای اتساع بر نشست و تغییرات اضافه فشار آب حفره‌ایی و σ_u نشان داده شود.

۴-۲- بررسی نتایج تحلیل

در ابتدا نتایج حاصل از لایه خاک میانی با ضخامت ۲ متر با تراکم نسبی ۳۰ درصد مورد بحث و بررسی قرار گرفته است تا وقوع روانگرایی در اعماق مختلف و روند تغییرات اضافه فشار آب حفره‌ایی در عمق بررسی شود.

در شکل (۴-۱) نسبت تغییرات اضافه فشار آب حفره‌ایی در حالت بدون سربار در اعماق مختلف مشاهده می‌شود. همان طور که دیده می‌شود با افزایش عمق، به واسطه افزایش تنش مؤثر، میزان اضافه فشار آب حفره‌ایی افزایش می‌یابد. ماکزیمم تغییرات شتاب نگاشت در بازه زمانی ۵ تا ۱۵ ثانیه رخ داده است و از

شکل (۴-۱) نیز می‌توان نتیجه گرفت در این بازه زمانی بیشترین تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی رخ می‌دهد. پس از فروکش کردن شتاب های ماکزیمم زلزله، به تدریج روند کاهش اضافه فشار آب حفره ایی آغاز می‌شود و نمودار اضافه فشار آب حفره ایی در اعماق مختلف به یکدیگر میل پیدا می‌کنند.

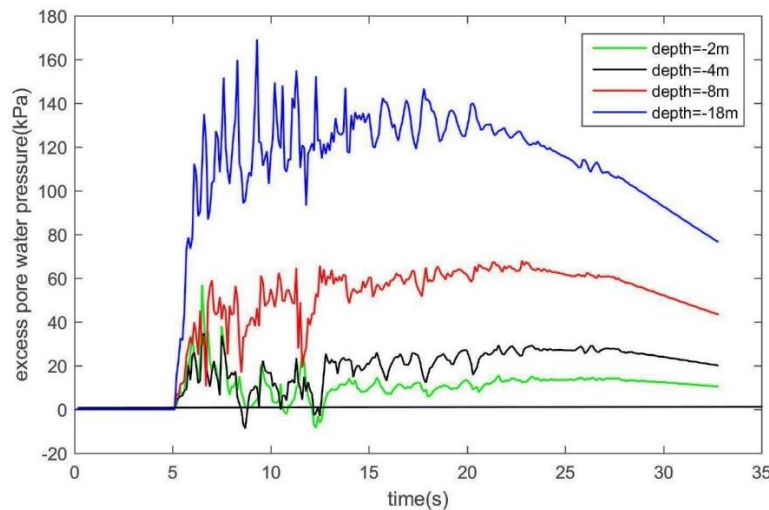


شکل ۴-۱: نمودار اضافه فشار آب حفره ایی در اعماق مختلف در حالت بدون سربار برای لایه خاک میانی با تراکم ۳۰ درصد

نمودار اضافه فشار آب حفره ایی در زیر پی با سربار ۲۰۰ کیلو نیوتن بر متر، در شکل (۴-۲) مشاهده می‌گردد. با افزایش عمق میزان اضافه فشار آب حفره ایی افزایش می‌یابد. همچنین اضافه فشار آب حفره ایی در اعماق ۲، ۴ و ۸ متری در بازه زمانی ۵ تا ۱۰ ثانیه منفی می‌باشد، که مطابق مقاله (Mohammadi & Qadimi, 2015) وقوع اضافه فشار آب حفره ایی منفی در خاک‌های ماسه‌ای اشباع تحت بارگذاری سیکلی بیانگر اتساع است.

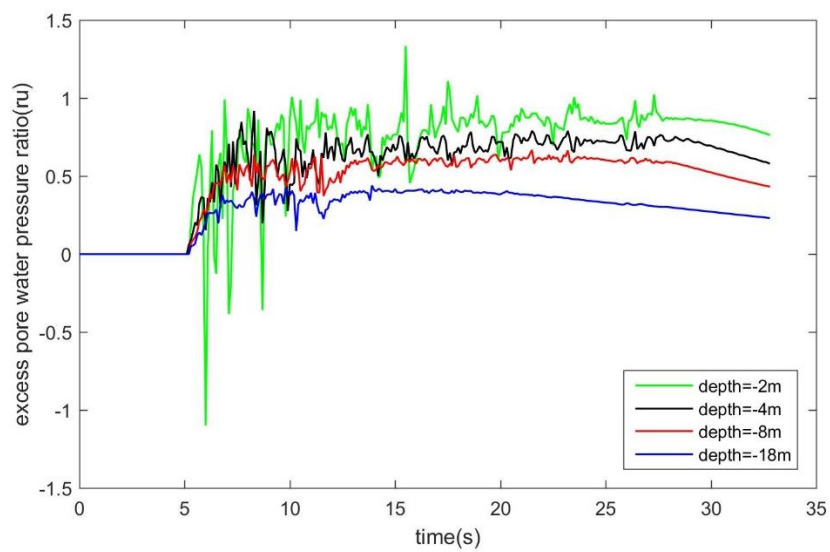
در خاک های ماسه اشباع تحت بارگذاری سیکلی، ممکن است اضافه فشار آب حفره ایی منفی شود که بدین معنی است که خاک تمایل به اتساع پیدا کرده و به حجم آن افزوده می گردد. به تدریج با افزایش عمق اضافه فشار آب حفره ایی افزایش می یابد، اما به دلیل افزایش هم ارز تنش موثر، نسبت σ_u روند

کاهشی را طی می کند. در زیر پی به دلیل وجود فشار سربار، نسبت σ_u بسیار کمتر از زمین آزاد در یک عمق یکسان است. اما با فاصله گرفتن از پی، از تاثیر سربار پی کاسته می شود.

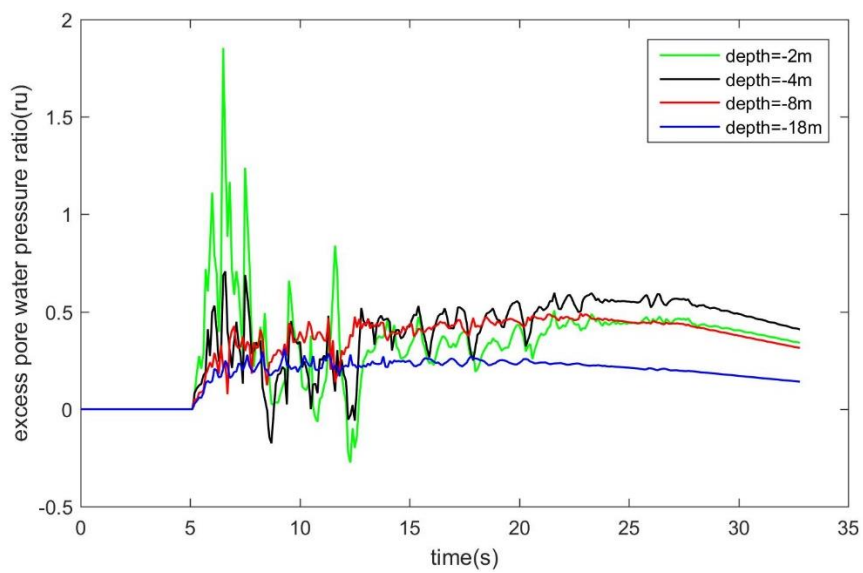


شکل ۴-۲: نمودار اضافه فشار آب حفره ایی در اعماق مختلف در زمین زیر پی برای لایه خاک میانی با تراکم ۳۰ درصد

شکل (۳-۴) روند تغییرات نسبت اضافه فشار آب حفره ایی در حالت بدون سربار و در زیر پی را نشان داده است. همان طور که ملاحظه می گردد، در حالت بدون سربار، شکل (۴-الف)، در عمق ۲ متری که در مجاورت لایه خاک کم تراکم ۳۰ درصدی نیز می باشد، در بازه زمانی بین ۵ تا ۱۵ ثانیه مقادیر σ_u از یک بیشتر شده است که نشانگر وقوع روانگرایی است. پس از این زمان، با کاهش اضافه فشار آب حفره ایی از میزان σ_u کاسته می شود. برای سایر اعماق روانگرایی رخ نمی دهد و با افزایش عمق میزان σ_u کم می شود و بیشتر در مقابل روانگرایی مقاوم می گردد که بیانگر تاثیر مثبت فشار مؤثر خاک بر مقاومت روانگرایی است. در شرایطی که خاک تحت تاثیر سربار قرار می گیرد، شکل (۴-ب)، در هیچ عمقی روانگرایی مشاهده نمی شود که دلیل آن نزدیک بودن لایه کم تراکم به سطح زیر پی و تاثیر پذیری بیشتر از حباب تنش سربار می باشد. با توجه به رابطه (۳-۳) با افزایش تنش سربار، تنش مؤثر اولیه افزایش یافته و از مقدار σ_u کاسته می شود.



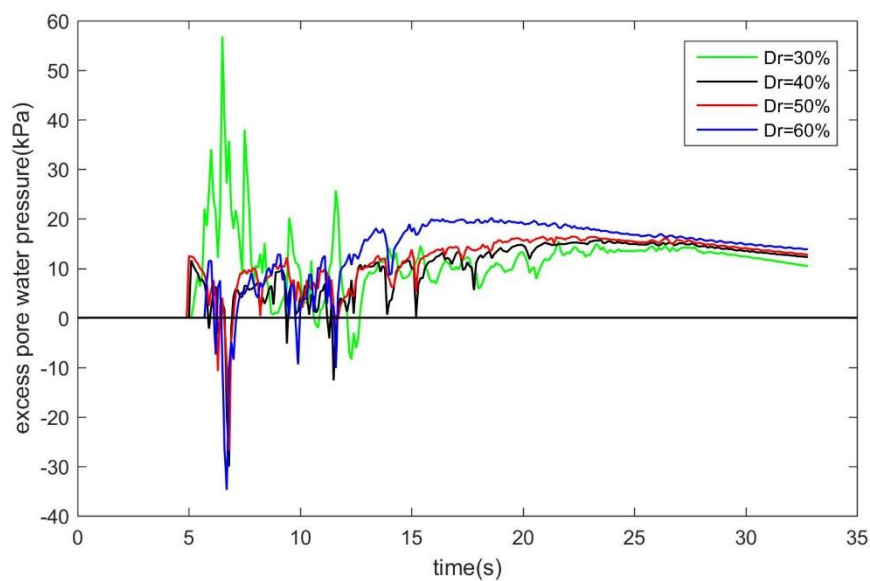
(الف)



(ب)

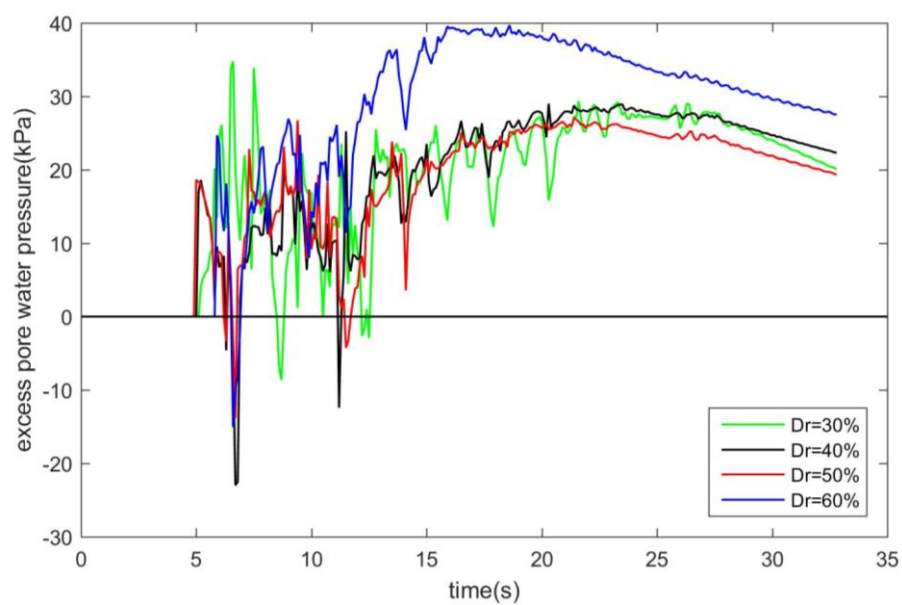
شکل ۳-۴: نمودار نسبت اضافه فشار آب حفره ایی در اعماق مختلف در زمین برای لایه خاک میانی با تراکم ۳۰ درصد؛
الف: حالت بدون سربار ب: زیر پی

در ادامه میزان تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی برای تراکم‌های مختلف بحث شده است. در شکل (۴-۴) تغییرات اضافه فشار آب حفره‌ای در لایه خاک میانی در زیر پی دیده می‌شود. همان طور که ملاحظه می‌گردد با افزایش تراکم لایه خاک میانی مقادیر اضافه فشارهای آب حفره ایی نیز افزوده می‌گردد که با افزایش عمق تأثیر تغییر تراکم در لایه خاک میانی بر تغییرات اضافه فشار آب حفره‌ای در امتداد عمق خاک کمتر می‌شود. تا آنجا که در عمق ۱۸ متری تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی در تراکم‌های مختلف تقریباً بر یکدیگر منطبق هستند (۴-۴ ج). به تدریج با محو شدن اضافه فشار آب حفره ایی، نمودارها برای تراکم‌های مختلف به یکدیگر میل پیدا می‌کنند. همچنین در عمق‌های ۲ متر و ۴ متر شاهد فشار آب حفره‌ای منفی به دلیل وقوع اتساع هستیم که با افزایش عمق به ۱۸ متر به دلیل کاهش اثر تنش سربار و کاهش کرنش حجمی، دیگر اتساع رخ نمی‌دهد و فشارهای آب حفره‌ای منفی نمی‌شود.

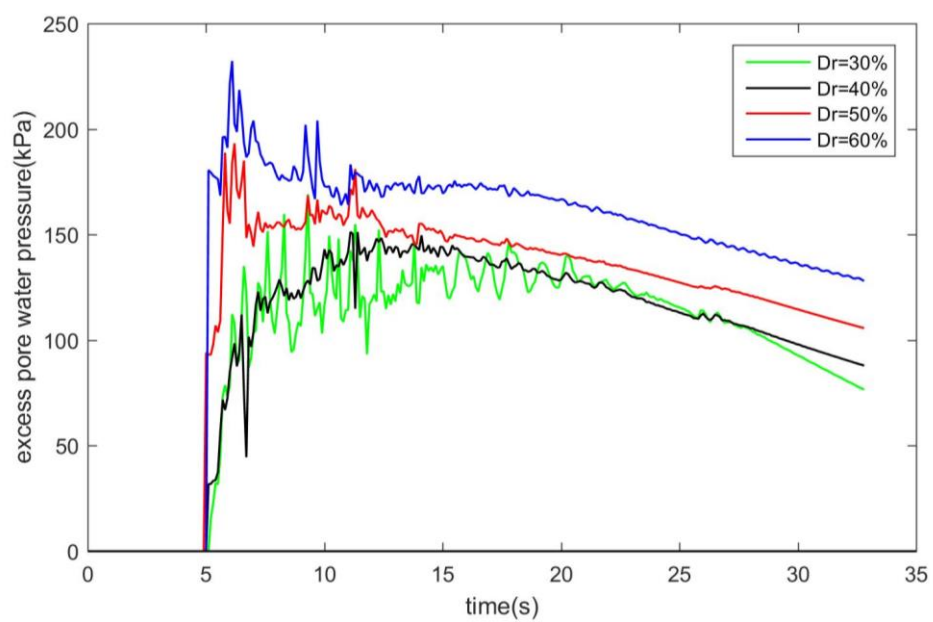


(الف)

شکل ۴-۴: نمودارهای مقایسه‌ای اضافه فشار آب حفره ایی در زیر پی در عمق الف: ۲ متر



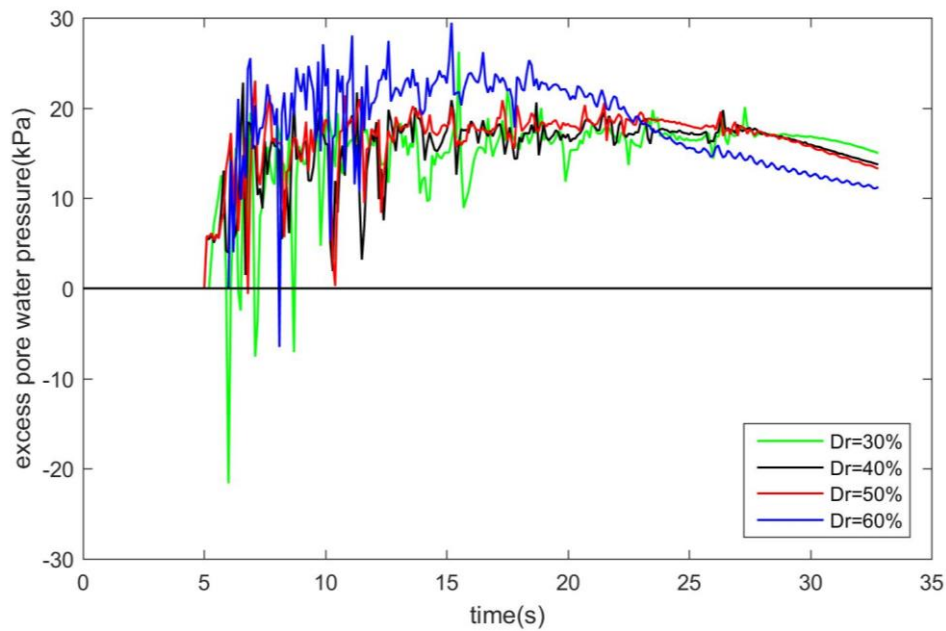
(ب)



(ج)

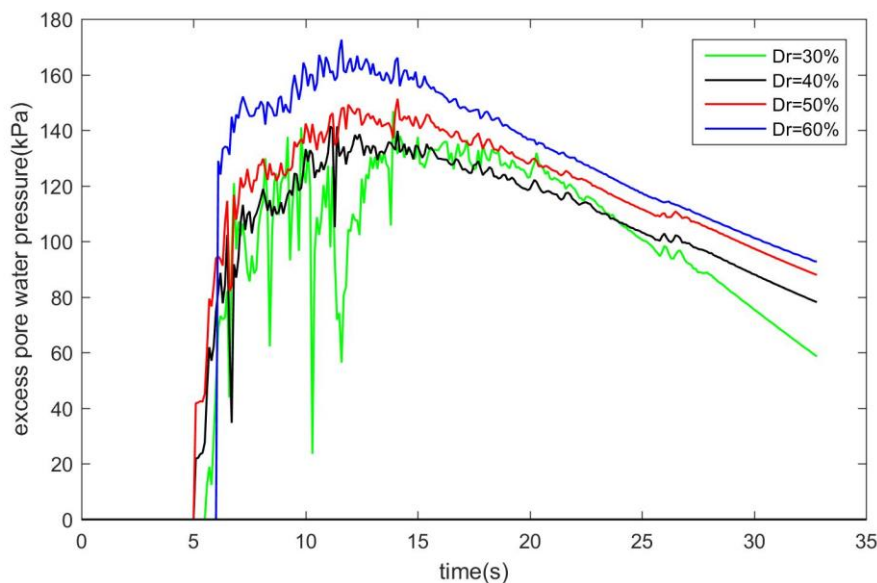
شکل ۴-۴ (ادامه): نمودارهای مقایسه‌ای اضافه فشار آب حفره ایی در زیر پی در عمق‌های ب: ۴ متر، ج: ۱۸ متر

در شکل (۴-۵) تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی در حالت بدون سربار در تراکم‌های مختلف در اعماق مختلف نشان داده شده است. همان طور که مشاهده می‌گردد برای عمق ۱۸ متر در تراکم‌های مختلف تقریباً روند یکسانی مشاهده می‌شود و نوسانات شدید در بازه زمانی ۵ تا ۱۵ ثانیه بیانگر اثر شتاب زلزله که در این بازه به اوج خود می‌رسد. در تراکم‌های بالاتر نسبت اضافه فشار آب حفره ایی بیشتری وجود دارد و اختلاف اضافه فشار آب حفره ای بین تراکم‌های مختلف بیشتر میشود.



(الف)

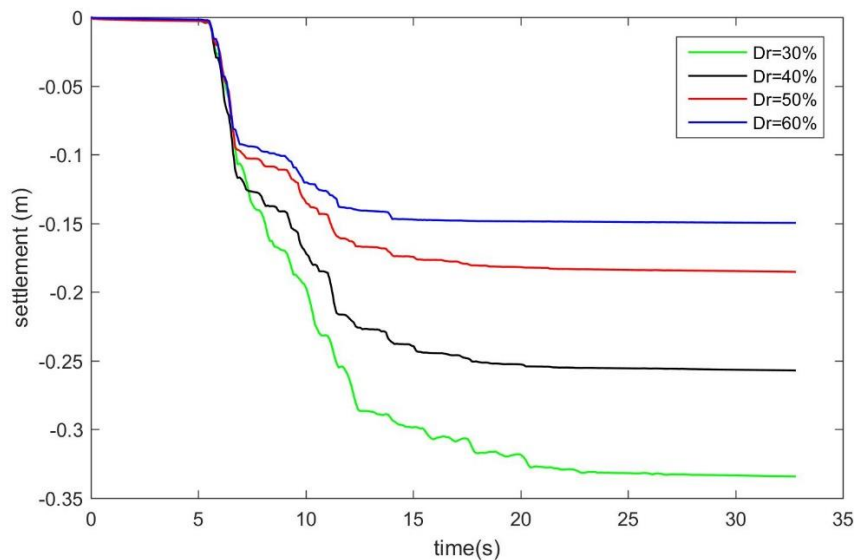
شکل ۴-۵: نمودارهای مقایسه‌ای اضافه فشار آب حفره ایی در حالت بدون سربار در عمق‌های الف: ۲ متر



(ب)

شکل ۴-۵ (ادامه): نمودارهای مقایسه‌ای اضافه فشار آب حفره ایی در حالت بدون سربار در عمق ب: ۱۸ متر

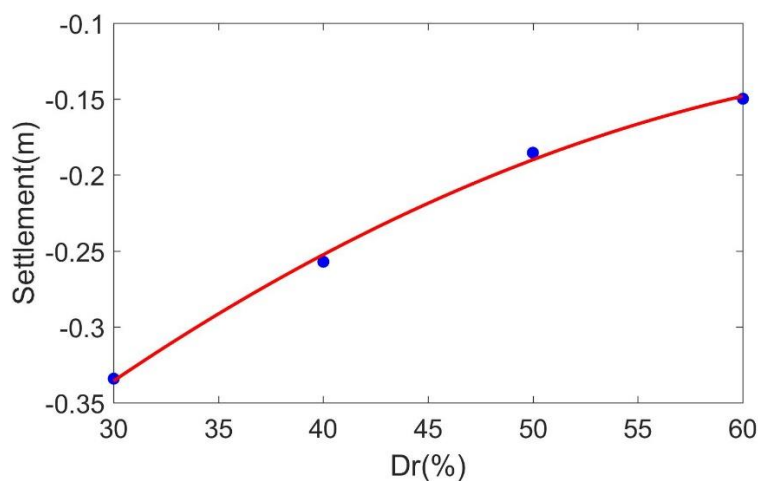
نمودار شکل (۴-۶) مربوط به نشست زیر پی تحت تراکم‌های مختلف است. باید توجه داشت که نفوذپذیری خاک در حین وقوع روانگرایی به طور مرتب در حال تغییر است و برای رسیدن به نتایج واقعی بایستی این تغییرات را در نظر گرفت. در این تحقیق به منظور اعمال این اثر، بر اساس مقاله رحمانی و همکاران (۲۰۱۲)، میزان نفوذپذیری اولیه ۲۰ برابر شده و سپس تحلیل‌های مربوط به نشست انجام شده است. به عنوان نمونه برای خاک ماسه‌ای با تراکم ۳۰ درصد نفوذ پذیری اولیه $7.05 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ می‌باشد که این میزان نفوذپذیری برای محاسبه نشست ۲۰ برابر شده و مقدار $1.41 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ در نظر گرفته شده است.



شکل ۴-۶: نمودار تغییرات نشست در زیر پی در تراکم‌های نسبی مختلف

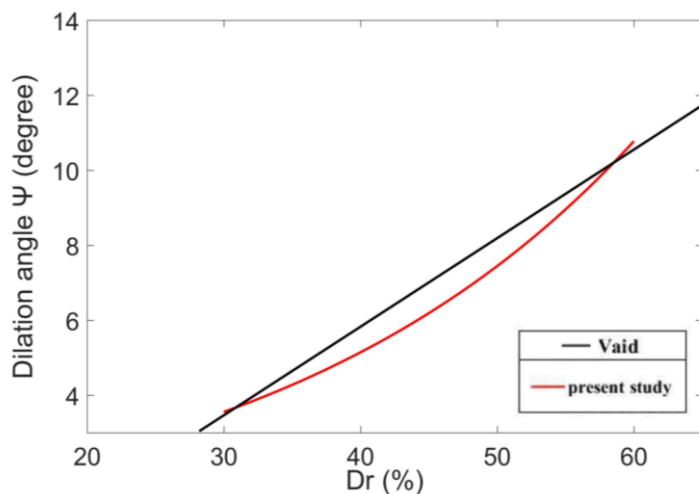
مقادیر نشست در شکل (۴-۶) در واقع نشست‌های خالص ناشی از روانگرایی است. به عبارت دیگر نشست ناشی از وزن خاک و فونداسیون، از نشست کل کم شده است. در شکل (۴-۶) مشاهده می‌شود با افزایش تراکم مقدار نشست کم شده است. حداکثر میزان نشست در بازه زمانی ۵ تا ۱۵ ثانیه که بیشترین مقادیر شتاب زلزله اعمال می‌شود رخ می‌دهد.

در شکل (۴-۷) تغییرات نشست در تراکم‌های مختلف نشان داده شده است. طبق انتظار با افزایش تراکم، نشست کاهش می‌یابد. همچنین مشاهده می‌شود که روند کاهش نشست به سمت یک مقدار ثابت میل می‌کند تا جایی که در تراکم‌های بالا با افزایش تراکم شاهد تغییرات کمی در نشست خواهیم بود.

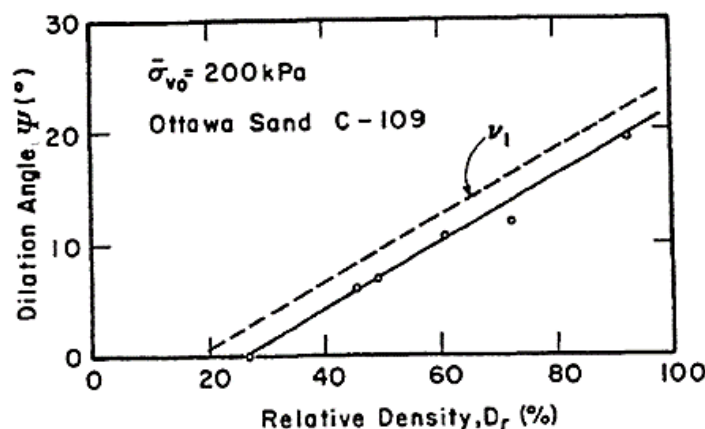


شکل ۴-۷: مقایسه نشست زیر پی در تراکم‌های مختلف لایه خاک میانی

در شکل (۴-۸) نمودار تغییرات زاویه اتساع در برابر تراکم با نمودار مقاله Vaid و همکاران که در شکل (۴-۹) آورده شده است مقایسه گردیده است. مشاهده می‌گردد که نتایج این تحلیل عددی با تقریب مناسبی نزدیک به نمودار حاصل از آزمایشات Vaid و همکاران می‌باشد. لازم به ذکر است که زاویه اتساع بدست آمده در این مطالعه وابسته به تراکم و تنش‌های همه جانبه است.

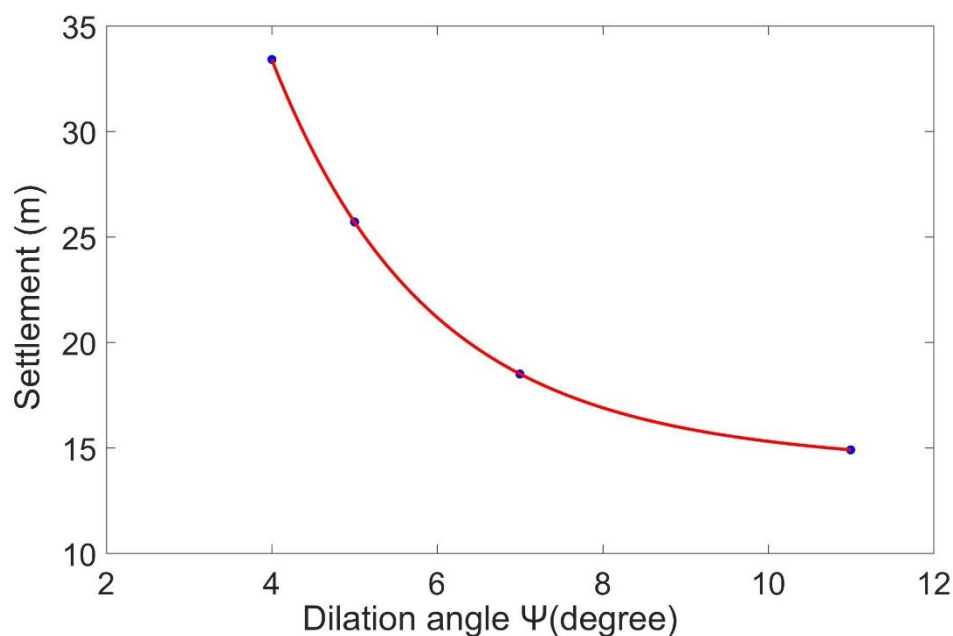


شکل ۴-۸: زوایای اتساع در تراکم‌های مختلف لایه خاک میانی در عمق دومتری زیر پی



شکل ۴-۹: نمودار زاویه اتساع وابسته به تراکم (Vaid et al 1981)

در شکل (۴-۱۰) تغییرات نشست در برابر زاویه اتساع برای لایه خاک میانی نشان داده شده است. با توجه به نمودار ارائه شده بین تراکم نسبی (D_r) و زاویه اتساع (ψ) توسط Vaid و همکاران (۱۹۸۱) در شکل (۴-۹) و نتایج بدست آمده در این تحقیق در شکل (۴-۸) ملاحظه می‌گردد که با افزایش تراکم نسبی (D_r)، زاویه اتساع (ψ) نیز افزایش می‌یابد. همچنین Vaid و همکاران (۱۹۸۱) نشان داده اند که رابطه بین زاویه اتساع (ψ) و نشست معکوس می‌باشد، لذا می‌توان نتیجه گرفت با افزایش اتساع نشست کاهش می‌یابد و نمودار بدست آمده در شکل (۴-۱۰) نیز همین روند را نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که در زوایای اتساع پایین تر از ۷ درجه، نشست های زیادی رخ می‌دهد. در حالی که برای زوایای اتساع بالاتر از ۷ درجه، یک روند یکنواخت و خطی برای نشست تصویر شده است و با شیب ملایم افزایش زاویه اتساع، نشست کم می‌گردد.



شکل ۴-۱۰: تغییرات نشست بر حسب زاویه اتساع در تراکم‌های مختلف

در جدول (۴-۱) پارامترهای اتساع در تراکم‌های مختلف نشان داده شده است. لازم به ذکر است که مقادیر σ'_1 و σ'_3 از خروجی‌های تحلیل بدست آمده است. در جدول (۴-۲) نیز مشخصات تراکم، زاویه اصطکاک و اتساع و نشست بدست آمده از مدلسازی آمده است.

جدول ۴-۱ مقادیر پارامترهای اتساع در تراکم‌های مختلف

Dr (%)	$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$	$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)$	$I_R = I_D (10 - \ln p') - 1$	$\psi = \sin^{-1} \left(\frac{I_R}{6.7 + I_R} \right)$
30	0.3	125.3	0.51	4
40	0.4	285.43	0.72	5
50	0.5	335.86	1.03	7
60	0.6	378.05	1.5	11

جدول ۴-۲ زاویه‌های اتساع و اصطکاک و نشست در تراکم‌های مختلف

نشست (سانتی متر)	زاویه اتساع ψ هنگام روانگرایی (درجه)	زاویه اصطکاک ϕ (درجه) ($\phi = 16.2D_r + 25$)	Dr (%)
33.4	4	30	30
25.7	5	31	40
18.5	7	33	50
14.9	11	35	60

تغییرات زاویه اتساع به نشست بیانگر این موضوع است که در زوایای اتساع کمتر از ۷ درجه (تراکم‌های کمتر از ۵۰ درصد) نشست به میزان قابل توجهی افزایش یافته است و شیب نشست زاویه اتساع به میزان زیادی تندتر شده است. همچنین زوایای اتساع بدست آمده در حین وقوع روانگرایی نشان می‌دهد که طبق انتظار افزایش زاویه اتساع به دنبال کاهش فشار آب منفذی و کاهش تنش‌های سیکلی رخ داده است و در نتیجه نشست پی کاهش یافته است. با توجه به اینکه زاویه اصطکاک خاک تابعی از تراکم خاک است، بنابراین از روندی مشابه با تغییرات تراکم نسبت به نشست و زاویه اتساع پیروی می‌کند.

۴-۳- بررسی تأثیر پارامترهای dilat1,2

در مرحله دوم مطالعه، سعی شده است تا میزان تأثیر پارامتر اتساع در متریال PMDY مورد بررسی و آزمایش قرار گیرد. بدین منظور برای لایه خاک میانی با تراکم ۴۰ درصد، پارامترهای اتساع یک بار متناسب با تراکم ۵۰ درصد و بار دیگر متناسب با تراکم ۳۰ درصد جایگذاری شدند. سایر مشخصات با تراکم ۴۰ درصد مطابقت دارد. همین شرایط برای لایه خاک میانی با تراکم ۵۰ درصد و پارامترهای اتساع متناسب با تراکم ۴۰ و ۶۰ درصد مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج نشست، تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی و Γ_u مورد بحث و بررسی قرار گرفته‌اند.

متریال PDMY در اپنسیس برای خاک‌های ماسه ایی مورد استفاده قرار می‌گیرد. رفتار ماده الاستو-پلاستیک است و برای شبیه سازی پاسخ‌های خاک از قبیل اتساع و انقباض و... تحت بارگذاری مورد استفاده قرار می‌گیرد. در حین اعمال بار ثقلی یا استاتیکی رفتار خاک بصورت خطی الاستیک فرض شده است. در بارگذاری سریع دینامیکی واکنش تنش-کرنش الاستو پلاستیک است. پلاستیسته بر اساس اصل چند صفحه ایی و همراه با قانون شرکت ناپذیری جریان است تا اثر اتساع را بازتولید کند. سطوح تسلیم بر اساس معیار دراکر-پراگر بیان شده‌اند (Mazzoni et al. 2007).

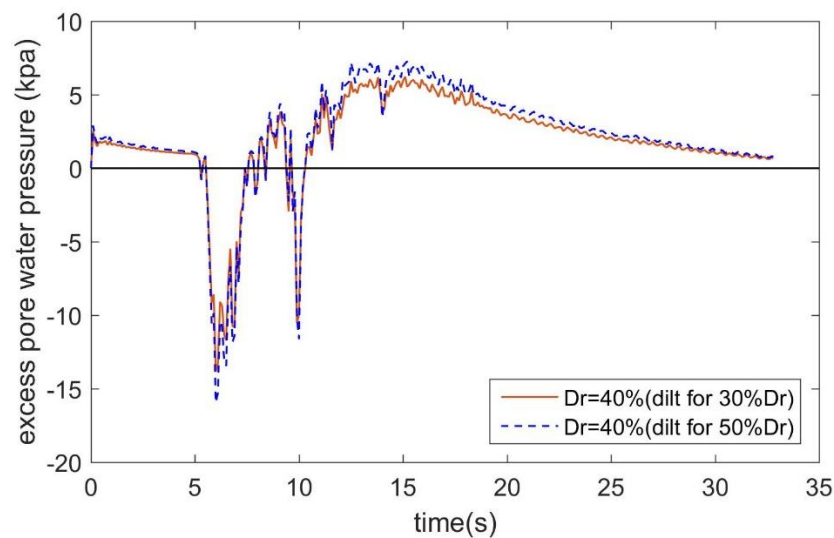
پارامترهای dilat 1 , dilat 2 پارامترهای اتساع می‌باشند که بیانگر نرخ افزایش حجم ناشی از برش یا اتساع است. با توجه به مقاله Chen و همکاران که بر اساس تراکم نسبی پارامترهای متریال PMDY در اپنسیس را تعریف نموده‌اند ، فرمول‌های مورد استفاده به شرح ذیل می‌باشد:

$$d_1 = 1.147D_r - 0.2454 \geq 0$$

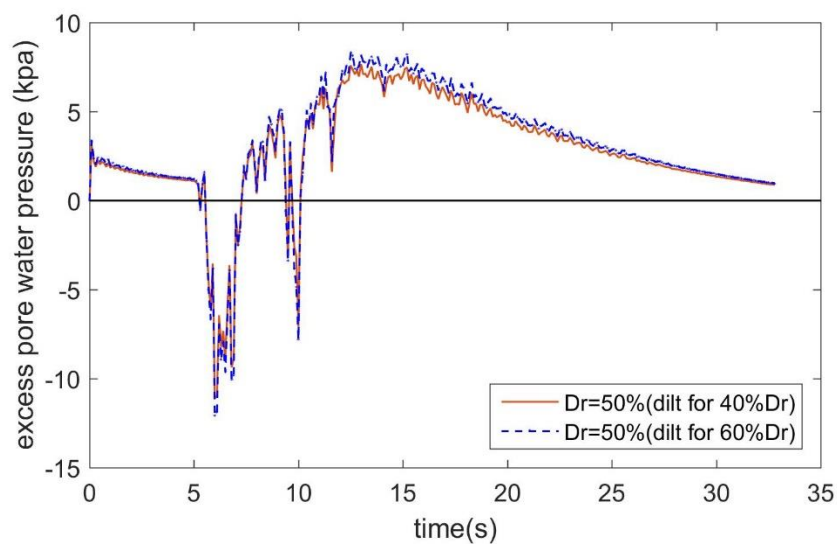
$$d_2 = 6.9686D_r - 1.7187 \geq 0$$

انتظار می‌رود با افزایش این پارامترها که طبق رابطه فوق متأثر از تراکم می‌باشد، خاک مقاومت بیشتری در مقابل روانگرایی داشته باشد و به دنبال آن نشست نیز کاهش یابد. در اشکال (۴-۱۱) و (۴-۱۲) تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی مشاهده می‌شود.

برای مقادیر اضافه فشار آب حفره ایی برای لایه خاک میانی با تراکم ۴۰ درصد و تغییر پارامترهای اتساع آن به ۳۰ و ۵۰ درصد همان طور که در شکل (۴-۱۱) مشاهده می‌شود تغییر پارامتر اتساع تاثیر بر روند تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی ندارد. همین مسئله در شکل (۴-۱۲) و برای لایه خاک میانی با تراکم ۵۰ درصد و تغییر پارامترهای اتساع آن به ۴۰ و ۶۰ درصد نیز مشاهده می‌گردد.

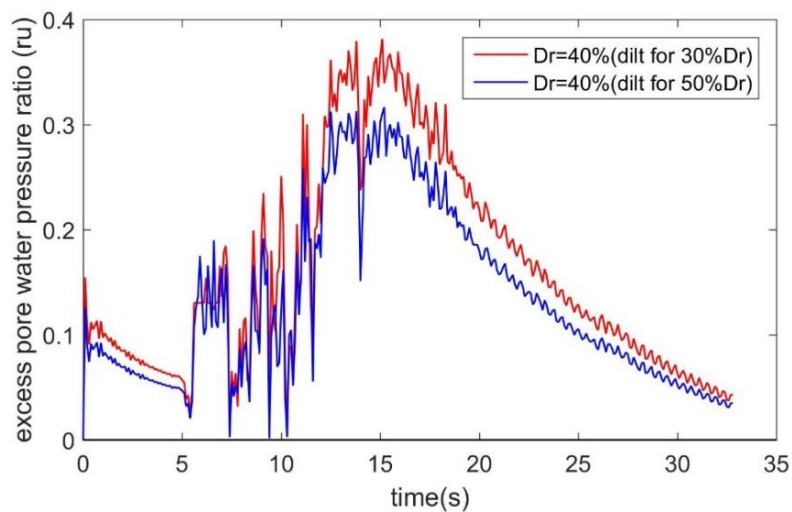


شکل ۴-۱۱: تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی برای لایه میانی با تراکم ۴۰ درصد در زیر پی

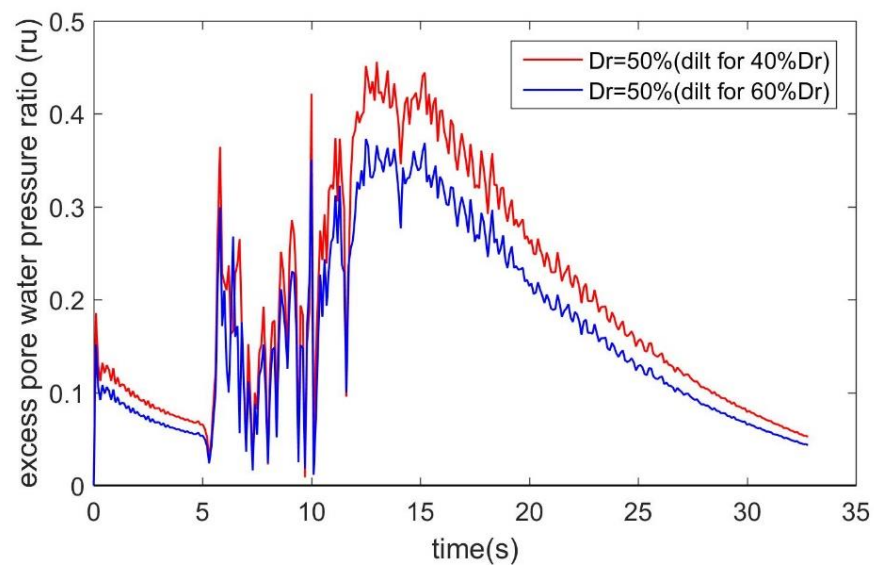


شکل ۴-۱۲: تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی برای لایه میانی با تراکم ۵۰ درصد در زیر پی

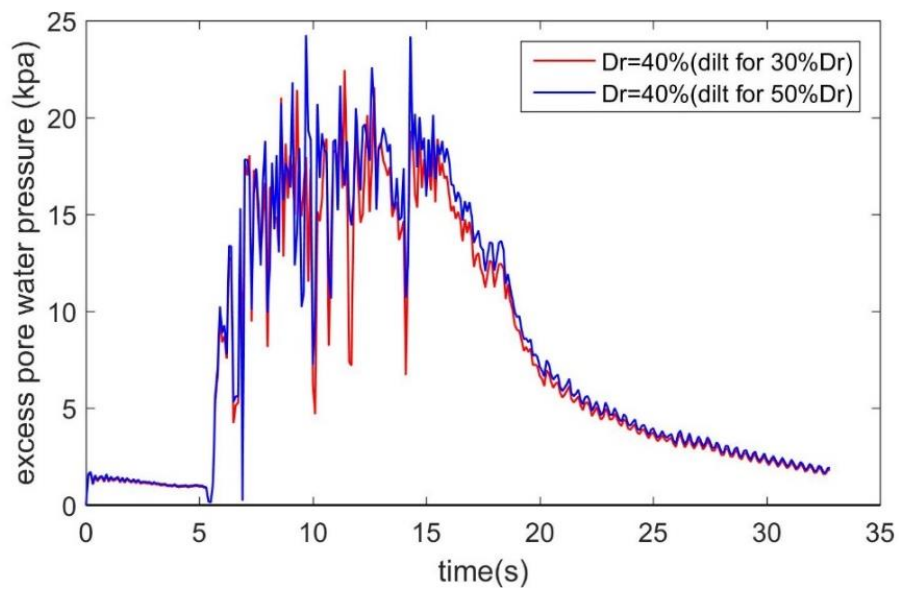
تغییرات ru اما روند کامل متفاوتی را طی می‌کند و با افزایش پارامتر اتساع همانطور که در شکل‌های (۴-۱۳) و (۴-۱۴) مشاهده می‌شود میزان ru کاهش می‌یابد که نشان دهنده فاصله گرفتن از وقوع روانگرایی است.



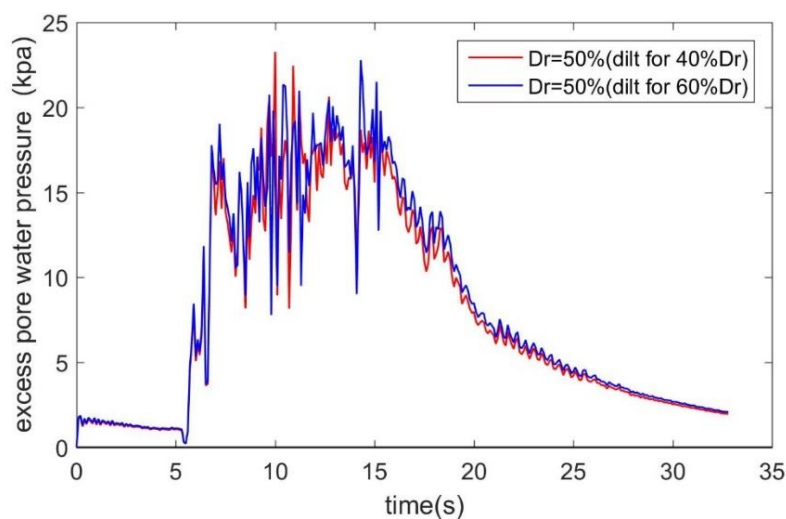
شکل ۴-۱۳: تغییرات نسبت اضافه فشار آب حفره ایی برای لایه میانی با تراکم ۴۰ درصد در زیر پی



شکل ۴-۱۴: تغییرات نسبت اضافه فشار آب حفره ایی برای لایه میانی با تراکم ۵۰ درصد در زیر پی

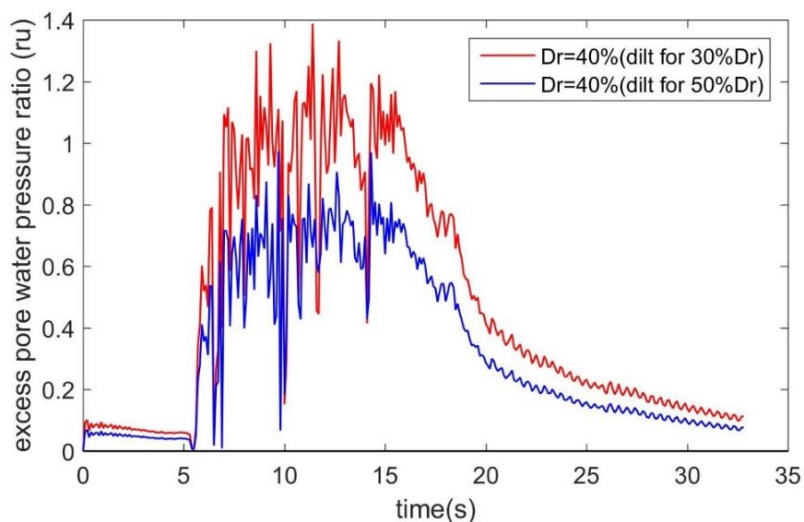


شکل ۴-۱۵: تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی برای لایه میانی با تراکم ۴۰ درصد در حالت بدون سربار

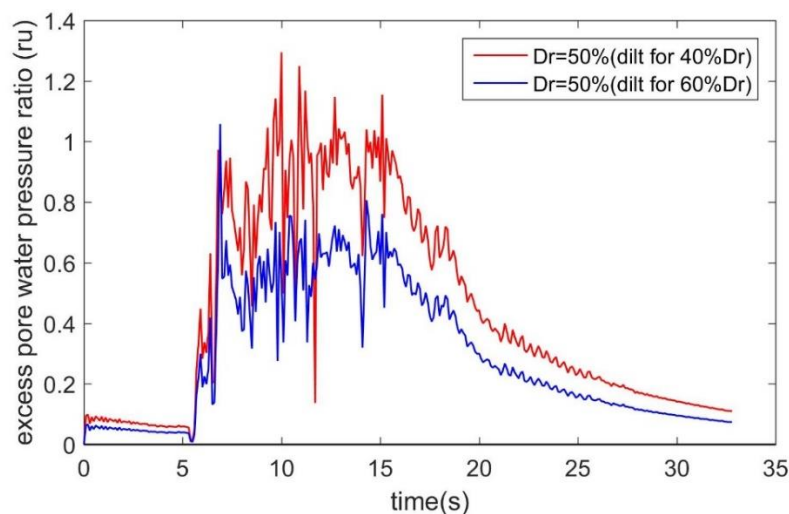


شکل ۴-۱۶: تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی برای لایه میانی با تراکم ۵۰ درصد در حالت بدون سربار

شکل‌های (۴-۱۷) و (۴-۱۸) که نشان دهنده تغییرات نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای (ru) در حالت بدون سربار هستند نشان می‌دهند با افزایش پارامتر اتساع خاک در مقابل روانگرایی مقاوم‌تر شده و با کاهش زاویه اتساع، در مقابل روانگرایی مستعدتر می‌گردد.

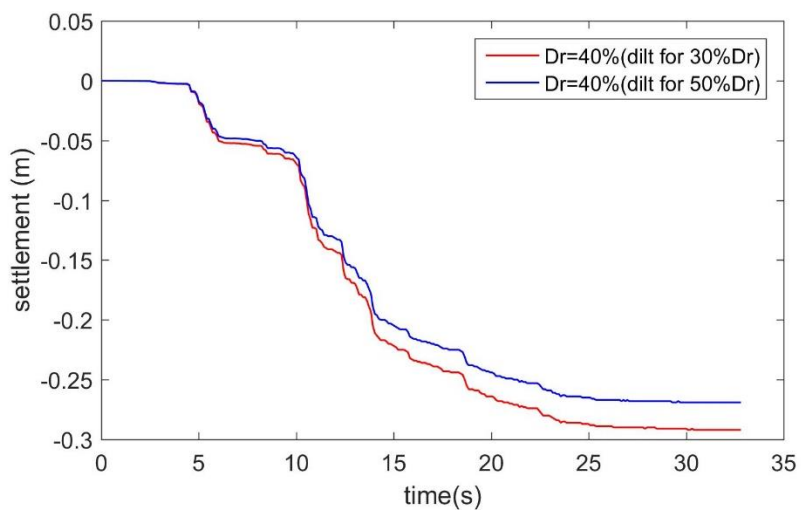


شکل ۴-۱۷: نسبت تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی برای لایه میانی با تراکم ۴۰ درصد در حالت بدون سربار

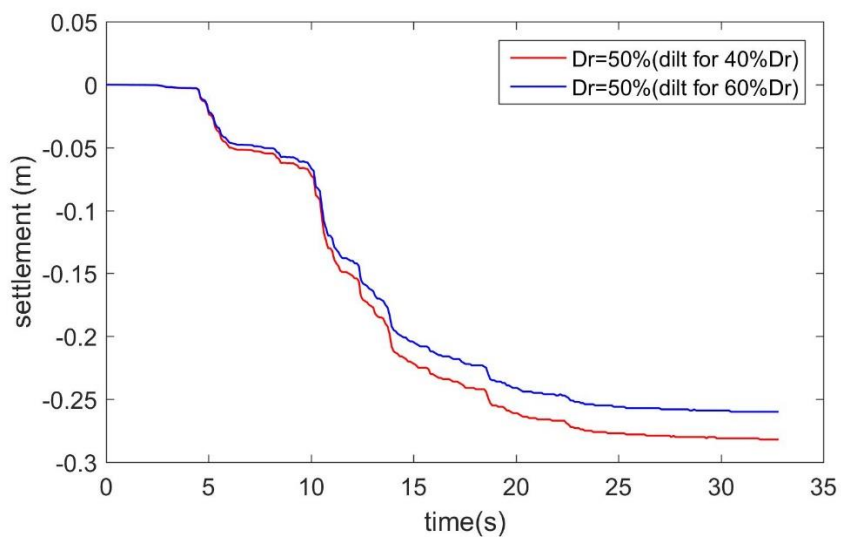


شکل ۴-۱۸: نسبت تغییرات اضافه فشار آب حفره ایی برای لایه میانی با تراکم ۵۰ درصد در حالت بدون سربار

با مقایسه نمودارهای ru در حالت‌های با وجود سربار (شکل‌های (۴-۱۳) و (۴-۱۴)) و بدون سربار (شکل‌های (۴-۱۷) و (۴-۱۸))، مشاهده می‌گردد تغییر پارامترهای اتساع در حالت وجود سربار، اختلاف زیادی در مقادیر ru ایجاد نکرده است، اما در مورد حالت بدون سربار این اختلاف بیشتر است. همین روند در میزان نشست هم در شکل‌های (۴-۱۹) و (۴-۲۰) مشاهده می‌شود. با افزایش پارامتر اتساع، میزان نشست کاهش می‌یابد و با کاهش پارامتر اتساع نیز نشست افزایش می‌یابد. این امر نشان می‌دهد که استفاده از خاک‌های با پارامتر اتساع بالاتر، می‌تواند در جلوگیری از وقوع روانگرایی موثر باشد.



شکل ۴-۱۹: نمودار تغییرات نشست در زیر پی برای لایه میانی با تراکم ۴۰ درصد



شکل ۴-۲۰: نمودار تغییرات نشست در زیر پی برای لایه میانی با تراکم ۵۰ درصد

فصل پنجم: نتایج و پیشنهادها

۵-۱-مقدمه

در این مطالعه به بررسی زاویه اتساع در حین روانگرایی تحت بارگذاری پی سطحی پرداخته شده است. از روش عددی اجزا محدود در نرم افزار OpenSees استفاده شده است. مدل شامل یک خاک چند لایه ماسه اشباع می‌باشد که لایه میانی خاک کم تراکم ماسه ایی است و با تغییر تراکم این لایه خاک میانی و تا تأثیر آن و همچنین زاویه اتساع متناظر با آن بر نشست پی سطحی بررسی شود. و در نهایت با توجه به بحث‌های صورت پذیرفته در فصل چهارم نتایج ذیل حاصل آمد:

۵-۲-نتایج

۱- مشاهده شد با افزایش تراکم نسبی لایه خاک میانی ، نشست و احتمال وقوع روانگرایی کاهش می‌یابد.

۲- با افزایش عمق، میزان اضافه فشار آب حفره ایی کاهش می‌یابد. در زیر پی این میزان تغییرات تا یک عمق مشخص متأثر از بار پی است و بعد از آن این تغییرات کاملاً مستقل از بار پی می‌باشد.

۳- روند تغییرات زاویه اتساع با افزایش تراکم لایه خاک میانی نیز افزایشی است و بصورت تقریباً خطی افزایش می‌یابد. یعنی فقط تا یک عمق مشخص وابسته به میزان سربار و نوع خاک، اثر سربار بر سایر نتایج مانند اضافه فشار آب حفره‌ای و همچنین U مشهود است و با فاصله گرفتن از زیر پی در امتداد عمق این اثر سربار کمتر می‌شود.

۴- در عمق‌های کم در خاک‌های ماسه ایی اشباع احتمال وقوع روانگرایی صرفه نظر از درجه تراکم خاک، بسیار زیاد است.

۵- در عمق‌های زیاد خاک تحت تأثیر لایه خاک کم عمق میانی و همچنین سربار پی نیست. یعنی

فقط تا یک عمق مشخص وابسته به میزان سربار و نوع خاک، اثر سربار بر سایر نتایج مانند اضافه فشار آب حفره‌ای و همچنین τ_u مشهود است و با فاصله گرفتن از زیر پی در امتداد عمق این اثر سربار کمتر می‌شود.

۶- حداکثر میزان نشست در بازه زمانی ۵ تا ۱۵ ثانیه که بیشترین مقادیر شتاب زلزله اعمال می‌شود رخ می‌دهد.

۷- در این مطالعه در زاویه اتساع ۰ تا ۷ درجه، شاهد وقوع نشست‌های زیاد هستیم. در حالی که برای زوایای اتساع بالاتر از ۷ درجه، یک روند یکنواخت و خطی برای نشست تصویر شده است و با شیب ملایم با افزایش زاویه اتساع نشست کم می‌شود.

۸- با توجه به تأثیر بسیار بالای سربار در زیر پی در ناحیه لایه میانی، تأثیر سایر عوامل مانند تغییر تراکم لایه خاک میانی و همچنین تغییر در زاویه اتساع بر نشست کمرنگ می‌شود.

۹- با افزایش پارامتر اتساع خاک در حالت بدون سربار خاک در مقابل روانگرایی مقاوم‌تر شده و با کاهش این مقدار، در مقابل روانگرایی خطرپذیرتر می‌گردد. این موضوع در زیر پی تحت تأثیر فشار سربار کم رنگ می‌شود.

۱۰- با افزایش پارامتر اتساع، میزان نشست کاهش می‌یابد و با کاهش پارامتر اتساع نیز نشست افزایش می‌یابد. این امر نشان می‌دهد که استفاده از خاک‌های با پارامتر اتساع بالاتر در مدلسازی، می‌تواند در جلوگیری از وقوع روانگرایی موثر باشد.

۵-۳-پیشنهاده‌ها

۱- بررسی تأثیر زاویه اتساع بر نشست پی سطحی در حالت سه بعدی و با در نظر گیری تغییرات

لحظه ایی k یا نفوذپذیری

۲- بررسی اثر اتساع بر نشست و انحراف شمع در زمین صاف و شیبدار در خاک‌های مستعد

روانگرایی

۳- تأثیر بهسازی خاک بر زاویه اتساع خاک و مقاومت در برابر روانگرایی



- Aydan O" , Ohta Y, Hamada M (2009) Geotechnical evaluation of slope and ground failures during the 8 October 2005 Muzaffarabad earthquake, Pakistan. J Seismol 13(3):399–413
- Bolton M.D (1986) , “The strength and dilatancy of sands”,Geotechnique 36, No. **1,65-78**
- Cole, E.R.L. (1967), “The Behavior of Soils on the Simple Shear Apparatus”, Ph.D. Thesis, Cambridge University, England.
- Collins, I. F. and Muhunthan, B. (2003), “On the relationship between stress-dilatancy, anisotropy, and plastic dissipation for granular materials”, Geotechnique, **53(7), 611-618**.
- Chakraborty T, Salgado R, (2009) , “Dilatancy and shear strength behavior of sand at low confining pressure”,_Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering
- Chen Yong-wei ,Liu Xian-qun and Dai Hen-jun (2010) “Free Field Analysis of Liquefiable Soils.”EJGE. vol **15** .
- Dafalias YF, Manzari MT. (2004) Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects. J Eng Mech ;**130(6):622–34**
- Dawson, R.F., Morgenstern, N.R., and Sego, D.C., **1992**. “Geotechnics of Mine Waste Audits”, Second International Conference on Environmental Issues and Management of Waste in Energy and Mineral Production. Calgary. Vol. **2**, pp. **1003-1014**
- Deshpande, V.S and Cebon, D. (1999) Steady state constitutive relationship for idealized asphalt mixes. Mechanics of Materials, 31, 271-287
- David Muir Wood (1994), Soil behavior and critical state soil mechanics, 226-256
- Elgamal A.W, Dobry R, Parra E, Yang Z, (1998), “Soil Dilation and Shear Deformation

During Liquefaction”, 4th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering

- Esmaeili M, Hakimpour S.M,(2015) “Three Dimensional Numerical Modelling of Stone Column to Mitigate Liquefaction Potential of Sands”, vol 17, No.2, www.jseeonline.com

- 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.

- Finn, W.D.L and Vaid, Y.P. (1978), “”, Proceedings 2nd International Conference on Microzonation for Safer Construction, San Francisco, U.S.A, Vol. 2, pp. 839-851

- Goddard, J.D. and Bashir, Y. M. (1990), “On Reynolds dilatancy” Recent Developments in

- Gonzaleiz L, Abdoun T, Zeghal M, Kallou V, Sharp MK (2005) Physical modeling and visualization of soil liquefaction under high confining stress. Earthq Eng Eng Vib 4(1):47–57 Structured Continua, eds. D. DeKee and P.N. Kaloni, New York, Longmans, 2: 23-35.

- Hansen, B (1958), “Line Ruptures Regarded as Narrow Rupture Zones; Basic Equation Based on Kinematic Considerations”, Proceedings, Brussels Conference on Earth Pressure problem, Vol. 1, pp. 39-48

- Hausler, E.A. (2002) Influence of Ground Improvement on Settlement and Liquefaction: A Study Based on Field Case History Evidence and Dynamic Geotechnical Centrifuge Tests. Ph.D. Dissertation, Univ. of California at Berkeley, Berkeley, CA

- Houlsby, G.T. (1993), “Interpretation of dilation as a kinematic constraint”, Modern approaches to plasticity, ed. D. Kolymbas, New York, Elsevier: 119-38.

- Houlsby G.T. (1991), “How the dilatancy of soils affects their behaviour”, Foundation Engineering, Florence. Italy, 25th May 1991

- Huang Y, Jiang XM (2010) Field-observed phenomena of seismic liquefaction and subsidence during the 2008 Wenchuan earthquake in China. Nat Hazards 54(3):839–850

- Jafarian, Y., Sadeghi Abdollahi, A., Vakili, R., Baziar, M.H., and Noorzad, A. (2011) On the efficiency and predictability of strain energy for the evaluation of liquefaction potential: A numerical study. Computers and Geotechnics, 38,
- Jefferies, M, Been, K., (2015) “Soil Liquefaction: A Critical State Approach”, Second Edition, CRC Press,
- Koutsourelakis S, Prevost JH, Deodatis G. (2002) “Risk assessment of an interacting structure–soil system due to liquefaction”. Earthquake Eng Struct Dyn 31(4):851–79
- Karamitros, D.K., Bouckovalas, G.D., and Chaloulos, I. (2013) Insight into the Seismic Liquefaction Performance of Shallow Foundations. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 139, 599-60
- Kanatani, K. (1982), “Mechanical foundation of the plastic deformation of granular materials”, Proc. IUTAM Conf. on Deformation and Failure of granular materials, Delft, **119-127**.
- Kawasumi Hiroshi,(1968), “General Report on the Niigata Earthquake of 1964” Tokyo Electrical Engineering College Press, Tokyo, Japan.
- Kramer, SL. (1996). “ Geotechnical earthquake engineering”, Upper Saddle River, NJ: Prentice-Hall.
- Mazzoni Silvia, McKenna Frank, Scott Michael H., Fenves Gregory L., et al.(2007), “OpenSees Command Language Manual”pp **171-178**
- 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**.
- Mohammadi A, Qadimi A, (2015), “Characterizing the process of liquefaction initiation on Anzali shore sand through critical state soil mechanics”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 11 **152-163**
- Popescu R, Prevost JH, Deodatis G, Chakraborty P. (2006) “Dynamics of nonlinear porous

media with applications to soil liquefaction”. Soil Dyn Earthquake Eng 26:648–65

- Reynolds, O. (1885), “On the dilatancy of media composed of rigid particles in contact. With experimental illustrations”, Phil. Mag. 20, 469-482

-Robertson P.K, List B.R, Hofmann B.A, 1995, “CANLEX (Canadian Liquefaction Experiment): A One Year Update” , Third International Conferences in Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics.

- Seed, H.B. Idriss, I.M. and Arango, I. (1983). “Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance

- Shahir H, Pak A, Taiebat M, Jeremic B.(2012), “Evaluation of variation of permeability in liquefiable soil under earthquake loading”, Computers and Geotechnics 40 74-88

- Shahir H, Pak A,(2010) “ Estimating liquefaction-induced settlement of shallow foundations by numerical approach”, Computers and Geotechnics, Volume 37, Issue 3, April

- Seed, H.B. (1976), “Evaluation of Soil Liquefaction Effects on Level Ground During Earthquakes”, State-of-the-Art Paper, ASCE, National Conversation, Philadelphia

- Schanz T, Vermeer P.A. (1996), “Angle of friction and dilatancy of sand”, Geotechnique 46, No.2, 145-151

- Shahir, H. and Pak, A. (2010) Estimating liquefaction-induced settlement of shallow foundations by numerical approach. Comput Geotech., 37(3), 267-279

- Tang X.W, Hu J,Qiu J.N (2016) , “Identifying Significant Influence Factors of Seismic Soil Liquefaction and Analyzing Their Structural Relationship”, KSCE Journal of Civil Engineering 20(7):2655-2663

- Taylor, D.W. (1948), Fundamentals of soil mechanics, John Wiley, New York.

- Vaid Y.P, Byrne P.M, Hughes J.M.O. (1981), “Dilation Angle and Liquefaction Potential”, First International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering & Soil Dynamics

- Villalobos F, Ovando E, Mendoza M, Oro'stegui P (2011) Damages observed in the 2010 Concepcio'n earthquake related to soil phenomena. In: Proceedings of the 5th international conference on earthquake geotechnical engineering. Santiago, Chile
- Wotherspoon LM, Pender MJ, Orense RP (2012) Relationship between observed liquefaction at Kaiapoi following the 2010 Darfield earthquake and former channels of the Waimakariri River. Eng Geol 125(27):45–55
- Wu, Jiaer and Seed, Raymond B., "Estimation of Liquefaction-Induced Ground Settlement (Case Studies)" (2004). International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. 6.
- Yoshimi Y, Tokimatsu K.(1977) Settlement of buildings on saturated sand during earthquakes. Soils Found;17(1):23–38
- Youd T.Leslie, 1995, "Liquefaction-Induced Lateral Ground Displacement", Third international conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics. Volume 2, St. Louis, Missouri
- Yuan XM, Cao ZZ, Sun R et al (2009) Preliminary research on liquefaction characteristics of Wenchuan 8.0 earthquake. Chin J Rock Mech Eng 28(6):1288–1296 (in Chinese)

- حاجی محمدی محمد، مسعودی صدیقه، حمیدی امیر (۱۳۹۴)، "ارتباط تنش-اتساع و پارامترهای مؤثر بر آن در مصالح دانه‌ای کروی شکل"، سومین کنفرانس بین‌المللی پژوهش‌های کاربردی در مهندسی عمران، معماری و مدیریت شهری

- 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

- مرادی محمد علی، جعفریان یاسر (۱۳۹۴)، "تأثیر مشخصات بار لرزه ایی بر نشست دائمی پی‌های سطحی مستقر بر ماسه مستعد روانگرایی"، فصلنامه علمی و پژوهشی علوم و مهندسی زلزله، سال دوم، شماره سوم

Abstract :

The liquefaction phenomenon is always come alongside with reduction of stiffness and shear resistance for soils and is observed in most of the time when earthquake with high frequencies occur. The basic mechanism of liquefaction in saturated loose sandy soils layers is the graduate increasing of pore water pressure due applying cyclic stresses from spreading of shear waves of earthquake. Liquefaction of saturated loose sandy soils cause vast destructions in different ranges of structures, Hence, its necessary to developing of settlements for structures that all or just some part of their foundations are in danger with liquefiable soils. According to some recorded reports from some sites with high potential of earthquakes, that's shows the effect of dilation in soil structures on cyclic shear deformation site during liquefaction phenomenon. Algemal et al (1998) proved that expansion in sandy soils cause increasing on shear resistance during liquefaction phenomenon. In this present study, the effect of dilation on structures settlement during liquefaction with using of OpenSEES software has been analyzed. OpenSEES is a open source software that with finite element method is analyzing various kind of Semitic problems. Previous studies show that dilation has been affected by natural properties of soil (like relative density) and existing stresses in soil profile, then for analyzing the dilation angle during liquefaction and its resistance influence on structures settlements a saturated sandy soil layer with various range of relative density (30,40,50 & 60%) has been considered. The results show decrease in pore water pressure and settlement due liquefaction with increasing in dilation angle .

Keywords: *liquefaction, dilation, sand, settlement*



Shahrood University of
Technology

Faculty of Faculty of Civil Engineering

M.Sc.(M.A. or Ph.D.) Thesis in Geotechnical Engineering

Evaluation of the dilation effect on settlement of structure During Liquefaction

By: Mohammad Hossein Nakhae

Supervisor:

Dr. Amir Bazrafshan Moghaddam

August, 2019