

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده مهندسی عمران

رشته مهندسی عمران گرایش مکانیک خاک و پی

پایان نامه کارشناسی ارشد

بررسی عملکرد پی های صلب بر روی خاکهای چند لایه با پتانسیل رخداد

روانگرایی

نگارنده: جواد تهمتن

استاد راهنما:

دکتر سید مهدی حسینی

بهمن ۱۳۹۴

شماره: ۴۵
 تاریخ: ۱۱۲/۹/۱۳۷۷
 ویرایش:

باسمه تعالی



فرم صورت جلسه دفاع از پایان نامه تحصیلی دوره کارشناسی ارشد

با تأییدات خداوند متعال و با استعانت از حضرت ولی عصر (عج) نتیجه ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد آقای جواد تهمتن به شماره دانشجویی 9204114 رشته عمران گرایش خاک و پی تحت بررسی عملکرد پی‌های صلب بر روی خاک‌های چند لایه با پتانسیل رخداد روانگرایی که در تاریخ 94/11/26 با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام می گردد:

قبول (با درجه: خوب امتیاز: ۱۶/۹۹) دفاع مجدد مردود

حاضر در فرم دوم

- 1- عالی (20 - 19)
- 2- بسیار خوب (18/99 - 18)
- 3- خوب (16-17/99) ✓
- 4- قابل قبول (14 - 15/99)
- 5- نمره کمتر از 14 غیر قابل قبول

امضاء	مرتبه علمی	نام و نام خانوادگی	عضو هیأت داوران
	استادیار	دکتر سید مهدی حسینی	1- استاد راهنما
			2- استاد مشاور
	استادیار	دکتر رمضان واقعی	3- نماینده شورای تحصیلات تکمیلی
	دانشیار	دکتر رضا نادری	4- استاد ممتحن
	استادیار	دکتر امیر بدزافشان	5- استاد ممتحن

رئیس دانشکده:

تقدیم به:

تمامی پدر و مادرهای دنیا

به خصوص پدر و مادر عزیزم

آن عزیزانی که از خواسته هایشان گذشتند، سختی ها را به جان خریدند خود را
سپر بلای مشکلات کردند و جز سربلندی فرزندشان هیچ نخواستند.

تقدیم به:

همسر مهربانم، که همواره در کنارم و در لحظه های سخت ، دلگرمی ام بود

تشکر و قدردانی

بر خود لازم می دانم از عزیزانی که بنده را در انجام این تحقیق یاری نموده اند قدردانی نمایم. از خانواده دلسوزم به خصوص پدر و مادر مهربانم نهایت تشکر و قدردانی را دارم که زمینه تحصیل و رفاه بنده را فراهم نمودند و از خداوند منان آرزوی توفیق و سلامتی روزافزون برای ایشان دارم. از استاد بزرگوارم جناب آقای دکتر سید مهدی حسینی، که در طی انجام این پایان نامه با حوصله و متانت مرا راهنمایی و مشاوره نمودند کمال تقدیر و تشکر را دارم.

وظیفه‌ی خود می‌دانم از تمامی اساتیدی که در دوران تحصیل در مقطع کارشناسی ارشد، افتخار شاگردی در محضرشان را داشتم از جمله جناب آقای دکتر رضا نادری، که درس‌های زیادی از زندگی را به بنده آموخت و همچنین جناب آقای دکتر امیر بذر افشان که همچون برادری در کنارم بود، تشکر کنم. همچنین از دوستان عزیزم که به نحوی در انجام این تحقیق بنده را یاری نموده اند، قدردانی می‌نمایم.

چکیده:

روانگرایی پدیده‌ای است که در هنگام زلزله در ماسه‌های سست رخ داده و خسارات زیادی را بر سازه‌ها و فونداسیون‌ها وارد می‌کند. این پدیده هر سال جان هزاران انسان را به خطر انداخته و هزینه‌های سهمگینی را بر اقتصاد کشورها تحمیل می‌کند. در ایران نیز در زلزله‌ی رودبار شاهد این دسته از خسارات جانی و مالی بوده ایم.

اما از جمله مهم‌ترین کمیت‌های موثر بر میزان روانگرایی می‌توان به سطح آب زیرزمینی؛ تراکم خاک؛ جنس خاک و سربار اشاره کرد. علاوه بر این‌ها نوع پی به کار رفته در سازه‌ها نیز تاثیر فراوانی بر کاهش یا افزایش خسارات به هنگام روانگرایی، خواهد داشت.

در این پژوهش ابتدا در مورد نحوه‌ی مدل‌سازی غیرخطی روانگرایی در خاک‌های چندلایه بحث شده و سپس نشست‌های پی صلب که به سبب لرزه اتفاق افتاده است، در وضعیت‌های مختلف اندازه‌گیری خواهد شد و در ادامه تاثیر سطح آب؛ افزایش تراکم خاک؛ به کارگیری شمع و همچنین تاثیر افزایش و کاهش ضخامت لایه‌های مختلف خاک (شامل لایه‌های دارای پتانسیل روانگرایی و لایه‌های غیر روانگرا) مورد بررسی قرار می‌گیرد. در مدل‌سازی‌ها از شتاب نگاشت زلزله‌ی بم استفاده شده و نرم افزار مورد استفاده flac Itasca ۷.۰۰.۴۱۱ می‌باشد. در انتها نیز نتایج حاصل با روش تجربی سید، روش تجربی ایواساکی، و همچنین نتایج دو نرم افزار liqIT و novoliq مقایسه شده و نتایج مورد بررسی قرار گرفته و حدود جدیدی برای روانگرایی در لرزه‌های شدید ارائه می‌شود.

کلمات کلیدی: روانگرایی، مدل رفتاری فین-برن، تحلیل دینامیکی، خاک‌های چند لایه، مدل‌سازی

عددی، پی صلب

لیست مقالات مستخرج از پایان نامه:

۱. سید مهدی حسینی؛ جواد تهمتن ((بررسی تاثیر افزایش تراکم خاک بر عملکرد پی های صلب در خاک های چند لایه روانگرا تحت مدل رفتاری فین-برن))، دهمین سمپوزیوم پیشرفت های علوم و تکنولوژی، مهندسی عمران و پژوهش های نیاز محور، مشهد، دانشگاه خاوران، ۲۴ دی ماه ۹۴

۲. سید مهدی حسینی؛ جواد تهمتن ((بررسی تاثیر آب های زیرزمینی و شمع بر عملکرد پی های صلب در خاک های چند لایه روانگرا تحت مدل رفتاری فین-برن)) دومین همایش بین المللی صنعت سیمان و بتن و دومین همایش ملی مهندسی عمران، شهرسازی و توسعه پایدار، تهران، دانشگاه شهید بهشتی، بهمن ۹۴

۳. سید مهدی حسینی؛ جواد تهمتن ((بررسی اندرکنش پی صلب و خاک چند لایه با پتانسیل روانگرایی تحت مدل رفتاری فین-برن و مقایسه با روش های تجربی)) دومین همایش بین المللی صنعت سیمان و بتن و دومین همایش ملی مهندسی عمران، شهرسازی و توسعه پایدار، تهران، دانشگاه شهید بهشتی، بهمن ۹۴

فصل اول: مقدمه

- ۱-۱ کلیات ----- ۲
- ۲-۱ ضرورت انجام پژوهش ----- ۲
- ۳-۱ اهداف پژوهش ----- ۳
- ۴-۱ ساختار پایان نامه ----- ۴

فصل دوم: بررسی متون فنی

- ۱-۲ نحوه‌ی رخداد پدیده‌ی روانگرایی ----- ۶
- ۲-۲ خسارات وارد در چند زلزله‌ی مهم اخیر ----- ۶
- ۱-۲-۲ روانگرایی و سابقه‌ی آن در ایران ----- ۷
- ۳-۲ علت وقوع روانگرایی در خاک‌ها ----- ۱۰
- ۴-۲ مخاطرات روانگرایی ----- ۱۱
- ۱-۴-۲ گسترش جانبی ----- ۱۱
- ۵-۲ از دست رفتن ظرفیت باربری ----- ۱۳
- ۶-۲ نشست زمین ----- ۱۴

- ۷-۲ عوامل موثر بر استعداد روانگرایی خاکها ----- ۱۴
- ۱-۷-۲ نوع خاک ----- ۱۵
- ۲-۷-۲ تراکم نسبی ----- ۱۶
- ۳-۷-۲ دانه‌بندی ----- ۱۶
- ۴-۷-۲ شرایط زهکشی ----- ۱۷
- ۸-۲ حداقل عمق لازم برای بررسی خاک و اطمینان از عدم وقوع روانگرایی ----- ۱۷
- ۹-۲ روش تحلیلی در بررسی احتمال رخداد روانگرایی ----- ۱۷
- ۱۰-۲ ارتباط عدد **SPT** با پتانسیل روانگرایی ----- ۱۸
- ۱۱-۲ روش کرنش تناوبی ----- ۱۸
- ۱۲-۲ اثر روانگرایی بر پی‌های عمیق ----- ۱۹
- ۱۳-۲ مزیت روش‌های عددی ----- ۲۰
- ۱۴-۲ مدل رفتاری فین برن ----- ۲۰
- ۱۵-۲ پایین آوردن سطح آب زیرزمینی و زهکشی ----- ۲۱
- ۱۶-۲ پی صلب و دلیل استفاده از آن ----- ۲۱
- ۱۷-۲ تاریخچه‌ی روش‌های مورد استفاده در تشخیص روانگرایی ----- ۲۲

- ۲-۱۷-۱ مرور کلی بر روش‌های موجود ----- ۲۲
- ۲-۱۷-۲ روش سید ----- ۲۳
- ۲-۱۷-۳ روش ایواساکی ----- ۲۵
- ۲-۱۸ جدیدترین روش‌های علمی برای تحلیل عددی ----- ۲۵
- ۲-۱۹ نرم افزارهای مدل سازی و تحلیل عددی در بحث روانگرایی ----- ۲۶
- ۲-۲۰ تاریخچه‌ی نشست های مجاز قائم حداکثر در پی‌های صلب ----- ۲۷
- ۲-۲۱ تاریخچه‌ی تعاریف معتبر از روانگرایی ----- ۲۸
- ۲-۲۲ مقالات جدید در زمینه‌ی روانگرایی ----- ۲۹
- ۲-۲۳ ملاحظات لازم در مدل سازی ----- ۳۳

فصل سوم: نحوه‌ی مدل سازی و تئوری‌های مورد استفاده

- ۳-۱ کلیات مدل سازی در نرم افزار فلک ----- ۳۸
- ۳-۲ کرنش برشی ----- ۳۸
- ۳-۳ مدل سازی غیر خطی ----- ۳۸
- ۳-۳-۱ گام‌های محاسباتی مورد نیاز ----- ۳۹

- ۴۰----- ۲-۳-۳ اعمال شرایط مرزی در مدل سازی دینامیکی
- ۴۰----- ۳-۳-۳ نحوه‌ی اعمال بار دینامیکی
- ۴۱----- ۴-۳-۳ تبدیل شتاب‌نگاشت به تنش‌نگاشت
- ۴۱----- ۵-۳-۳ اصلاح خط پایه و نحوه‌ی اعمال آن
- ۴۲----- ۴-۳-۳ مرزهای آرام چیست و نحوه‌ی اعمال آن
- ۴۳----- ۵-۳-۳ اصلاح چرخش در مدل
- ۴۳----- ۶-۳-۳ کف نرم و نحوه‌ی اعمال آن
- ۴۴----- ۷-۳-۳ انتشار دقیق امواج
- ۴۵----- ۸-۳-۳ فیلتر کردن فرکانس‌های غیر عادی
- ۴۵----- ۹-۳-۳ میرایی مکانیکی و پاسخ مصالح
- ۴۷----- ۱-۹-۳ بررسی مقدار تنش برشی اولیه
- ۴۸----- ۱۰-۳-۳ مدل‌سازی روانگرایی
- ۴۹----- ۱-۱۰-۳ فرمول بندی مدل رفتاری فین-برن
- ۵۲----- ۲-۱۰-۳ شناخت پارامترهای زلزله‌ی طرح و نحوه‌ی انجام اصلاحات بر روی آن
- ۵۲----- ۳-۱۰-۳ برنامه‌ی فیش برای شبکه بندی مجدد به هنگام روانگرایی

۳-۱۱ فیش‌های مورد استفاده-----۵۳

فصل چهارم: مدل سازی عددی

۴-۱ کلیات مدل سازی-----۵۶

۴-۲ جزئیات مدل سازی-----۵۶

۴-۳ اعمال آب‌های زیر زمینی-----۵۸

۴-۴ حل مکانیکی مسئله-----۶۰

۴-۵ مدل سازی پی و شمع و سازه-----۶۰

۴-۶ اصلاح بار زلزله-----۶۳

۴-۷ مدل سازی و حل الاستیک نامیرا-----۶۵

۴-۸ حل نامیرای سازه با مدل رفتاری موهر-کولمب-----۶۹

۴-۹ حل مدل موهر کولمب با میرایی هیستریتیک-----۶۹

۴-۱۰ روانگرایی-----۷۰

۴-۱۱ روانگرایی با اعمال کاهش در مقدار مقاومت-----۷۲

فصل پنجم: تحلیل نتایج

- ۷۴----- ۱-۵ تاثیر سطح آب زیر زمینی بر روانگرایی
- ۷۷----- ۲-۱-۵ تحلیل نتایج
- ۷۸----- ۳-۱-۵ نشست‌های زیر پی بدون شمع
- ۷۹----- ۴-۱-۵ نشست‌های زیر پی در حضور شمع و تغییرات سطح آب
- ۸۰----- ۵-۱-۵ تحیل نتایج
- ۸۲----- ۲-۵ تاثیر تراکم بر کاهش خطرات روانگرایی
- ۸۲----- ۱-۲-۵ نواحی روانگرا شده
- ۸۴----- ۲-۲-۵ نشست‌های زیر پی
- ۸۵----- ۳-۲-۵ تحلیل نتایج
- ۸۷----- ۳-۵ تاثیر تاج غیر روانگرا بر کاهش خطرات روانگرایی
- ۸۷----- ۱-۳-۵ ارائه‌ی یک فرمول برای محاسبه‌ی نشست نسبت به طول پی
- ۸۹----- ۲-۳-۵ تحلیل نتایج
- ۹۰----- ۴-۵ تاثیر پارامترهای زلزله بر نشست‌های زیر پی
- ۹۱----- ۵-۵ مقایسه بین نتایج مدل‌سازی عددی و روش تجربی سید

- ۹۵-۶-۵ مقایسه بین نتایج مدل سازی عددی و روش تجربی ایواساکی
- ۹۶-۶-۵ تحلیل نتایج ایواساکی
- ۹۷-۷-۵ مقایسه نتایج با نرم افزارهای novoliq و liqIT
- ۹۸-۸-۵ بحث و بررسی نهایی
- ۱۰۲-پیشنهادات
- ۱۰۳-منابع
- ۱۱۰-پیوست ۱ نمودارهای حاصل از نرم افزار liqIT
- ۱۱۳-پیوست ۲ نمودارهای نرم افزار نوولیک (novoliq)
- ۱۱۵-پیوست ۳ سایر کمیت های نرم افزار فلک
- فهرست شکل ها
- ۶-۱-۲ نحوه ی رخداد روانگرایی در توده ی خاک
- ۹-۲-۲ نشست ساختمان های مسکونی و دشت ها در زلزله ی رودبار- منجیل
- ۹-۲-۳ خرابی جاده ها و راه آب ها به واسطه ی روانگرایی در زلزله ی رودبار- منجیل
- ۱۲-۴-۲ نمونه ای از جوشش ماسه در زلزله ۱۹۷۹ موسوم به دره ی امپریال
- ۱۲-۵-۲ گسترش جانبی قبل و بعد از گسیختگی

- ۶-۲ کج شدن آپارتمان‌های کاواگیشیچو در نیگاتا و شکست پی در آداپازاری-----۱۳
- ۷-۲ رابطه‌ی بین تراکم و شتاب حداکثر زلزله با رخداد روانگرایی-----۱۶
- ۸-۲ نمودار کرنش برشی متناظر با شروع تولید اضافه فشار منفذی از دیدگاه دوبری-----۱۹
- ۹-۲ استفاده از پی صلب در زیر سازه و کاهش نشست های روانگرا-----۲۲
- ۱۰-۲ منحنی پایه‌ی ماسه‌ی تمیز **SPT** برای زلزله‌ی با بزرگای ۷/۵-----۲۴
- ۱۱-۲ تاثیر ریزدانه های رس بر مقاومت روانگرایی خاک-----۳۰
- ۱۲-۲ فشار برشی استاتیک و فرا لرزهای در مقابل منحنی‌های جابه‌جایی نرمال-----۳۱
- ۱۳-۲ منحنی پیشنهادی برای ضخامت لایه‌ی غیر روانگرای بالا-----۳۴
- ۱-۳ تاریخچه‌ی سرعت؛ فرکانس کم اعمالی؛ تاریخچه‌ی اصلاح شده‌ی جابه‌جایی‌ها-----۴۲
- ۲-۳ مقایسه دو نرم افزار فلک و شیک در نحوه‌ی جذب امواج در کف مدل‌سازی-----۴۴
- ۳-۳ مکان هندسی کرنش‌های یک المان نمونه-----۵۱
- ۱-۴ مدل سازی توده‌ی خاک و گیردار کردن کناره‌ها در مدل‌سازی-----۵۵
- ۲-۴ تعادل ایجاد شده پس از محاسبه‌ی نیروهای نامتعادل کننده-----۵۶
- ۳-۴ کانتورهای درجه‌ی اشباع با تراز آب زیرزمینی عمق ۵ متر-----۵۷
- ۴-۴ کانتورهای توزیع فشار آب منفذی در عمق-----۵۷

- ۵-۴ مقطوع به کار رفته در سازه ----- ۵۹
- ۶-۴ مدل سازی شمع، پی و سازه بر روی خاک چند لایه ----- ۶۰
- ۷-۴ شتاب مبنای زلزله‌ی بم در سایت پیر استرانگ و در نرم افزار فلک ----- ۶۱
- ۸-۴ سرعت‌نگاشت زلزله‌ی بم به صورت اصلاح نشده ----- ۶۲
- ۹-۴ سرعت‌نگاشت زلزله‌ی بم به صورت اصلاح شده ----- ۶۳
- ۱۰-۴ طیف نیرو حاصل از زلزله‌ی بم ----- ۶۳
- ۱۱-۴ تطابق سرعت در پایین و بالای مدل با در نظر گرفتن مقدار ضریب عددی ۱.۱ ----- ۶۵
- ۱۲-۴ کرنش برشی حداکثر در توده‌ی خاک و در وضعیت الاستیک ----- ۶۵
- ۱۳=۴ مقدار کاهش مدول برشی بر حسب کرنش ----- ۶۶
- ۱۴-۴ مقدار نسبت میرایی بر حسب کرنش ----- ۶۶
- ۱۵-۴ میزان باقیمانده از مدول برشی در بحرانی ترین وضعیت ----- ۶۶
- ۱۶-۴ قرار دادن مرزهای بسیار سخت در کناره‌ها جهت جلوگیری از شکست سازه ----- ۶۷
- ۱۷-۴ لایه‌های با عدد **SPT** پایین و محتمل بر روانگرا شدن ----- ۶۸
- ۱۸-۴ نقاط روان گرا شده با عمق آب زیرزمینی ۵ متر پس از زلزله ----- ۶۹
- ۱-۵ مناطق روان گرا شده با عمق آب زیرزمینی ۳ متر ----- ۷۳

- ۲-۵ مناطق روان گرا شده با عمق آب زیرزمینی ۵ متر-----۷۴
- ۳-۵ گسترش نواحی روان گرا شده در ۳، ۵، ۷، ۱۰ و ۱۵ ثانیه بعد از شروع زلزله-----۷۴
- ۴-۵ بالازدگی و نشست‌های مرتبط با اعماق مختلف آب‌زیرزمینی در غیاب شمع-----۷۶
- ۵-۵ بالازدگی و نشست‌های مرتبط با اعماق مختلف آب‌زیرزمینی در حضور شمع-----۷۷
- ۶-۵ مناطق روانگرا شده با عمق آب زیرزمینی ۵ متر و عدد **N** برابر ۴۰-----۷۹
- ۷-۵ مناطق روانگرا شده با عمق آب زیرزمینی ۵ متر و عدد **N** برابر ۳۰-----۸۰
- ۸-۵ مناطق روانگرا شده با عمق آب زیرزمینی ۵ متر و عدد **N** برابر ۱۵-----۸۰
- ۹-۵ نشست‌های طرفین پی صلب در پی‌های بدون شمع-----۸۱
- ۱۰-۵ نشست‌های طرفین پی صلب در پی‌های متکی بر شمع-----۸۲
- ۱۱-۵ ارتباط بین عمق لایه‌ها با نشست‌های زیر پی صلب با نظریه‌ی فین-برن-----۸۵
- ۱۲-۵ ارتباط بین عمق لایه‌ها با نشست‌های زیر پی صلب با نظریه‌ی اولسن ۱۰۳-----۸۶
- ۱۳-۵ پتانسیل روانگرایی در لایه‌ی وسط و نقاط روان شده در عمق **B**-----۸۹
- ۱۴-۵ پتانسیل روانگرایی در لایه‌ی وسط و نقاط روان شده در عمق **2B**-----۹۱
- ۱۵-۵ نتایج مدل‌سازی روانگرایی در روش ایواساکی-----۹۲

فهرست جدول‌ها

- ۱-۲ تعدادی از مهم‌ترین زلزله‌های درگیر با روانگرایی در چند دهه‌ی اخیر ----- ۸
- ۲-۲ ارتباط کلی در سطح آب زیر زمینی و روانگرایی ----- ۱۴
- ۲-۳ ضرایب اصلاح بزرگا برای روش تنش سیکلی ----- ۲۷
- ۲-۴ حداکثر مقادیر مجاز نشست سازه‌ها به تفکیک نوع سازه و خاک ----- ۴۵
- ۳-۱ پیشنهادهای سید و سان برای ضرایب هیستریتیک در ماسه و رس ----- ۵۰
- ۳-۲ پارامترهای مورد استفاده در مدل سازی روانگرایی تحت مدل رفتاری فین-برن ----- ۵۳
- ۳-۳ کدهای فیش مورد استفاده در مدل سازی جریان روانگرا ----- ۵۳
- ۴-۱ پارامترهای ثابت مورد استفاده در مدل سازی در حالت زهکشی شده ----- ۵۹
- ۵-۱ ویژگی‌های شمع و تیر و شالوده‌ی مورد استفاده در مدل سازی ----- ۷۲
- ۵-۲ خطر پذیری خاک‌های چند لایه با تراکم متوسط در برابر روانگرایی تحت بار شدید -- ۷۵
- ۵-۳ ویژگی‌های شمع و تیر و شالوده‌ی مورد استفاده در مدل سازی ----- ۷۷
- ۵-۴ مقایسه‌ی بین شتاب نگاست‌های مختلف در یک مدل سازی واحد ----- ۸۷
- ۵-۵ وضعیت‌های مختلف در روانگرایی طبق نظریه‌ی ایواساکی ----- ۸۸

فصل اول

مقدمه

۱-۱ کلیات

رخدادهای روانگرایی در ساختمانها، یکی از مواردی است که گاه مانع پیشرفت کار می‌شود. این پدیده غالباً در نهشته‌های رسوبی نرم و در مناطقی با سطح بالای آب‌های زیرزمینی (همچون جوار سواحل) رخ داده و به هنگام وقوع زمین لرزه‌های شدید تشدید می‌شود. گسیختگی در شیب‌ها؛ آسیب و شکست در شالوده‌ی ساختمان؛ نشست یا بالازدگی در مناطقی از خاک؛ و همچنین کاهش استحکام و سختی خاک بعد از رخداد روانگرایی، از جمله مواردی است که حاصل این اتفاق ناخوشایند و بدین ترتیب منجر به نشست یا گسترش جانبی پی‌ها و یا حتی شکست در سازه‌های متصل به خاک خواهد شد. [۹]

۱-۲ ضرورت انجام پژوهش

در سال‌های اخیر با توجه به افزایش خسارت‌های حاصل از روانگرایی، کارهای انجام شده در این زمینه در داخل ایران و خارج از مرزها، سرعت بیشتری گرفته است. پس از زلزله‌ی رودبار، و خسارات جانی و مالی فراوانی که به مردم این منطقه وارد شد، نیاز به شناخت بیشتر موضوع روانگرایی، که از علل اصلی این اتفاقات بود، بیش از پیش احساس شد.

در طبیعت، بیشتر خاک‌ها به صورت لایه‌بندی شده هستند و لذا یافتن خاک یک‌دست به ندرت امکان پذیر است. از طرف دیگر در بیشتر مناطق ساحلی کشور به خصوص در نواحی خزری، خاک‌ها غالباً ماسه‌ای بوده و سطح آب زیرزمینی نیز بالا می‌باشد. ساخت و سازه‌های معمول در این مناطق، غالباً به صورت یک یا دو طبقه و بدون به کارگیری شمع‌ها صورت می‌گیرد. همچنین با توجه به گزارشات ارائه شده، بیشتر خسارات در زلزله‌ی رودبار، حاصل نشست‌های نامتقارن و گاهی نیز بر اثر ناپایداری بوده است. [۹] در سال‌های اخیر کرامیتورس [۳۸] نشست‌های لرزه‌ای پی‌های سطحی بر روی خاک‌های روانگرا و با تاج رسی را بررسی کرد. وی کرد که نشست حاصل از لرزه مربوط به

دانشیته‌ی توده‌ی خاک نبوده و بیشتر در ارتباط با مکانیزم بلوک گسیختگی نیومارک خواهد بود. وی همچنین [۳۹] نمودارهایی را در رابطه با میزان نشست در نسبت‌های مختلف تاج رسی ارائه داد و کاهش مقاومت برشی خاک رسی را عامل اصلی نشست‌ها اعلام کرد. اشمرتمن [۵۲] نیز در مطالعه‌ای بیان کرد که طراحی فونداسیون‌های سطحی‌ای که بر روی خاک‌های بدون چسبندگی همچون ماسه-ها قرار دارند، غالباً توسط نشست کنترل شده و نیاز به بررسی ظرفیت برشی ندارند، بنابراین در بحث روانگرایی به دلیل ماهیت غیر چسبنده‌ی خاک‌های روانگرا، عموماً تمرکز بر نشست‌ها می‌باشد. داس [۲] اختلاف نشست بین طرفین فونداسیون صلب را کم معرفی کرد و بیان کرد می‌توان از مقدار میانگین در محاسبه‌ی نشست‌های زیر پی صلب استفاده کرد؛ همچنین استفاده از پی صلب برای یکسان کردن توزیع جرم پیشنهاد خوبی است چرا که نواحی موضعی نشست را طوری به یکدیگر متصل کرده که سازه کم و بیش به صورت یکنواخت عمل کرده و می‌توان هرگونه تغییر شکل دائمی را با تزریق دوغاب یا گل تا تراز مناسب، تصحیح کرد [۹]. بنابراین برای کاهش نشست‌های نامتقارن و در کل برای بهبود وضعیت موجود، استفاده از پی‌های صلب همواره انتخاب خوبی است.

۳-۱ اهداف پژوهش

بنابر آنچه گفته شد، در این پژوهش مبنای مخاطرات، بر نشست‌های زیر پی قرار داده شده و نوع پی صلب فرض شده است. همچنین از آنجا که یکی از عوامل مهم روانگرایی، مدت زمان آن می‌باشد، زلزله‌ی مورد استفاده در پژوهش زلزله‌ی بم بوده که مدت زمان تکان‌های شدید، در آن طولانی است. اما از جمله راهکارهای پیش‌گیری از خسارات، می‌توان به کاهش سطح آب زیرزمینی به واسطه‌ی زهکشی؛ افزایش تراکم خاک به روش دینامیکی؛ و همچنین اضافه کردن تاج غیر روانگرا اشاره کرد. بنابراین لازم است با مطالعه‌ی پی‌های صلبی که بر خاک‌های چند لایه و با ماهیت سست و ماسه‌ای قرار دارند، حد و حدود نشست‌ها و تغییر شکل‌ها و تاثیر هر یک از راهکارهای فوق را بررسی کرده تا

بتوان با در نظر گرفتن شرایط محلی؛ اهمیت سازه؛ بودجه‌ی موجود و سایر کمیت‌های محیطی موجود در ساختگاه، بتوان بهترین راه حل را ارائه داد. برای این مدل سازی از نرم افزار حل تفاضل محدود flac [۲۳][۲۴] استفاده می‌شود.

۴-۱ ساختار پایان‌نامه

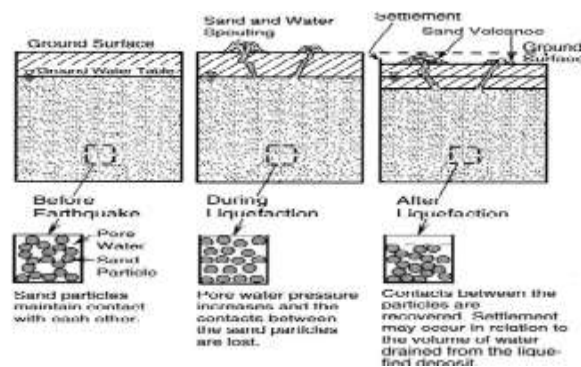
در فصل دوم به نحوه‌ی عملکرد روانگرایی، سوابق آن، و همچنین تحقیقات پیشین در زمینه‌های مرتبط با موضوع پژوهش، پرداخته خواهد شد. در فصل سوم تئوری‌های مورد استفاده در مدل سازی و دلایل به کارگیری آنها، از جمله میرایی مورد استفاده، مراحل مدل سازی، نحوه‌ی اصلاح زلزله، شرایط مرزی و سایر موارد پرداخته خواهد شد. فصل چهارم نیز به مدل سازی و نحوه‌ی کار با برنامه خواهد گذشت و در نهایت در فصل پنجم، بررسی تاثیر پایین آوردن سطح آب زیرزمینی؛ بررسی تاثیر افزایش تراکم خاک بر مقدار نشست پی صلب و همچنین ارائه‌ی یک رابطه‌ی کاربردی از نسبت عمق لایه‌ی غیر روانگرایی فوقانی به عمق روانگرایی زیرین، در دستور کار قرار خواهد گرفت. در کنار آن به تاثیرات وجود شمع در زیر پی و همچنین تاثیر مشخصه‌های ذاتی زلزله از جمله بزرگای و زمان نیز اشاراتی خواهد شد و در پایان نتایج حاصل، با روش تجربی سید [۳۵] و ایواساکی [۱] و همچنین با دو نرم افزار novoliq [۴۸] و liqIT [۴۹] مقایسه می‌شود.

فصل دوم

بررسی متون فنی

۲-۱ نحوه رخداد پدیده روانگرایی

هنگامی که نهشت‌های خاک اشباع در اثر حرکات لرزه‌ای به سرعت و به صورت دوسوی تحت برش قرار گیرند، فشار آب در داخل خلل و فرج خاک شروع به افزایش می‌نماید. در خاک‌های غیرچسبنده‌ی اشباع سست، فشار آب منفذی به سرعت افزایش یافته و ممکن است به حدی برسد که ذرات به صورت مجزا از یکدیگر معلق شوند و برای لحظاتی مقاومت و سختی خاک به طور کامل از بین رفته یا دچار کاهش شدید می‌شود. این پدیده که در اصطلاح به آن روانگرایی خاک گفته می‌شود، به صورت شماتیک در شکل (۱-۱) قابل مشاهده است. در این حالت، فشار آب منفذی ممکن است به درجه‌ای برسد که موجب شود آب با شکافتن لایه‌های فوقانی خاک، جهش نماید و تمام وزن مصالح فوقانی به آب منفذی انتقال یابد. [۶]



شکل ۲-۱ نحوه رخداد روانگرایی در توده‌ی خاک [۶]

۲-۲ خسارت‌های ایجاد شده در چند زلزله‌ی مهم اخیر

در طی زلزله‌های گذشته خسارت‌های وارد به شهرهای پیشرفته همواره قابل توجه بوده است. اما علاوه بر این از لحاظ مالی نیز خسارت‌های وارد شده شایان توجه بوده به طوری که زلزله‌ی لوما پریتا^۱ در سال ۱۹۸۹ با بزرگای گشتاوری ۷/۱ و همچنین زلزله‌ی نورث‌ریج^۲ در سال ۱۹۹۴ با بزرگای گشتاوری ۶/۴ به ترتیب در حدود هشت و بیست میلیارد دلار آمریکا خسارت به بار آوردند. ضررهای

مالی ناشی از زلزله‌ی کوبه^۳ 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. اینها همگی خبر از الزامی برای بررسی این رخداد مهم دارند. در جدول (۱-۲) تعدادی از این زلزله‌ها و نحوه‌ی آسیب رسانی آنها ذکر شده است.

۲-۱-۲ روانگرایی و سابقه‌ی آن در ایران

زلزله‌ی منجیل-رودبار در ۲۱ ژوئن سال ۱۹۹۰ معادل با ۳۱ خرداد ۱۳۶۹ هجری شمسی، استان‌های گیلان و زنجان در ایران را لرزاند، تا کشور عزیزمان حادثه‌ای غم‌انگیز را در تاریخ خود ثبت کند. بزرگای سطحی این زلزله برابر ۷/۶ و عمق کانونی آن ۱۹ کیلومتر بود. این زلزله در منطقه‌ی رودبار و توابع آن، طارم علیا در شمال غرب زنجان و منجیل و توابع آن، در محدوده‌ای به شعاع ۱۰۰ کیلومتر، خسارت‌های مالی و جانی گسترده‌ای را به دنبال داشت. اما دلیل بخش عمده‌ای از این خسارت‌ها، روانگرایی بود.

پدیده‌ی روانگرایی موجب بروز خسارتهای فراوانی در مناطق آستانه، رودبنه، کوچصفهان و لشت‌نشا شد. خرابی منبع آب شهر آستانه، بالا آمدن آب همراه با ماسه در چاه‌های اطراف این منطقه و خرابی‌های ایجاد

شده در خانه‌های این شهر بر اثر وقوع این پدیده بود. بررسی‌های فنی نشان دادند که بیشتر خرابی‌ها در اثر نشست‌های نامتقارن و گاهی نیز بر اثر ناپایداری پی ایجاد شده است.

۱. Loma Prieta ۲. Northridge ۳. kobe

رویداد تغییر شکل / روانگرایی	سال	زلزله
تخریب بیش از 200 محل سکونت در شهر Yuanlin خسارتهای گسترده به 4 لنگرگاه در بندر Taichung	۱۹۹۹	چی چی
تغییر مکان جانبی زمین در نواحی ساحلی نشست و کج شدگی ساختمانها در شهر Adapazar	۱۹۹۹	کوکائلی
خرابی گسترده ی خاکریزها و دیوارهای کناره ی رودخانه تغییر مکان اسکله ها و دیوارهای ساحلی خسارت به پی ساختمانها گسیختگی یا خرابی خاکریز 4 سد خاکی کوچک	۱۹۹۵	کوبه
نشست برخی خانه های مسکونی تا بیش از 1 متر بازشدگی سطح زمین تا عمق بیش از 1 متر شکستگی لوله ها و مجراهای زیرگذر	۱۹۹۰	منجیل-رودبار
آسیب به آپارتمانهای واقع در ناحیه ی Marina	۱۹۸۹	لوما پریتا
لغزش جریانی در شیب بالادست سد بالای San Fernando تغییر مکان سد پایینی San Fernando به میزان 2 متر گسترش جانبی وسیع در مناطق با شیب کم	۱۹۷۱	سانفرانسیسکو
از دست رفتن ظرفیت باربری پی ساختمانها و پایه پلها گسیختگی خاکریز راه آهن و دیوارهای ساحلی خرابی گسترده ی ساختمانها عمدتا در اثر روانگرایی	۱۹۶۴	نیگاتا

جدول ۱-۲ تعدادی مهم ترین زلزله های درگیر با روانگرایی در چند دهه ی اخیر [۶]

خانه‌های مسکونی تا حدود نیم متر در خاک فرورفته و نشست کردند. در شکل‌های (۲-۲) و (۲-۳) می‌توان شدت خسارت‌ها را ملاحظه کرد.



شکل ۲-۲ نشست ساختمان‌های مسکونی و دشت‌ها در زلزله‌ی رودبار-منجیل [۵۰]



شکل ۲-۳ خرابی جاده‌ها و راه‌آبها به واسطه‌ی روانگرایی در زلزله‌ی رودبار-منجیل [۵۰]

۲-۳ علت وقوع پدیده روانگرایی در خاک‌ها

در هنگام وقوع لرزش‌های شدید، ذرات سست و اشباع ماسه ساختار خود را از دست داده و تمایل به متراکم شدن و در نتیجه کاهش حجم پیدا می‌کنند. در صورت عدم امکان زهکشی (به دلیل بالا بودن سرعت بارگذاری و کم بودن نفوذپذیری لایه‌ی رسوبی) این تمایل به کاهش حجم، منجر به افزایش فشار آب منفذی نیز خواهد شد. در طی زلزله، بارهای دینامیکی به صورت متناوب اعمال می‌شوند و گاهی سرعت اعمال بار به حدی بالاست که حتی خاک‌های درشت دانه‌ی اشباع با مشخصات زهکشی مناسب نیز قادر به استهلاک فشار آب منفذی اضافی دینامیکی ایجاد شده نمی‌باشند. بنابراین در طی این نوع بارگذاری‌ها، خاک‌ها به صورت تناوبی و تحت شرایط زهکشی نشده، بارگذاری می‌شوند. بارهای تناوبی، مقاومت برشی و سختی خاک را کاهش می‌دهند. در حالت استاتیکی خواهیم داشت:

$$\sigma'_{z0} = \sigma_{z0} - u_0 \quad (1-2)$$

که در این رابطه σ'_{z0} و σ_{z0} به ترتیب تنش‌های اولیه‌ی قائم موثر و کل می‌باشند و u_0 معرف فشار آب منفذی اولیه است. همچنین برای فشار آب حفره‌ای داریم:

$$u_0 = \gamma_w \times z \quad (2-2)$$

در طی یک رویداد لرزه‌ای، فشار آب منفذی به اندازه‌ی Δu_d افزایش می‌یابد. که در این نماد، زیرنویس d معرف عملکرد دینامیکی می‌باشد و تنش موثر در خاک به صورت زیر محاسبه می‌شود:

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

اگر Δu_d به مقداری افزایش یابد که رابطه‌ی زیر برقرار گردد، تنش قائم موثر در خاک برابر با صفر خواهد شد و خواهیم داشت:

$$\sigma_{z0} = (u_0 + \Delta u_d) \quad (4-2)$$

از آنجا که مقاومت برشی خاک غیر چسبنده به طور مستقیم متناسب با تنش موثر آن است، لذا در چنین شرایطی ماسه مقاومت برشی نخواهد داشت و در این صورت خاک روانگرا می‌شود.

۴-۲ مخاطرات روانگرایی

روانگرایی با پدیده‌های مختلفی نظیر افزایش فشار آب منفذی، جوش ماسه و حالت‌های مختلف تغییرشکل همراه است. پیش از وقوع تکان‌های زمین، آب زیرزمینی یک لایه‌ی خاک سست اشباع، در شرایط ایستایی قرار دارد. حرکات زمین موجب افزایش فشار منفذی در زیر سطح آب زیرزمینی می‌شود؛ با این حال این پدیده از آن جهت که به تنهایی سبب تغییرشکل زمین نمی‌شود، نوعی از گسیختگی زمین به حساب نمی‌آید. [۶] در شکل (۴-۲) یک نمونه از جوشه ماسه قابل مشاهده است.

۲-۴-۱ گسترش جانبی^۱

گسترش جانبی^۲ شامل تغییر مکان جانبی بلوک‌های سطحی بزرگ خاک، در نتیجه‌ی وقوع روانگرایی و در یکی از لایه‌های زیرین خاک می‌باشد. شکل (۵-۲) یک نمای شماتیک از وقوع گسترش جانبی را

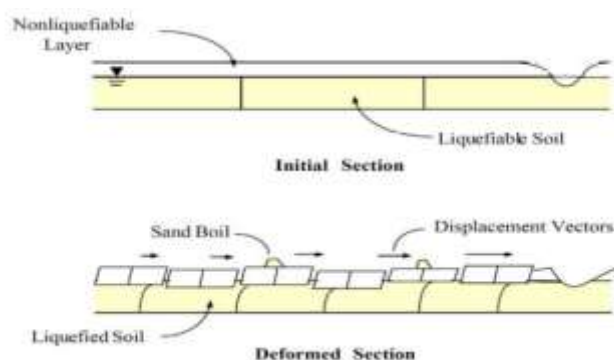
1. Lateral spreading

۲. به گسترش جانبی پخشیدگی جانبی نیز اطلاق می‌شود



شکل ۲-۴ نمونه‌ای از جوشش ماسه در زلزله‌ی ۱۹۷۹ موسوم به دره‌ی امپریال، کالیفرنیا [۵۱]

در شرایطی که شیب‌ها مساعد و مدت زمان حرکت لرزه‌ای طولانی باشد، می‌تواند تا چند ده متر نیز افزایش یابد. [۶]. بارلت^۱ و یود^۲ [۵۲] در بررسی‌های خود که بر روی صدها مورد گسیختگی سطح زمین حاصل از زلزله انجام شده بود، به این نتیجه رسیدند که پتانسیل وقوع گسترش جانبی در زلزله‌های با بزرگی کمتر از ۶ ریشتر، به شدت کاهش یافته و در خاک‌های ماسه‌ای متراکم تا خیلی متراکم، در صورتی که بزرگای زلزله کمتر از ۸ ریشتر باشد، گسترش جانبی قابل توجه نخواهد بود.



شکل ۲-۵ گسترش جانبی قبل و بعد از گسیختگی [۶]

1. barlett 2. youd

۲-۵ از دست رفتن ظرفیت باربری

شاید آشکارترین سازوکار گسیختگی پی‌های سطحی، از دست دادن ظرفیت باربری در خاک‌های سست اشباع با مقاومت پسماند کم باشد. هنگامی که خاک تکیه‌گاه یک ساختمان روانگرا شده و مقاومت خود را از دست می‌دهد، تغییر شکل‌های بزرگی در خاک اتفاق می‌افتد که منجر به نشست یا کج‌شدگی سازه می‌شود در زلزله‌ی سال ۱۹۶۴ در نیگاتای ژاپن نمونه‌ی شگفت‌انگیزی از گسیختگی ظرفیت باربری در مجموعه آپارتمان‌های کاواگیشیچو رخ داد؛ که در آن تعدادی از ساختمان‌های چهارطبقه تا حدود ۶۰ درجه کج شدند. [۶]

اما در حالتی که ضخامت لایه‌ی روان شده کم باشد، یا در شرایطی که یک لایه‌ی خاک غیر روانگرا با ضخامت زیاد، بر روی یک لایه‌ی رسوبی روان شده قرار گرفته باشد، اغلب کج‌شدگی یا واژگونی رخ نداده ولی احتمال نشست‌های قائم ناهمسان وجود خواهد داشت. [۷] در شکل (۶-۲) نمونه‌هایی از این حادثه‌ها قابل مشاهده است.



شکل ۲-۶ کج شدن آپارتمان‌های کاواگیشیچو در زلزله‌ی نیگاتا (سمت چپ) و شکست پی در زلزله‌ی آداپازاری (سمت

راست) [۵۳]

۲-۶ نشست زمین

نشست زمین در اثر وقوع زلزله را می‌توان به دو بخش نشست خاک خشک و نشست خاک اشباع تقسیم بندی نمود. در خاک‌های خشک، نشست در طی حرکات لرزه‌ای تحت شرایط تنش موثر ثابت اتفاق می‌افتد. از سوی دیگر اگر خاک اشباع و زهکشی محدود شده باشد، شرایط حجم ثابت ادامه می‌یابد و اثر اولیه‌ی لرزش، تولید اضافه فشار آب منفذی است. سپس با پراکنده شدن اضافه فشار منفذی، نشست خاک رخ می‌دهد. اگرچه برآورد نشست خاک در اثر وقوع زلزله مشکل است، اما روش‌های مختلفی ارائه شده‌اند که تطابق قابل قبولی با موارد مشاهده شده در محل دارند. [۶]

۲-۷ عوامل مهم موثر بر روانگرایی خاک‌ها

این موارد شامل تراز آب زیرزمینی؛ نوع خاک؛ تراکم نسبی؛ دانه بندی؛ وضعیت زهکشی؛ شکل ذرات؛ سن زمین‌شناسی؛ منشاء زمین‌شناسی؛ شرایط تاریخچه‌ای (سیمانی شدن، نسبت پیش‌تحکیمی و ضریب فشار جانبی) و فشار همه جانبه می‌شود. از آنجایی که مقاومت روانگرایی عموماً با عمق افزایش می‌یابد، بیشتر وقایع گذشته‌ی روانگرایی در نهشته‌های طبیعی و با عمق کم رخ داده است. تحقیقات ژئوتکنیکی در ساختگاه‌هایی که در گذشته روانگرایی در آنها اتفاق افتاده است، نشان می‌دهد که بیشترین موارد روانگرایی شدید در مناطقی با تراز آب زیرزمینی کمتر از ۳ متر به وقوع پیوسته است. این در حالی است که در برخی موارد روانگرایی در نواحی با تراز آب زیرزمینی ۱۰ متر نیز اتفاق افتاده است. [۶]

جدول (۲-۲) ارتباط سطح آب زیر زمینی با روانگرایی را معرفی می‌کند.

جدول ۲-۲ ارتباط کلی در سطح آب زیرزمینی و روانگرایی [۶]

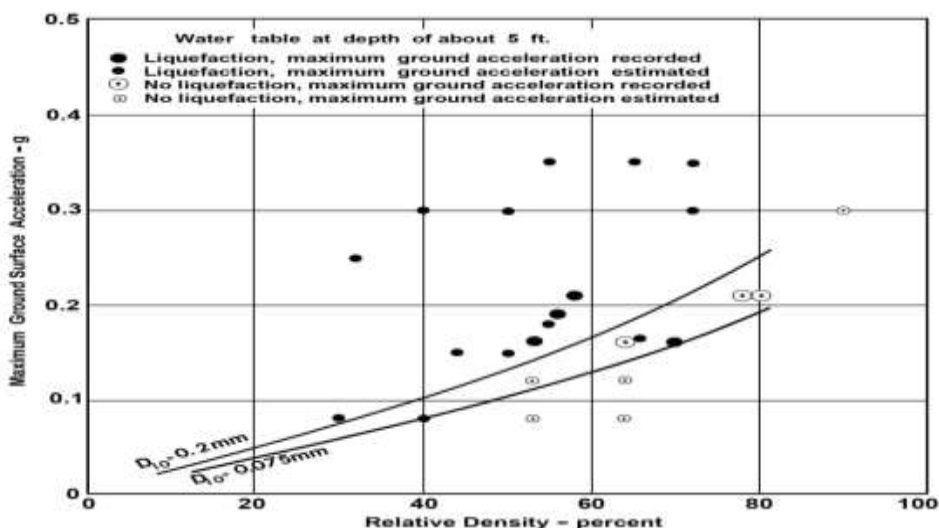
عمق تراز آب زیرزمینی	استعداد روانگرایی نسبی
کمتر از 3 متر	بسیار بالا
3 تا 6 متر	بالا
6 تا 10 متر	متوسط
10 تا 15 متر	کم
بیش از 15 متر	بسیار کم

۲-۷-۱ نوع خاک

استعداد روانگرایی به طور مسقیم به نوع خاک بستگی دارد. به طور کلی حساس‌ترین خاک‌ها به روانگرایی خاک‌های هستند که مقاومت به تغییر شکل در آنها از طریق اصطکاک بین ذرات تامین می‌شود و به همین دلیل خاک‌های رسی که مقاومت در آنها بیشتر از طریق چسبندگی تامین می‌شود (ونه اصطکاک)، کمتر در معرض روانگرایی قرار دارند [۷] بنابراین از مدت‌ها قبل مشخص شده است که خاک‌های ماسه‌ای تمیز، با ریزدانه‌ی کم، به صورت ذاتی در معرض آسیب روانگرایی ناشی از زلزله قرار دارند. خاک‌های ماسه‌ای از دو جهت متفاوت است، اولاً این خاک‌ها به مراتب نفوذ پذیرتر هستند و در نتیجه می‌توانند فشارهای منفذی ایجاد شده در اثر بارگذاری تناوبی را به سرعت از بین ببرند؛ دوماً با توجه به جرم بیشتر ذرات بزرگتر خاک‌های شنی، این خاک‌ها بیشتر اوقات به سرعت انباشته شده و از این رو به ندرت در حالت خیلی سست، قرار می‌گیرند [۶].

۲-۷-۲ تراکم نسبی

خاک‌های بسیار متراکم، در طی تکان‌های لرزه‌ای، فشارهای منفذی بالا تولید نمی‌کنند و بنابراین برای وقوع روانگرایی مستعد نیستند. سید و ادريس در سال ۱۹۷۱ [۳۲] رابطه‌ی اولیه‌ی مقاومت روانگرایی را ارائه دادند. این همبستگی در قالب ارتباط میان بیشینه‌ی شتاب سطح زمین و تراکم نسبی خاک بیان شده است. در شکل (۲-۷) به روشنی نمایان است که افزایش تراکم نسبی، استعداد روانگرایی خاک را کاهش می‌دهد.



شکل ۲-۷ رابطه‌ی بین تراکم و شتاب حداکثر زلزله با رخداد روانگرایی [۳۲]

۲-۷-۳ دانه بندی

در یک خاک خوب دانه بندی شده، پرشدن حفره‌های میان ذرات بزرگتر با ذرات ریزدانه، سبب کاهش پتانسیل تغییر حجم در شرایط زهکشی شده و در نتیجه اضافه فشار منفذی کمتر می‌شود. سوشیدا نیز محدوده‌های خاک‌های حساس یه روانگرایی را خاک‌های ماسه‌ای با قطر ذرات بین ۰.۰۳ تا نهایتاً ۱ میلی‌متر اعلام کرد که این خاک‌ها دارای حداکثر ۲۰ درصد ریز دانه هستند. [۷]

۲-۷-۴ شرایط زهکشی

اگر این امکان وجود داشته باشد که فشار آب منفذی اضافی به سرعت زهکشی شود، استعداد روانگرایی خاک به حد زیادی کاهش می‌یابد. از جمله خاک‌هایی که فرایند زهکشی در آنها به سرعت انجام می‌پذیرد، خاک‌های درشت‌دانه‌ی شنی می‌باشند.

۲-۸ عمق لازم برای بررسی خاک و اطمینان از عدم وقوع روانگرایی

به طور مرسوم عمق 15 متری برای ارزیابی روانگرایی مورد استفاده قرار می‌گیرد. توصیه می‌شود که حداقل تا عمق 15 متری پایین تر از سطح زمین یا سطح تمام شده جهت ارزیابی پتانسیل روانگرایی مورد بررسی قرار گیرد.

۲-۹ روش تحلیلی در بررسی احتمال رخداد روانگرایی

در تحلیل‌های غیرخطی پاسخ ساختگاه که معادله‌ی حرکت به صورت مستقیم در دامنه‌ی زمان و با گام‌های زمانی به قدر کافی کوتاه انتگرال‌گیری می‌شود؛ می‌توان کرنش برشی و اضافه فشار آب منفذی را از روی مدل ساختاری تخمین زد. با توجه به پیچیدگی و هزینه و زمان مورد نیاز، این روش بیشتر در مطالعات تحقیقاتی مورد استفاده قرار می‌گیرد. در روش اول یعنی تحلیل پاسخ ویژه‌ی ساختگاه، به منظور دستیابی به نتایج صحیح و معتبر، تلاش‌های قابل توجه‌ای مورد نیاز است. برای انجام تحلیل‌های چندگانه‌ی پاسخ ساختگاه، باید مشخصات تفصیلی پروفیل سرعت موج برشی، منحنی‌های میرایی و کاهش مدول برشی و دیگر پارامترهای ویژه‌ی ساختگاه به دقت انتخاب شده و مورد استفاده قرار گیرد.

۲-۱۰ ارتباط عدد SPT با پتانسیل روانگرایی

به سادگی قابل درک است که با افزایش عدد نفوذ استاندارد میزان مقاومت تناوبی نیز روندی رو به افزایش دارد. افزایش تراکم زاویه‌ی اصطکاک را افزایش و از مجموع خسارت‌ها می‌کاهد. بیشتر تحقیقات انجام شده تا به امروز از جمله اکثر روش‌های تجربی همچون سید و ایواساکی و همچنین نرم افزارهای حل اجزای محدودی و تفاضل محدودی همچون پلکسیس و فلک نیز مبنای محاسبات روانگرایی را بر روی این کمیت قرار داده اند. در فصل پنجم به بررسی تاثیر این پارامتر بر روانگرایی پرداخته خواهد شد.

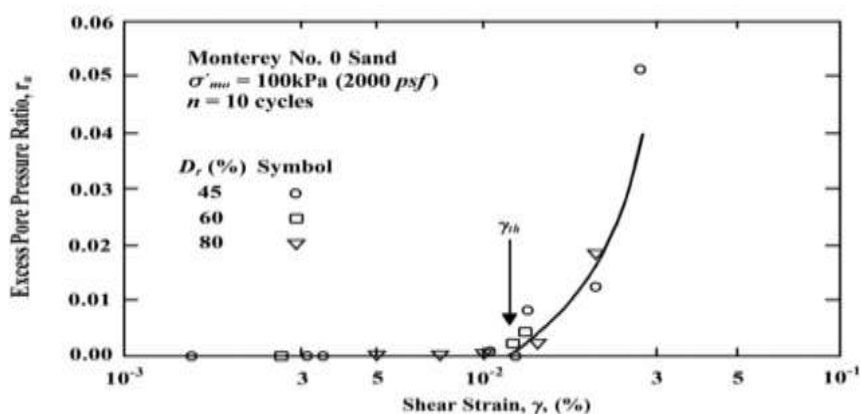
۲-۱۱ روش کرنش تناوبی

دابری^۱ و همکارانش [۵۶] تلاش کردند تا پدیده‌ی روانگرایی را از دیدگاه کرنش برشی تفسیر نمایند. در روش کرنش فرض است که به جای تراکم نسبی، کرنش برشی تناوبی، افزایش فشار آب منفذی در طی زلزله را کنترل می‌نماید. آنها نشان دادند که پیش از وقوع هرگونه اضافه فشار آب منفذی باید یک این کرنش حدی که تحت عنوان کرنش آستانه^۲ نیز تعریف می‌شود. کرنش حداقلی در خاک ایجاد شود، به عنوان شاخصی در ارزیابی پتانسیل روانگرایی نهشته‌های خاکی پیشنهاد شد. ظرفیت خاک (تعیین می‌شود که به صورت دامنه‌ی کرنش برشی مورد نیاز γ_{th} هم به وسیله‌ی کرنش برشی آستانه) دابری آزمایش‌های تناوبی را برای ایجاد لغزشی همه جانبه در امتداد سطح تماس دانه‌ای خواهد بود. تحت شرایط کنترل کرنش بر روی نمونه‌های اشباع زهکشی نشده انجام داد. در این آزمایش‌ها، کرنش آستانه به صورت حداقل دامنه‌ی کرنش برشی که بتواند بعد از توقف بارگذاری تناوبی یک اضافه فشار منفذی غیر صفر تولید کند؛ تعریف شد. چیزی که آن را ((اضافه فشار منفذی پسماند)) می‌نامیم.

۱. Dobry et al ۲. Threshold Strain

انها با توجه به نتایج آزمایش‌ها، اینچنین نتیجه‌گیری کردند که کرنش آستانه تقریباً برابر ۰.۰۱ درصد بوده و مستقل از روش آماده‌سازی نمونه، تراکم نسبی و تنش همه جانبه‌ی موثر اولیه می‌باشد. در

شکل (۸-۲) مشاهده می‌شود که، برای تمام نمونه‌ها کرنش برشی متناظر با شروع تولید اضافه فشار منفذی اندکی بیش از ۰/۰۱ درصد است.



شکل ۸-۲ نمودار کرنش برشی متناظر با شروع تولید اضافه فشار منفذی از دیدگاه دابری [۵۶]

۱۲-۲ اثر روانگرایی بر پی‌های عمیق

پی‌های عمیقی که از میان لایه‌های خاک روانگرا عبور می‌کنند (نظیر شمعی‌های مورد استفاده برای جلوگیری از گسیختگی ظرفیت باربری ناشی از وقوع روانگرایی در نهشته‌های زیرین خاک)، به ملاحظات خاص طراحی نیاز دارند. چنانچه خاک اطراف شمعی‌ها یا پی‌های صندوق‌های روانگرا شود، ممکن است ظرفیت جانبی آنها کاهش یابد. همچنین وقوع گسترش جانبی یا لغزش جریانی می‌تواند

بار جانبی اضافی قابل توجهی را به پی‌های عمیق اعمال کند. بنابراین در طراحی این نوع پی‌ها باید کاهش ظرفیت جانبی و بارهای جانبی اضافی احتمالی در نظر گرفته شود. [۶]

۲-۱۳ مزیت روش‌های عددی

استفاده از روش‌های عددی نظیر کدهای اجزای محدود و تفاضل محدود، این امکان را فراهم می‌سازد که روابط ساختاری پیشرفته برای مدل‌سازی رفتار خاک مورد استفاده قرار گیرد؛ اما مشکلات موجود در تعریف دقیق پارامترهای مدل ساختاری (که نتایج نسبت به آنها کاملاً حساس هستند)، قابلیت کاربرد این روش‌ها در مسائل عملی را محدود می‌کند.

۲-۱۴ مدل رفتاری فین برن^۱:

در این پژوهش از روش تفاضل محدود^۲ استفاده شده است. مدل‌های متعددی برای تولید فشار آب حفره‌ای ارائه شده است و از آنجایی که این مدل‌ها برای نمونه‌های خاصی در آزمایشگاه تعریف شده‌اند در شبیه‌سازی عددی کاربرد زیادی ندارند، زیرا در برنامه‌های عددی مدل باید جامع و کلی باشد. در این پژوهش جهت مدل‌سازی روانگرایی، از مدل فین-برن به دلیل مطابقت آن با مسائل واقعی استفاده شده است. تکیه‌ی اصلی روش فین-برن در مدل‌سازی روانگرایی بر عدد N حاصل از آزمایش SPT است. در مورد نحوه‌ی به کارگیری مدل رفتاری و ارتباط آن با دانسیته خاک در فصل سوم صحبت خواهد شد.

۱. byrne

۲. FDM

۲-۱۵ پایین آوردن سطح آب زیرزمینی و زهکشی^۱

پایین آوردن سطح آب زیرزمینی در منطقه‌ای که خاک در آنجا دارای پتانسیل روانگرایی است، باعث می‌شود تا خاک بالای سطح آب زیرزمینی حالت غیر اشباع پیدا کرده و افزایش تنش مؤثر برای خاک‌های زیر سطح آب زیرزمینی می‌شود. با کاهش سطح آب، خاک شناوری خود را از دست می‌دهد و وزن مخصوص آن حدود ۱۰ کیلو پاسکال افزایش می‌یابد. هر متر کاهش آب، فشاری معادل تقریباً نصف فشار یک متر خاکریز اعمال می‌کند. [۶]

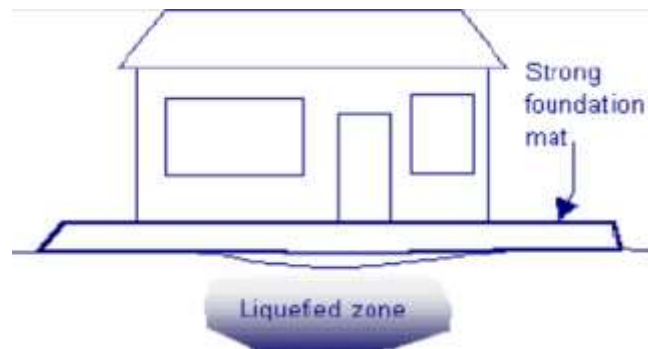
۲-۱۶ پی صلب و دلیل استفاده از آن

اجزای سیستم پی باید خوب به یکدیگر متصل بشوند تا در مقابل گسترش جانبی احتمالی خاک-ها مقاومت کنند. دال‌های کف که بر بستر زمین واقع شده‌اند می‌توانند دست‌خوش نشست یا جابه‌جایی تفاضلی نیز بشوند و لذا می‌بایست از نظر سازه‌ای مهار شده، تا آثار ناشی از روانگرایی کاهش یابد.

استفاده از پی صلب برای یکسان کردن توزیع جرم پیشنهاد خوبی است چرا که نواحی موضعی نشست را طوری به یکدیگر متصل کرده که سازه کم و بیش به صورت یکنواخت عمل کرده و می‌توان هرگونه تغییر شکل دائمی را با تزریق دوغاب یا گل تا تراز مناسب، تصحیح کرد. در شکل (۹-۲) نمونه‌ای از عملکرد پی صلب بر روی خاک روانگرا قابل مشاهده است.

۱. زهکشی با همین املا، در فرهنگ عمید ((خشکاندن آبی که از زمین یا از سنگ تراوش می‌کند)) و در فرهنگستان

فارسی معین با املائی ((زه‌کشی)) به خشکاندن آب زمین، معنا شده است.



شکل ۲-۹ استفاده از پی صلب در زیر سازه و کاهش نشست‌های روانگرا [۵۷]

۲-۱۷ تاریخچه‌ی روش‌های مورد استفاده در تشخیص روانگرایی

۱-۲-۱۷ مرور کلی بر روش‌های موجود

مدل‌های تحلیلی و ساختاری بر مبنای یک دیدگاه تئوری فرمول‌بندی شده و سپس صحت و سقم آنها با استفاده از نتایج مدل‌های فیزیکی مانند آزمایش‌های سانتریفوژ یا میز لرزه و یا تاریخچه‌های موردی محلی مورد بررسی قرار می‌گیرد. برن و همکاران در سال ۱۹۹۱ [۱۲] روش دیگری را برای تخمین تغییر مکان‌های ناشی از گسترش جانبی پیشنهاد نمود. در این روش مدل ارتجاعی-خمیری کامل غیرخطی، جایگزین رفتار صلب-خمیری کامل در مدل بلوک لغزش نیومارک شده است. سختی فنرهای غیرخطی به دو پارامتر خاک وابسته است، اولی مقاومت پسماند و دیگری کرنش برشی حدی خاک روانگرا.

با توجه به همبستگی‌های موجود میان دو پارامتر مذکور و مقاومت نفوذ استاندارد، این روش به طور ویژه‌ای مورد توجه مهندسان طراح است. از این رو معمولاً صحیح‌ترین روش برای تعیین نسبت تنش تناوبی، ارزیابی مستقیم بر اساس تحلیل‌های پاسخ دینامیکی می‌باشد. [۶]

۲-۱۷-۲ روش سید

سید و همکارانش [۵۹] این روابط جاری در بحث روانگرایی را به صورت کامل مورد بررسی قرار دادند. بنابراین می‌توان تنش برشی تناوبی یکنواخت معادل را با دقت نسبتاً مناسبی برابر 65 صدم درصد تنش برشی بیشینه در نظر گرفت و هنگامی که تنش برشی تناوبی یکنواخت معادل، به وسیله‌ی تنش سربار موثر اولیه هم‌پایه شود، نسبت تنش یکنواخت معادل CSR_{eq} به صورت معادله‌ی (۲-۵) به دست می‌آید:

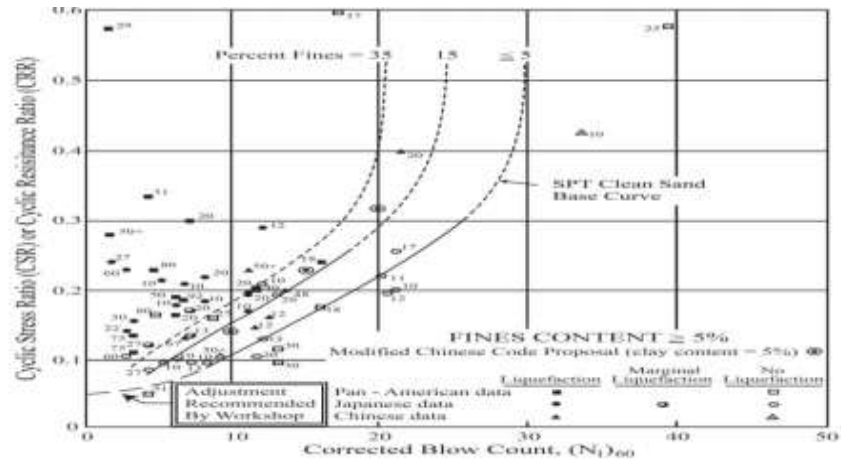
$$CSR_{eq} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma_{vo}^*} \right) (r_d) \quad (۵-۲)$$

که در آن CSR_{eq} برابر نسبت تنش تناوبی یکنواخت معادل؛ a_{max} بیشینه‌ی شتاب افقی در سطح زمین؛ σ_{vo} تنش کل قائم اولیه؛ σ_{vo}^* تنش موثر قائم اولیه؛ r_d ضریب کاهش شتاب در عمق؛ و g شتاب ثقل می‌باشد. ضریب کاهش تنش برشی در عمق (r_d) تابعی از لایه‌بندی رسوبی ساختگاه، خصوصیات خاک و مشخصات حرکات ورودی (تحریکات) می‌باشد. مطالعات زیادی بر روی r_d صورت گرفته و شکل‌های متفاوتی از این ضریب پیشنهاد شده است، اما معادلات (۲-۶) کاربرد بیشتری در میان مهندسان ژئوتکنیک داشته و توسط Youd و همکارانش [۶۰] پیشنهاد شده است:

$$R_d = 1 - 0.00765z \quad 0.0 \leq z \leq 9.15 \quad (۶-۲)$$

$$R_d = 1.174 - 0.0267z \quad 9.15 \leq z \leq 23$$

به کمک نمودار (۲-۱۰) که توسط سید [۶۱] ارائه شده است نیز، می‌توان تخمینی از مقدار عددی CSR برای زلزله با بزرگای ۷.۵ را به دست آورد.



شکل ۲-۱۰ منحنی پایه‌ی ماسه‌ی تمیز SPT برای زلزله‌ی با بزرگای 7/5 همراه با داده‌های تاریخیچه
ی موردی روانگرایی [۶۱]

همچنین در صورتی که زلزله دارای مقدار بزرگای دیگری باشد، می‌توان از جدول (۲-۳) برای اصلاح مقدار CSR استفاده کرد.

جدول ۲-۳ ضرایب اصلاح بزرگا برای روش تنش سیکلی [۶۱]

$CSR_M / CSR_{M7.5}$	بزرگای M
1.5	5.25
1.32	6
1.13	6.75
1	7.5
0.89	8.5

این رابطه برای $(N1)_{60} < 30$ معتبر است و برای $(N1)_{60} \geq 30$ خاک‌های دانهای تمیز خیلی متراکم‌تر از آن هستند که روانگرا شوند، در نتیجه به عنوان غیر روانگرا طبقه‌بندی می‌شوند.

۲-۱۷-۳ روش ایواساکی

جهت تعیین پتانسیل روانگرایی و بدست آوردن نتیجه‌ای که بیانگر بروز یا عدم بروز روانگرایی محل هر گمانه باشد، از روش ایواساکی اصلاح شده استفاده کرد. این روش که در برگیرنده شدت روانگرایی از سطح زمین تا عمق 20 متری می‌باشد، با محاسبه پتانسیل روانگرایی در هر محل، با استفاده از رابطه‌ی زیر می‌توان نسبت به بروز آثار روانگرایی در سطح اظهار نظر نمود. [۶۲]

$$F = 1 - F.S \quad F.S \leq 1$$

$$F = 0 \quad F.S > 1 \quad (۷-۲)$$

$$P_L = \int_0^{20} \frac{20-Z}{20} \cdot F(1-F) dz$$

در این فرمول P_L پتانسیل بروز روانگرایی در سطح، Z عمق بر حسب متر و F ضریب اطمینان در عمق Z می‌باشد. از طرفی $P_L=1$ مرز مناسبی برای تفکیک دو حالت استعداد بروز و عدم بروز آثار روانگرایی در سطح است.

عدم بروز آثار روانگرایی در سطح $P_L < 1$ بروز آثار روانگرایی در سطح $P_L > 1$
طبق مطلب بالا، با در دست داشتن داده‌ها و اطلاعات خام گمانه‌های موجود را در تحلیل روانگرایی، می‌توان تخمینی از روانگرایی به دست آورد. این کار با نرم افزار liqit در فصل پنجم صورت می‌گیرد.

۲-۱۸ جدیدترین روشهای علمی برای تحلیل عددی

تحلیل‌های جدید در روانگرایی شامل تحلیل‌های اجزای محدود و تفاضل محدود دینامیکی می‌باشند که در آنها از ترکیب مدل‌های ساختاری تنش موثر و اثرات جریان سیال استفاده شده است. این تحلیل‌ها توانایی تخمین جابه‌جایی، شتاب و فشار آب منفذی ایجاد شده، در اثر یک حرکت لرزه‌ای مشخص را دارا می‌باشند. ارزیابی کنش روانگرایی، تغییر مکان‌ها و پتانسیل لغزش جریان‌های همگی در یک تحلیل منفرد جامع مورد بررسی قرار می‌گیرند. دستورالعمل‌های تنش موثر کاملاً وابسته، که

فشار منفذی ناشی از برش را در هر گام زمانی (به جای هرسیکل یا نیم سیکل) لحاظ می‌کنند، توسط محققان مختلفی ارائه شده است. مارتین در سال ۱۹۷۵ [30] روشی را برای مدل‌سازی افزایش فشار منفذی ناشی از بارگذاری تناوبی ارائه دادند که شاید اولین مدل تنش موثر برای تحلیل روانگرایی بوده است. این روش رفتار اسکلت خاک را تحت بارگذاری تناوبی مدل کرده و یک محدودیت حجمی را برای در نظر گرفتن افزایش فشار منفذی اعمال می‌نماید. در واقع این روش ترکیبی از روابط غیرخطی پس‌ماندی تنش- کرنش و مدل فشار آب منفذی مارتین-فین-سید می‌باشد.

۲-۱۹ نرم افزارهای مدل سازی و تحلیل عددی در بحث روانگرایی و مزیت‌های آن

با توجه به گسترش رایانه‌ها و همچنین افزایش سرعت در ساخت و سازها، نیاز به بررسی دقیق و سریع و البته با هزینه‌ی کمتر، در ساختگاه‌ها، مورد نیاز است. یکی از قدیمی‌ترین برنامه‌ها در این زمینه flac Itasca [۲۳] بوده که دارای عقبه‌ی علمی قوی بوده و در اکثر تحقیقات مورد استفاده قرار می‌گیرد.

با داشتن فاز حل کوپل؛ حل در حالت کرنش بزرگ؛ و همچنین قابلیت حل غیر خطی، برای حل‌های دینامیکی همانند روانگرایی کاربرد دارد. یکی از قابلیت‌های برنامه، توانایی در مدل سازی درست تغییر شکل‌ها و تغییرمکان‌های بزرگ است. نرم افزار با استفاده از روش مختصات متغیر و عوض کردن مختصات اولیه، برحسب تغییرمکان هر گره از شبکه، قادر به مدل سازی برای محاسبات بعدی است. همچنین برنامه به صورت خودکار دانسیته هر ناحیه را بر حسب تغییر حجم آن قسمت محاسبه می‌کند. به این ترتیب جرم هر ناحیه، مستقل از تغییر حجم آن ثابت بوده (قانون بقای جرم) و متراکم یا سست شدن مصالح در حین حل در نظر گرفته می‌شود. در روش مشتق‌های ضمنی دستگاه معادلات می‌بایست توسط یک رایانه با سرعت و حافظه کافی حل شود. روش دیگر روش مشتق صریح است و از این منظر تبعیت می‌نماید که در یک فاصله زمانی کوتاه یک گره فقط تحت تاثیر گره مجاور خود

قرار دارد. به عنوان مثال اگر در زمان $t=0$ دمای یک گره از محیط افزایش یابد، در یک فاصله زمانی کوتاه، فقط گره‌های مجاور دچار افزایش دما می‌شوند و مابقی گره‌ها در وضعیت اولیه خود باقی می‌مانند و در گذر زمان این افزایش دما در گستره شبکه تاثیر گذاشته و سبب افزایش دمای دیگر نقاط شبکه می‌شود. اما به جز نرم افزار flac، نرم‌افزار المان محدود plaxis است که این برنامه نیز در آخرین نسخه‌ی خود (مربوط به سال ۲۰۱۵) به صورت تخصصی‌تر وارد بحث روانگرایی شده است. علاوه بر این دو برنامه‌ی مشهور، در سال‌های اخیر نرم‌افزارهایی نیز همچون novoliq [۴۸] و یا liqIT [۴۹] با تکیه بر فرمول‌های تجربی، شناخت مخاطرات روانگرایی را آسان‌تر می‌کند.

نرم افزار novoliq قادر است با توجه به عدد نفوذ SPT، CPT و یا سرعت موج برشی، (و استفاده از ۱۰ نظریه‌ی مشهور در زمینه‌ی روانگرایی)، تخمینی از ضریب اطمینان خاک، کاهش مقاومت، نشست‌ها و سایر کمیت‌های مرتبط را پیش‌بینی کند. این نظریه‌ها شامل نظریه‌های قدیمی از جمله سید، کوکوشو، شیباتا، توکیماتسو تا نظریه‌های جدید مثل بولانگر-ادریس مربوط به سال ۲۰۱۴ می‌شود. نرم افزار liqIT نیز مشابه برنامه قبلی بوده اما نظریه‌های کمتری را پوشش داده ولی قادر به محاسبه‌ی گسترش‌های جانبی نیز می‌باشد. در فصل پنجم به بررسی پاسخ‌های حاصل از این برنامه‌ها پرداخته شده و تفاوت‌ها مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۲-۲۰ تاریخچه‌ی نشست‌های مجاز قائم حداکثر، در پی‌های صلب

افراد مختلفی بر روی حداکثر مقدار نشست قائم مجاز تحقیقاتی کرده‌اند با این حال شاید نتوان در موارد مختلف از یک مقدار خاص پیروی کرد و عواملی چون نوع سازه؛ عمر سازه؛ خاک زیر آن (که لزوماً رس یا ماسه‌ی خالص نبوده و اغلب ترکیبی از خاک‌ها است) و سایر کمیت‌ها، همگی می‌توانند بر روی مقدار نشست تاثیر گذار باشند. در جدول (۴-۲) پیشنهادهای ارائه شده مرور می‌شود.

جدول ۲-۴ حداکثر مقادیر مجاز نشست سازه‌ها به تفکیک نوع سازه و خاک

مرجع	نوع خاک و سازه	حداکثر مقدار مجاز بر حسب میلی متر
اسکمپتون و مکدونالد (۱۹۵۶) [۴۰]	پی تکی بر روی خاک رس	۶۵
	پی تکی بر روی خاک ماسه ای	۴۰
والز (۱۹۸۱) [۴۶]	سازه‌های با دیوارهای آجری $L/H > 1.5$	۷۵
	سازه‌های با دیوارهای آجری $L/H < 2.5$	۱۰۰
	ساختمان‌های بتن آرمه	۱۵۰
	قابهای سازه‌ای	۱۰۰
مصطفی پسران بهبهانی (۱۳۸۸) [۲]	پی‌های منفرد، ماسه و رس سخت با قاب فولادی	۵۰
	پی‌های منفرد، ماسه و رس سخت با قاب بتنی	۵۰
	پی‌های گسترده، ماسه و رس سخت با قاب فولادی	۷۵
	پی‌های گسترده، ماسه و رس سخت با قاب بتنی	۷۵
	پی‌های منفرد، رس‌های پلاستیک با قاب بتنی	۶۵
	پی‌های گسترده، رس‌های پلاستیک با قاب فولادی	۱۰۰

۲-۲۱ تاریخچه‌ی تعاریف معتبر از روانگرایی

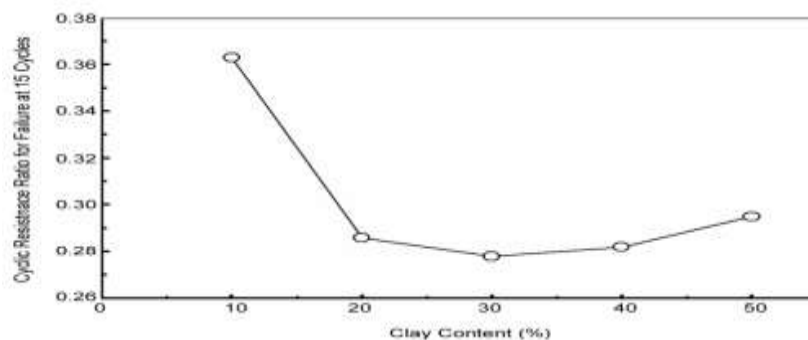
ترزاقی در سال ۱۹۲۵ [۴۴] تئوری تنش موثر را مطرح نمود که برای محققان پس از او گامی مهم در شرح و توضیح پدیده‌ی روانگرایی به شمار می‌رود. او اولین کسی بود که واژه‌ی جدید روانگرایی را ابداع نموده و آن را در قالب بیان زیر معرفی نمود: ((چنانچه در خاک اشباع فروپاشی رخ دهد، این امر منجر به انتقال وزن ذرات فروریخته به آب اطراف شده و احتمال وقوع روانگرایی وجود دارد. یکی از نتایج این پدیده افزایش فشار آب ایستایی در اعماق تا رسیدن به مقادیر نزدیک به وزن غوطه‌وری خاک می‌باشد.)) حدود ۱۱ سال بعد کاساگرانده [۱۳] برای اولین بار و بدون به کارگیری کلمه‌ی

روانگرایی اقدام به مطالعه‌ی این موضوع کرد، اما یکی از کاملترین تعاریف در باب روانگرایی توسط سید در سال ۱۹۷۹ [۳۴] و به صورت زیر ارائه شد: ((روانگرایی بیانگر وضعیتی است که خاک تغییرشکل پیوسته را در تنش پسماند کم و ثابت، به سبب افزایش و باقی ماندن فشارهای بالای آب منفذی تحمل می‌کند، که در این حالت مقدار فشار همه جانبه‌ی موثر به مقدار بسیار پایینی کاهش می‌یابد. افزایش فشار منفذی که منجر به روانگرایی می‌گردد ممکن است ناشی از اعمال تنش تناوبی یا ایستایی باشد و امکان وقوع آن، به نسبت تخلخل یا تراکم نسبی ماسه و فشار همه جانبه بستگی خواهد داشت. همچنین این امکان وجود دارد که این پدیده به واسطه‌ی شیب هیدرولیکی بحرانی در نهشته‌ی ماسه‌ای در طی جریان رو به بالای آب، نیز شکل گیرد.))

۲-۲۲ مقالات جدید در زمینه‌ی روانگرایی

پس از این سه دانشمند بحث بر روی روانگرایی به صورت گسترده‌تری آغاز شد. سید [۳۵] با آزمایش بر روی نمونه‌های شن مشاهده کرد که روانگرایی در واقع روند کاهش مقاومت برشی برای خاک‌های بدون چسبندگی و با پلاستیسیته کم می‌باشد وی خاک‌های با $LL > 37$ و $PI > 12$ را دارای پتانسیل روانگرایی دانست و آنهایی را که $37 < LL < 47$ و $12 < PI < 20$ دارند را خاک‌هایی با نیاز به بررسی آزمایشگاهی بیشتر معرفی کرد. پس از وی آدالیر [۷] آزمایشات تجربی مختلفی را انجام داد و نشان داد که پروفیل خاک‌های لایه‌بندی شده نیز بر روی نحوه‌ی جوشش ماسه تاثیر گذار می‌باشند و نوع خاک محیط می‌تواند باعث کاهش یا افزایش جوشش شود. امینی و سما [۱۹] در سال ۱۹۹۹ رفتار لایه‌های ماسه سیلت و ریزدانه بر روی یکدیگر را تحت شرایط روانگرایی لرزه‌ای مورد بررسی قرار دادند. این دو هشت آزمایش سه محوری چرخه‌ای را به صورت تنش-کنترل شده انجام دادند و دریافتند که افزایش مقدار سیلت گذرنده از الک شماره‌ی ۲۰۰ در نمونه، در هر دو حالت خاک لایه‌ای و خاک مختلط یا میکس شده، باعث افزایش مقاومت روانگرایی شده اما در عین حال مقاومت

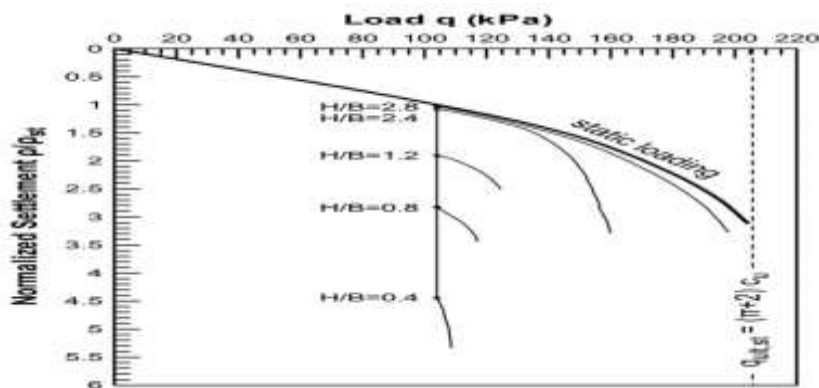
روانگرایی به خودی خود در آزمایش چند لایه و در آزمایشهای همگن مختلط، نتایج تقریباً یکسانی از مقاومت را می‌دهد. محمود قهرمانی و همکاران [۵] بررسی تاثیر ریزدانه‌های پلاستیک بر روی ماسه‌ی اشباع را انجام داده و دریافتند که در زلزله‌ای با بزرگای ۷/۵ افزایش میزان رس تا ۳۰ درصد مقاومت روانگرایی را کاهش داده و پس از مقاومت روانگرایی آرام آرام افزایش می‌یابد شکل (۱۱-۲) مشاهدات آنها را نشان می‌دهد. بنابراین بیان این جمله که روانگرایی صرفاً در ماسه رخ می‌دهد و یا خاک‌های دارای رس در مقابل روانگرایی خطری را احساس نمی‌کنند، نادرست است.



شکل ۱۱-۲ تاثیر ریزدانه‌های رس بر مقاومت روانگرایی خاک [۵]

آدالایر و همکاران [۷] در سال ۲۰۰۳ مقاله‌ی دیگری را تحت عنوان استفاده از ستون سنگی به عنوان یک سازه‌ی ضد روانگرایی در خاک‌های سیلتی غیر پلاستیک ارائه کردند و پس از انجام آزمایش‌های دینامیکی دریافتند که استفاده از ستون سنگی باعث سخت‌تر شدن خاک زیر شالوده و در نتیجه کاهش نشست پی‌های سطحی می‌شود. همچنین در شرایط مرز آزاد، ستون سنگی باعث کاهش فشار آب منفذی در عمق‌های کمتر از ۵ متر خواهد شد. این امر خود به صورت غیر مستقیم باعث کاهش نشست در زیر پی‌های سطحی تا حدود ۵۰ درصد می‌شود که این خود توفیق بزرگی است. مسعود اولی پور و همکاران [۶] نیز در سال ۱۳۸۹ شمس‌ی مقاله‌ای را تحت عنوان ((بررسی عددی رخداد پدیده روانگرایی در خاک‌های لایه‌بندی شده با استفاده از دو مدل رفتاری خاک)) ارائه

دادند و در آن با کمک گرفتن از نرم افزار حل عددی پلکسیس، دو مدل رفتاری سخت شندگی و موهر کولمب را مورد مطالعه قرار دادند و دریافتند که روانگرایی در ترازهای نزدیکتر به سطح زمین محتمل تر بوده و همچنین مدل سخت شندگی را برای مدل کردن رفتار خاک در تمامی عمق‌ها مناسب تر دانسته و بیان کردند که مدل الاستو پلاستیک به علت مشاهده‌ی یک سری آشفتگی‌ها در تولید فشار آب حفره ای، به دقت مدل اولیه نیست و همچنین احتمال روانگرایی را در ترازهای پایین، حتی در صورت وجود خاک سست دارای شانس کمی می‌دانند. زهرا انصاری [۳] نیز در سال ۱۳۸۹ در مقاله‌ای دیگر به ارزیابی پتانسیل روانگرایی در خاک‌های رسی در جزیره‌ی مینو پرداخت و با تطبیق خاک این ناحیه با روش سید خاک را در حالت خطر پذیری متوسط ارزیابی کرده و بیان کرد استفاده از پی دارای شمع‌های اتکایی-اصطکاکی خطر را کاهش می‌دهد. کرامیتروس و همکاران [۲۶] در سال ۲۰۱۲ مقاله‌ای را تحت عنوان ((آنالیز عددی روانگرایی القایی جهت کاهش ظرفیت برشی پی‌های سطحی در خاک دو لایه)) ارائه کرد و اساس حل را بر مکانیزم شکست میرهوف و هانا [۲۹] قرار دادند. شکل (۱۲-۲) حاصل کار آنها در این مقاله را نشان می‌دهد.



شکل ۲-۱۲ فشار برشی میانگین استاتیک و فرالزهای در مقابل منحنی‌های جابه‌جایی نرمالایز شده برای نسبت عمق-

های مختلف رس بر روی عرض پی [۲۹]

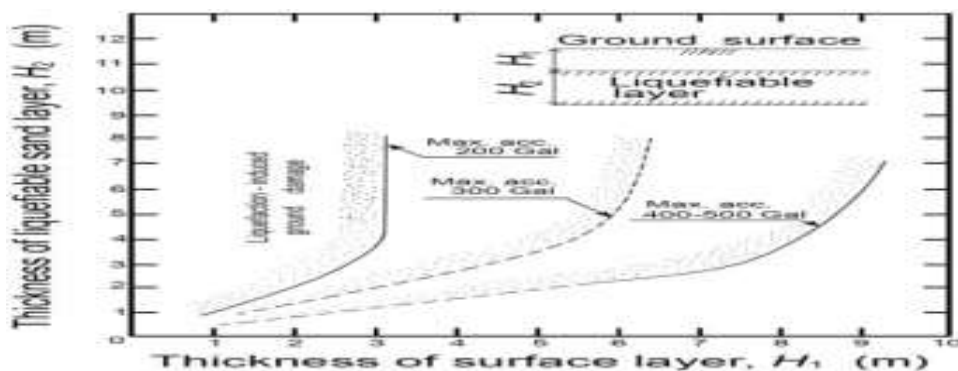
شهیر [۳۹] مدل‌های نفوذ پذیری مختلف را در مدل سازی عددی خاک اشباع به هنگام لرزه در آورد که در آن با همسان سازی مقدار نفوذ با مقادیر تجربی و مدل سازی دینامیکی می‌توان دریافت مقدار حداکثر روانگرایی ماسه، زمانی رخ می‌دهد که نفوذ پذیری ۱۰ برابر بزرگتر از مقدار تجربی آن را دارد. در سال ۲۰۱۴ نیز حافظ اسماعیل [۲۳] در مقاله‌ای به بیان آنالیز روانگرایی در خاک‌های رسوبی در بدسا^۱ در جنوب غربی کایرو^۲ پرداخت و به این نتیجه رسید که خاک روانگرا با توجه به حضور گسل در ۱۸ کیلومتری منطقه‌ی مورد بحث، بین ۷ تا ۱۴ متری از سطح زمین رخ می‌دهد و همچنین رس سیلنتی موجود در سطح زمین که تا عمق ۷ متری قرار دارد روانگرا نخواهد بود. وی دلیل این موضوع به نفوذ پذیری بسیار کم این لایه معرفی کرد و همچنین میزان نشست را حدود ۲۶ سانتی متر اعلام کرد که با استفاده از شمع‌هایی با عمق بیش تر از ۱۴ متر جابه‌جایی‌های جانبی به حداقل می‌رسد. کرامیتروس و همکاران در سال ۲۰۱۳ [۱۷] در مقاله‌ای دیگر تحت عنوان نشست‌های لرزه‌ای در پی‌های سطحی را بر روی لایه‌ی روانگرا با تاج رسی مدل سازی کردند. آنها کارشان را بر روی پی‌های نواری و مستطیلی متمرکز کرده و سپس یک لایه‌ی ماسه روانگرا شونده را در زیر یک لایه‌ی رس قرار داده و بیان کردند که نشست حاصل از لرزه مربوط به دانسیته‌ی توده‌ی خاک نبوده و بیشتر در ارتباط با مکانیزم بلوک گسیختگی نیومارک خواهد بود. همچنین بیان کردند که نشست‌های حاصل از روانگرایی القایی، با افزایش ضخامت رس و با افزایش مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی آن، کاهش می‌یابد و با افزایش نشست لرزه‌ای به طور همزمان فشار آب منفذی در زیر ناحیه‌ای که پی قرار دارد کاهش می‌یابد. برن و همکاران (۲۰۰۶) [۱۰] مطالعه‌ای بر روی روش‌های مختلفی که برای مدل سازی روانگرایی صورت می‌پذیرد انجام داد و مزایای روش غیر خطی را بر روش خطی معادل بیان کرد. میچل (۲۰۰۸) [۳۰] چهار مشکل اساسی در مدل سازی روانگرایی را به شرح زیر اعلام کرد: شناسایی و تخمین گستره‌ی روانگرایی؛ تخمین زمان آغاز روانگرایی در طی لرزه؛ تخمین مقاومت

۱. Bedsa ۲. cairo

باقیمانده پس از روانگرایی؛ و مشکلات مربوط به مدل سازی پیوسته در خاک‌های روانگرا. از دیگر افرادی که در زمینه‌ی مدل سازی روانگرایی با فلک کار کرده اند؛ می‌توان به اینل و همکاران [۲۰] (۱۹۹۳) برن و همکاران (۲۰۰۳) [۱۱] و آدریانوپولوس و همکاران (۲۰۰۶) [۸] [۹] و کوتر (۲۰۰۸) [۲۴] اشاره کرد.

۲-۲۳ ملاحظات لازم در مدل سازی

در انجام مدل سازی‌ها می‌بایست بنا بر توصیه‌ی نشریه ۵۲۵ [۶] موارد زیر را مورد نظر قرار داد: اول اینکه پی به طور مستقیم بر روی خاک روانگرا قرار نگرفته باشد؛ دوم اینکه برای جلوگیری از خرابی‌های ناشی از جوشش ماسه و ترک سطحی، لازم است یک ضخامت کافی از لایه‌ی غیرروانگرایی سطحی وجود داشته باشد. برای خاک‌های مستعد روانگرایی دو نوع تحلیل ظرفیت باربری وجود دارد. تحلیل نخست مربوط به نوعی از گسیختگی برشی است که هنگام منگنه شدن پی به داخل خاک روانگرا رخ می‌دهد. در تحلیل نوع دوم، از فرمول متداول ظرفیت باربری ترزاقی به همراه کاهش در ضرایب ظرفیت باربری برای در نظر گرفتن افت مقاومت برشی لایه‌ی خاک روانگرایی زیرین استفاده می‌شود. کرامیتورس (۲۰۱۳) از همین روش دوم برای یافتن کاهش ظرفیت برشی پی استفاده کرد. جزییات این تحلیل برای هر دو حالت وقوع روانگرایی ($FS > 1$) و تولید اضافه فشار منفذی جزیی ($1.5 < FS < 1$) در کتاب دی (2006) [16] ارائه شده است. ایشیهارا پیشنهاد کرد که در صورت برقراری شرایط زیر بروز سطحی روانگرایی قابل توجه نخواهد بود: نسبتاً ساختگاه مسطح باشد؛ با ایجاد مانع در کناره‌های ساختگاه، از شکل‌گیری گسترش جانبی به سمت وجه آزاد جلوگیری شود؛ نسبت ضخامت پوسته‌ی سطحی غیرروانگرا (H_1) به ضخامت لایه‌ی روانگرایی زیرین (H_2) بزرگتر از مقادیر نشان داده شده در شکل (۲-۱۳) باشد.



شکل ۲-۱۳ منحنی پیشنهادی برای ضخامت لایه‌ی غیر روانگرایی بالا

ایشیهارا [21] همچنین نشان داد که یک تاج غیر روانگرا تاثیرات لایه‌ی روانگرا بر پی‌های سطحی را به مقدار قابل توجه‌ای کاهش خواهد داد. در این رابطه در فصل ۵ صحبت خواهد شد. ایشیهارا [22] در ادامه بیان کرد که:

$$S_{st} = S_v + S_e \quad (۸-۲)$$

که در آن S_v نشست حاصل از کرنش‌های حجمی در حین رخداد زلزله و S_e نشست آنی حاصل از تغییر در مدول خاک به هنگام زلزله می‌باشد. وی همچنین بیان کرد که:

$$S_e = q \cdot B \cdot I_p \left(\frac{1}{E_2} - \frac{1}{E_1} \right) \quad (۹-۲)$$

که در فرمول فوق q برابر سربار خاک؛ B برابر عرض پی؛ I_p ضریبی مشخص و وابسته به ضخامت لایه‌های خاک و ضریب پواسون؛ و در نهایت E_1 و E_2 مدول‌های خاک قبل و بعد از زلزله هستند.

اشمرتمن [۴۰] نیز در مطالعه‌ای بیان کرد، طراحی فونداسیون‌های سطحی‌ای که بر روی خاک‌های بدون چسبندگی همچون ماسه‌ها قرار دارند، غالباً توسط نشست کنترل شده و نیاز به بررسی ظرفیت برشی ندارند، بنابراین در بحث روانگرایی به دلیل ماهیت غیر چسبنده‌ی خاک‌های روانگرا، عموماً تمرکز بر نشست‌ها می‌باشد. بدین سبب در اینجا نیز مبنای مخاطرات، بر نشست‌های زیر پی قرار داده شده است.

پولوس [۳۷] چهار دلیل اصلی در نشست‌های زیر پی را به شرح زیر معرفی کرد:

۱. بارهای استاتیک ناشی از وزن سازه

۲. بارهای دینامیکی حاصل از زلزله، ماشین آلات صنعتی، و جابه‌جایی بارها

۳. تغییر در رطوبت خاک به دلایل مختلف از جمله تغییرات فصلی در سطح آب زیرزمینی

۴. ساخت و سازهای مجاور از جمله گودبرداری‌ها و زهکشی‌ها

فصل سوم:

نحوه‌ی مدل سازی و تئوری‌های مورد استفاده

۳-۱ کلیات مدل سازی در نرم افزار فلک

مدل سازی در برنامه‌ی فلک به صورت یک حل صریح تفاضل محدودی است. نحوه‌ی حل به گونه‌ای است که امکان بهره‌وری همزمان از المان‌های ساختاری، همچون تیر؛ شمع و پی نیز وجود دارد. از طرف دیگر نیز حل دینامیکی می‌تواند همزمان با حل جریان آب زیرزمینی مدل شود، که به این وضعیت ((تحلیل کوپل دینامیکی-سیال)) اطلاق می‌گردد. در صورت تعریف، برنامه می‌تواند ضریب اطمینان در حالت استاتیک را محاسبه کند و همچنین برای متغیرهای اضافی، کدنویسی فیش صورت می‌گیرد.

۳-۲ کرنش برشی

سیلور و سید در سال ۱۹۷۱ نشان دادند که به ازای مقادیر معینی از دانسیته‌ی خاک و در تعداد چرخه‌های لرزه‌ای مشخص، نشست ماسه‌ی خشک و غیر اشباع بر اثر این سیکل‌های لرزشی، تابع تنش قائم نبوده و فقط وابسته به دامنه‌ی نوسان کرنش برشی^۱ است. ایشان اشاره کرده‌اند که بیشترین کرنش حجمی القا شده با بزگای ۷/۵ ریشتر در ماسه‌ی خشک و غیر اشباع، در حدود ۵ درصد است. [۴۳]

۳-۳ مدل سازی غیر خطی

تحلیل‌های کاملاً غیر خطی در برنامه‌ی فلک را می‌توان با شیوه‌ی مقبول دیگری به نام ((خطی معادل)) مقایسه کرد. در روش معادل خطی که در سال ۱۹۶۹ توسط سید و ادريس [۳۹] توسعه پیدا کرد، یک

۱. Shear strain amplitude

تحلیل خطی با مفروضات اولیه از نسبت میرایی و مدول برشی انجام شده و کرنش برشی چرخه‌ای حداکثر سازه محاسبه می‌گردد. پس از آن با مراجعه به داده‌های آزمایشگاهی و جداول، تغییراتی بر روی مدل صورت گرفته و سپس مدل سازی جدید با مقادیر مدول برشی و میرایی اصلاح شده صورت می‌گیرد

این روند چندین بار تکرار شده تا اصطلاحاً مقدار ((کرنش سازگار با میرایی)) به دست آید و در این هنگام، نتایج شبیه سازی مورد قبول است. اما در روش غیر خطی تنها یک تحلیل برای رسیدن به پاسخ‌های صحیح کفایت می‌کند؛ چرا که غیر خطی بودن قانون تنش-کرنش توسط تک تک اعضای سازه‌ای و در طول زمان تحلیل، رعایت می‌شود. روش خطی معادل، کاربر پسندتر بوده و داده‌های آزمایشگاهی را به سادگی می‌پذیرد. اما روش غیر خطی مدل‌های تنش-کرنش پیچیده‌تری را در بر می‌گیرد و نیازمند درگیری بیشتر کاربر با مفاهیم بوده و لذا رعایت نکات ظریف بیشتری را در مدل کردن پدیده‌ها می‌طلبد. همچنین از دیگر مزیت‌های روش غیر خطی، امکان مدل کردن جابه‌جایی‌های برگشت ناپذیر و سایر تغییرات پایدار است؛ درست مانند آنچه در روانگرایی رخ می‌دهد. همچنین امکان اضافه کردن میرایی مضاعف در مدل سازی‌های پیوسته و در جهت مدل سازی رفتارهای غیر الاستیک چرخه‌ای نیز مقدور گشته است. در این پژوهش از مدل سازی غیر خطی استفاده شده است.

۳-۳-۱ گام‌های محاسباتی مورد نیاز

تعداد گام محاسباتی، مرتبط با میزان سختی و جرم هر یک از درجات آزادی می‌باشد و لذا مدل کردن لایه‌های غیر همگن؛ اعضای سازه‌ای مثل تیر و شمع؛ سطوح مشترک (بین خاک و سازه) و جریان مایع هر یک جداگانه به افزایش زمان محاسبات منجر می‌شوند.

توجه شود که سختی بسیار زیاد در گره‌ها اگر به صورت تعمدی نباشد، (همانند ایجاد کناره‌های بسیار سخت برای عدم عبور جریان که در این پژوهش نیز مورد استفاده قرار گرفته است) می‌تواند منجر به پاسخ‌های نادرست شود. برای پیش‌گیری از چنین رویدادی بایستی تا حد امکان از ایجاد نواحی^۳ بسیار کوچک و نواحی مثلثی اجتناب کرد. در موارد کرنش بزرگ همچون روانگرایی می‌توان با کدنویسی و امکان اصلاح این نواحی در حین حل را به نرم افزار شناساند. این کار در نرم افزار فلک ممکن و از الزامات مدل سازی‌های با تغییر شکل زیاد می‌باشد. در فصل چهارم با نحوه‌ی این کار آشنا می‌شویم.

۳-۳-۲ اعمال شرایط مرزی در مدل سازی دینامیکی

نرم افزار بخشی از مصالح را (همچون توده‌ی خاک و پی متصل به آن) مدل کرده و نیروهای دینامیکی داخلی و خارجی را به اقتضای نیاز به گره‌ها و یا مرزها اعمال می‌کند. هم چنین به کمک دستور مرز آرام^۱ و مرز آزاد^۲ از انعکاس امواج در جهت درون محیط جلوگیری کرده و مدل را واقعی‌تر می‌کند. مرزهای آرام می‌بایست قبل از تحلیل سازه و بعد از اعمال مرزهای گیردار، وارد شوند.

۳-۳-۳ نحوه‌ی اعمال بار دینامیکی

نحوه ورود نیروهای دینامیکی در فلک به چهار صورت است: تاریخچه شتاب؛ تاریخچه سرعت؛ تاریخچه تنش؛ تاریخچه نیرو. در اینجا از تاریخچه شتاب استفاده شده و با استفاده از توابع فیش، به تاریخچه‌ی سرعت و سپس به تاریخچه‌ی تنش تبدیل خواهد شد و سپس اصلاحات لازم بر روی آن انجام می‌گیرد.

۱. quite boundry ۲. free field bondry ۳. zone

شایان ذکر است که فواصل زمانی در فایل ورودی تاریخچه، بایستی مساوی باشد؛ در این پژوهش از گام‌های زمانی برابر با ۰.۰۱ ثانیه برای ورودی زلزله بم استفاده شده است. اما در مورد سایر شتاب نگاشت‌های مورد استفاده همچون رودبار، گاما گام زمانی ۰.۰۲ نیز بوده است.

۳-۳-۴ تبدیل شتاب‌نگاشت به تنش‌نگاشت

برای توصیف صحیح مرزهای آرام نیاز است که حرکات لرزه‌ای در مرزهای آرام به صورت شرایط تنش مرزی اعمال شود. تبدیل موج سرعت به صورت زیر است

$$\sigma_n = 2(\rho c_p)v_n \quad (۱-۳)$$

$$\sigma_s = 2(\rho c_s)v_s \quad (۲)$$

که در فرمول فوق σ_n و σ_s به ترتیب تنش نرمال و برشی اعمالی بوده و ρ معرف دانسیته است. همچنین c_p و c_s به ترتیب معرف سرعت انتشار موج p و موج s در توده‌ی خاک بوده و در نهایت v_n و v_s به ترتیب سرعت نرمال و برشی ذرات هستند. همچنین دو رابطه‌ی زیر نیز برقرار است:

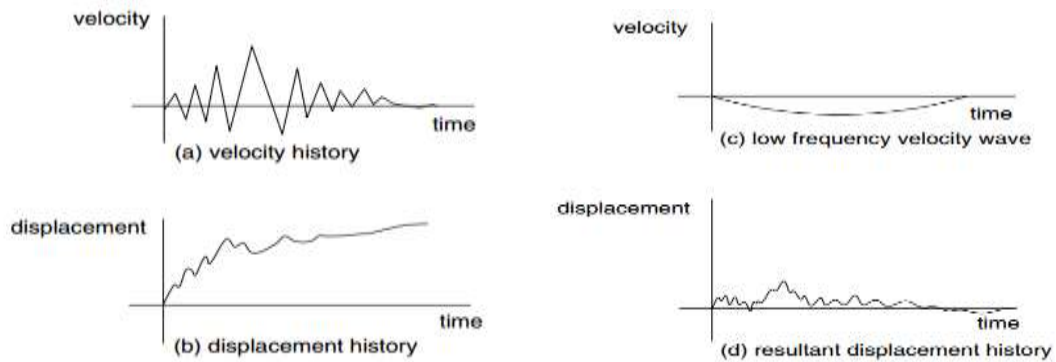
$$c_p = \sqrt{\frac{k+4\frac{G}{3}}{\rho}} \quad (۳-۳)$$

$$c_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (۴-۳)$$

۳-۳-۵ اصلاح خط پایه و نحوه‌ی اعمال آن

چنانچه از شتاب‌نگاشت و یا سرعت‌نگاشت‌های خام که توسط مراکز ثبت زلزله ارائه می‌شود استفاده شود، در هنگام مدل سازی متوجه مقادیری از سرعت یا جابه‌جایی باقیمانده در خروجی‌ها می‌شویم. دلیل این موضوع این است که انتگرال دقیق تاریخچه‌های زمانی هرگز صفر نشده و در این شرایط نیاز

به اصلاح خط پایه می‌باشد. نحوه‌ی اصلاح نیز بدین صورت است که یک موج یا فرکانس ضعیف بر روی نمودار سرعت-نگاشت خام اعمال شده تا مقدار جابه‌جایی باقیمانده در نمودار جابه‌جایی به سمت صفر میل کند. شکل ۳-۱ مربوط به قبل و بعد از این رخداد است:



ب) فرکانس کم اعمالی

شکل ۳-۱ الف) تاریخچه‌ی سرعت

د) تاریخچه‌ی اصلاح شده‌ی جابه‌جایی‌ها

ج) تاریخچه‌ی اصلاح نشده‌ی جابه‌جایی

۳-۴ مرزهای آزاد و نحوه‌ی اعمال آن

روش‌های عددی در یک تعداد گره و ناحیه‌ی محدود می‌بایست یک محیط نامحدود را مدل سازی کنند اما این کار در حالت عادی مقدور نبوده و افزایش گره‌ها باعث افزایش زمان و کاهش آنها باعث کاهش دقت می‌شود. بدین لحاظ نیازمند ایجاد مرزهای مصنوعی هستند. به بیان ساده‌تر مرزهای آزاد در مدل سازی دینامیکی شامل یک ستون خاک با عرض واحد است که رفتار محیط جانبی بی‌نهایت خارج از

مدل را شبیه سازی می‌کند. ارتفاع مرزهای آزاد برابر ارتفاع مرزهای جانبی مدل خواهد بود.

در زیر مهمترین شروط استفاده از مرزهای آزاد مشاهده می‌شود:

۱. مرزهای جانبی بایستی کاملاً عمودی و مستقیم باشند.
۲. مرز آزاد سمت چپ با $i=1$ و سمت راست با آخرین i خواهد بود.

۳. ناحیه $z=1$ یا همان ناحیه $z=1$ تحتانی نبایست تهی باشد.

۴. تعادل استاتیکی قبل از اعمال مرز آزاد اجباری است.

۵. مرز آزاد باید قبل از مرز آرام اعمال شود.

۶. در مدل‌های متقارن نمی‌توان از این گونه مرزها استفاده کرد.

۷. هر دو مرز چپ و راست همزمان باید تحت مرزهای آزاد باشند و به تنهایی ممکن نیست.

۸. از دستور سطح مشترک^۱ و سطح اتصال^۲ نمی‌توان در نزدیکی مرز آزاد استفاده کرد.

۳-۵ اصلاح چرخش در مدل

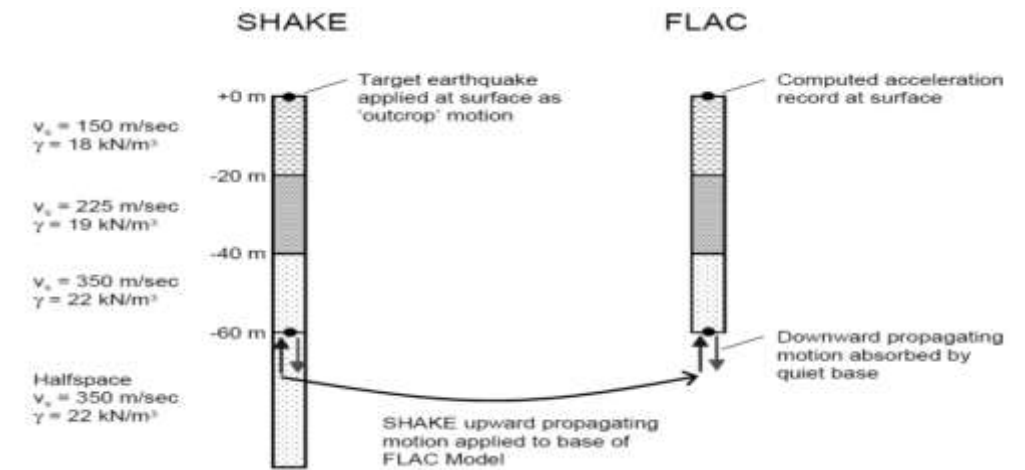
در سه حالت امکان چرخش^۳ سازه در تحلیل دینامیکی وجود دارد، که یکی از آنها هنگامی است که از مرزهای آرام استفاده می‌شود. برای رفع این معضل یا باید عمق مدل را زیاد یا از کد دستوری ((Set corffrot on)) استفاده شود که این روش کارآمدتر از روش اول است.

۳-۶ کف نرم و نحوه اعمال آن

نکته شایان ذکر دیگر این است که برای پاسخ آنالیز دقیق‌تر، فلک [۲۳][۲۴] توصیه می‌کند به جای تاریخچه شتاب و سرعت، تاریخچه تنش را به کف مدل اعمال کنی. کف سازه نیز به صورت نرم خواهد شد. مجیا و داوسون (۲۰۰۶) [۱۸] مطالعه‌ای بر روی شباهت و تفاوت‌های عملکرد دو نرم افزار شیک و فلک انجام داده و مدلی به ارتفاع ۲۰ متر را در دو حالت کف صلب و نرم مدل کردند.

۱. interface ۲. attach ۳. rotation

در حالت کف نرم آنها فلک را به صورت غیر خطی و با اعمال مرز آرام در پایین مدل، و در شیک با نیم فضای^۴ اضافی مدل کردند و نشان دادند که پاسخهای طیف آنها با توجه به انتشار امواج بین لایه-ها در این دو حالت بسیار شبیه به هم است و بیان کردند، از آنجا که در انتشار امواج رو به پایین مرزهای آرام قابلیت جذب امواج را دارند، لذا استفاده از این نوع مرزها همواره انتخاب خوبی است.



شکل ۲-۳ مقایسه دو نرم افزار فلک و شیک در نحوه‌ی جذب امواج در کف مدل سازی

۳-۷ انتشار دقیق امواج و نحوه‌ی دسترسی به آن

پیچیدگی‌های مرتبط با انتشار امواج در تحلیل‌های عددی به عنوان یکی از معضلات مدل سازی بیان می‌شود. سرعت و فرکانس موج‌ها در یک محیط می‌توانند بر روی انتقال صحیح امواج تاثیر گذار باشند. کاهلیمیر و لاسمر (۱۹۷۳) [۲۵] نشان دادند که برای انتقال صحیح امواج در یک مدل، اندازه‌ی المان‌ها بایستی کوچکتر از یک هشتم تا یک دهم طول موج بیشترین فرکانس باشد. یعنی:

$$\Delta L = \frac{\lambda}{10} \quad (۵-۳)$$

۱. timestep ۲. compliant base ۳. rigid base ۴. half-space

۳-۸ فیلتر کردن فرکانس‌های غیر عادی

همانطور که در بالا بیان شد می‌توان با فیلتر کردن فرکانس‌های بالا از مش‌های درشت‌تر بدون کاهش در دقت پاسخ‌ها استفاده کرده این کار باعث کاهش انرژی طیف می‌شود. به جهت دقت بیشتر در مدل سازی از فیلترینگ فرکانس‌ها صرف نظر شده است.

۳-۹ میرایی مکانیکی و پاسخ مصالح

سیستم‌های دینامیکی دارای درجه‌ای از میرایی بوده که انرژی ارتعاشات وارده را جذب می‌کنند فلک از چندین نوع میرایی از جمله ریلی، هیستریستیک و موضعی استفاده می‌کند، که دو مورد اول در این پژوهش استفاده شده است و در زیر مختصر شرح داده می‌شود.

در برنامه‌های تابع زمان، میرایی ریلی یک روش متداول برای فراهم آوردن میرایی مناسب و مستقل از میزان فرکانس است، که در یک بازه‌ی مشخص از فرکانس‌ها به کار برده می‌شود؛ هرچند این میرایی نیز به طور غیر مستقیم و به فرکانس وابسته است اما الگوریتم میرایی دیگر میرایی هستریتیک^۱ است که این مدل از میرایی به مدول‌های وابسته به کرنش و عملگرهای میرا اجازه می‌دهد تا مستقیماً در شبیه‌سازی با فلک تاثیر بگذارند و بدین ترتیب امکان مقایسه مستقیم بین محاسبات با روش خطی معادل و روش غیر خطی بدون انتخاب مدل بنیادی فراهم می‌آید. فلک در مدل‌های پلاستیک همچون موهر-کولمب میرایی هیستریستیک را ارجح دانسته و از آنجا که مدل رفتاری فین-برن نیز توسعه یافته‌ی مدل موهر کولمب هست، در اینجا نیز اساس کار را بر استفاده از میرایی هیستریستیک قرار داده شده است. نکته شایان ذکر این است که در کرنش‌های کم و در شرایط همگن پاسخ هر دو میرایی مشابه یکدیگرند اما در شرایط غیر همگن مانند خاک‌های چند لایه و در مواردی که گسیختگی رخ می‌دهد پاسخ‌ها تفاوت دارند. در مورد خاک‌های چند لایه یا می-

توان از میانگین مقدار برای میرایی هیستریستیک (یا رایلی) استفاده کرد و یا آنها را جداگانه اختصاص داد. اما در مورد گسیختگی در روانگرایی، فلک بیان می‌دارد که ((اگرچه کرنش‌های حاصل از میرایی هیستریستیک بیشتر می‌باشند با این حال در مقایسه با رایلی شباهت بیشتری به واقعیت دارند)) بنابراین بر اساس دو نکته فوق الزام استفاده از میرایی هیستریستیک در مورد رخدادهای روانگرایی ملاحظه می‌شود. همچنین از آنجا که میرایی هیستریستیک در کرنش‌های پایین اتلاف انرژی ندارد لذا توصیه شده است که از یک میرایی رایلی ۰.۲ درصد نیز استفاده شود. در واقع این میرایی کم نویزهای مربوط به فرکانس‌های بالا و غیر غالب را دفع می‌کند. در برنامه فلک محاسبات مربوط به گام‌های محاسباتی شامل میرایی با تکیه بر سختی^۱ نیز می‌شود.

جدول ۳-۱ پیشنهادهای سید و سان برای ضرایب هیستریستیک در ماسه و رس

نوع	L_1	L_2
رس (سان و همکاران ۱۹۸۸) [38]	-3.156	1.904
ماسه (سید و ادريس ۱۹۷۰) [35]	-3.325	0.823

فلک پیشنهاد می‌کند هرگاه از داده‌های دقیق آزمایشگاهی اطلاعات دقیقی در دسترس نیست و تحلیل‌ها به طور مثال کرنش بین ۰.۰۰۱ تا ۳ درصد هستند از مقادیر میانی (به کمک درون‌یابی) استفاده شود.

همچنین فلک بیان می‌دارد که برای صحت سنجی میرایی و مدل سازی؛ پاسخ‌ها با نتایج آزمایشگاهی مقایسه نشود، چرا که پاسخ‌های آزمایشگاهی غالباً بعد از رخداد گسیختگی برشی ناپایدار بوده و لذا نتایج صحیح و معناداری را ارائه نمی‌دهند. به جای آن پیشنهاد می‌دهد پارامترهای پلاستیسیته‌ی خاک مثل چسبندگی و زاویه‌ی اصطکاک را از آزمایشات استاتیک مقاومت (که در آزمایشگاه برآورد

می‌شوند) استخراج شده و مورد استفاده قرار گیرد. شایان ذکر است برای به دست آوردن حداکثر مقدار کرنش چرخه‌ای بایستی یک شبیه سازی الاستیک بدون حضور میرایی انجام شود و اگر کرنش-های حاصل به اندازه‌ی کافی بزرگ بوده باشند (تا بتوانند در مدول برشی کاهش ایجاد کنند)، آنگاه استفاده از میرایی هیستریستیک توجیه پذیر خواهد بود. نکته قابل ذکر دیگر این است که هرگاه در یک منطقه (زون) در محیط مدل سازی جریان پلاستیک رخ دهد در همان لحظه و به صورت خودکار هر دو میرایی هیستریستیک و رابلی در آن زون خاموش می‌شود. مدول‌های برشی که مقدار کم (یا حتی در بعضی موارد صفر) دارند توسط کدهای دستوری مشخص، قابل مشاهده خواهند بود.

دارندلی^۱ [۱۵] در سال ۲۰۰۱ ثابت کرد:

((این منحنی‌های کاهش به مقدار تنش‌های میانگین وابسته است؛ به طوری مثال در عمق که میانگین تنش‌های متوسط بیشتر است، کاهش میرایی و مدول‌ها نیز کمتر خواهد بود.)) لذا با استفاده از میرایی هیستریستیک وابسته به عمق، شبیه سازی دقیق‌تر خواهد شد.

۳-۹-۱ بررسی مقدار تنش برشی اولیه

در تست‌های آزمایشگاهی تنش برشی اولیه صفر در نظر گرفته می‌شود که این منجر به چرخه‌های مغناطیسی می‌شود که به طور کلی متقارن نیز هستند. اما در واقعیت تنش برشی اولیه صفر به نظر نمی‌رسد و لذا به هنگام استفاده از میرایی هیستریستیک بایستی از مقدار مناسب برای تنش‌های اولیه استفاده شود و حال از آنجا که فلک مبنای فرمول بندی میرایی هیستریستیک را بر تاریخچه کرنش-های برشی قرار می‌دهد، در اینجا میرایی هیستریستیک (بعد از به تعادل رسیدن تنش‌های اولیه) به کار برده می‌شود. بلافاصله بعد از آن تنش‌های اولیه صفر شده و بنابر جملات فوق، در لحظه‌های آغازین تنش‌ها به صورت متقارن توزیع می‌شوند. بحث در رابطه با میرایی را با این نکته به پایان می‌رسد که اساس استفاده از میرایی هیستریک لزوماً برای کاهش مدول برشی اولیه و افزایش نسبت

میرایی با دقت بیشتر، نسبت به پاسخ‌های الاستیک است. نسبت میرایی به صورت یکنواخت، با افزایش دامنه‌ی کرنش برشی افزایش می‌یابد و حد بالای آن به $2/\pi$ ختم می‌شود.

۳-۱۰ مدل سازی روانگرایی و نحوه‌ی انجام آن

در واقع از دست رفتن مقاومت برشی خاک تحت بارهای چرخه‌ای یا یکنواخت را روانگرایی نامیده می‌شود. شایان ذکر است که الزامی به صفر شدن تنش‌های موثر برای رخداد روانگرایی نیست. در واقع همین که خاک بدون چسبندگی اشباع، تحت بار شدید قرار بگیرد تمایل به متراکم شدن باعث کاهش تنش شده و این روند منجر به روانگرایی می‌شود [۲۴]. تحقیقات جدید نشان می‌دهند که زاویه‌ی اتساع^۱ نقش مهمی در روند روانگرایی ایفا می‌کند. چرا که زمانی که خاک شروع به تراکم می‌کند، اتساع مانع چیدمان مجدد ذرات خاک می‌شود و این ذرات به جای نشستن در کنار اجزای دیگر خاک، مجاب به جابه‌جا شدن می‌شوند. مدل‌های رفتاری خاصی در برنامه‌ی فلک تعبیه شده‌اند تا پدیده‌ی روانگرایی را مدل سازی کنند این برنامه‌ها محاسبات دوگانه و همزمان دینامیکی و جریان مایع^۲ را مدل سازی می‌کنند.

ضمناً هرچند که به طور پیش فرض وجود جریان آب منفذی در طی بارگذاری دینامیکی بایستی منجر به تغییر در حجم خالص شود؛ اما با این حال میانگین فشار منفذی در طی تحلیل، ثابت باقی می‌ماند.

۱. dilatation ۲. Coupled dynamic-groundwater flow calculations

مدل سازی‌های فراوانی در رابطه با ایجاد فشار منفذی صورت گرفته است اما به دلیل تکیه آنها به داده‌های آزمایشگاهی، معمولاً نمی‌توانند در مدل‌های مختلف پاسخ مناسب بدهند. در مدل سازی کامپیوتری همواره یک مسیر تنش کرنش اختیاری وجود دارد و لذا فشار منفذی تاثیر غیر مستقیم بر روانگرایی گذاشته و تاثیر اصلی از تراکم غیرقابل بازگشت حجم در بین ذرات، و زمانی که مصالح یک چرخه‌ی کرنشی با تنش ثابت اعمالی را تحمل می‌کنند، نشأت می‌گیرد.

زمانی که چیدمان مجدد ذرات رخ داده، (و خبری از تغییر حجم نیست) در این زمان حجم فضاهای خالی بین ذرات تحت تنش ثابت کاهش یافته و اگر که این خل و فرج توسط مایعات پر شود، آنگاه فشار مایع کاهش یافته و تنش موثر ذرات کاهش می‌یابد. شایان ذکر است که اگر آزمایش در حجم ثابت انجام شود، فشار منفذی افزایش نمی‌یابد.

۳-۱۰-۱ فرمول بندی مدل رفتاری فین-برن

مارتین وهمکاران (۱۹۷۵) مکانیزمی را شرح دادند که طی آن کاهش حجم توده‌ی خاک به کرنش برشی متناوب مرتبط شده و این اتفاق مستقل از تنش‌های اعمالی است. آنها فرمول زیر را به صورت تجربی معرفی کردند:

$$\Delta e_{vd} = c_1 (\gamma - c_2 e_{vd}) + \frac{c_3 e_{vd}^2}{\gamma + c_4 e_{vd}} \quad (۴-۳)$$

که در فرمول فوق c_1 و c_2 و c_3 و c_4 ثابت‌های معادله هستند. اما شانزده سال بعد، در سال ۱۹۹۱ برن فرمول زیر را معرفی کرد:

$$\frac{e_{vd}}{\gamma} = c_1 \exp \left(-c_2 \left(\frac{e_{vd}}{\gamma} \right) \right) \quad (۷-۳)$$

که در این فرمول C_1 و C_2 ثابت‌های فرمول برن هستند. البته ضرایب با فرمول‌های مارتین تفاوت داشته و برابر با ثابت‌های آن نیستند و همچنین در بیشتر مواقع رابطه‌ی زیر برقرار است :

$$c_1 c_2 = 0.4 \quad (۸-۳)$$

برن همچنین رابطه‌ی زیر را برای محاسبه‌ی C_1 در ارتباط با تراکم نسبی دانه‌های ماسه بیان کرده و مورد استفاده قرار داد:

$$C_1 = 7600 (Dr)^{-2/5} \quad (۹-۳)$$

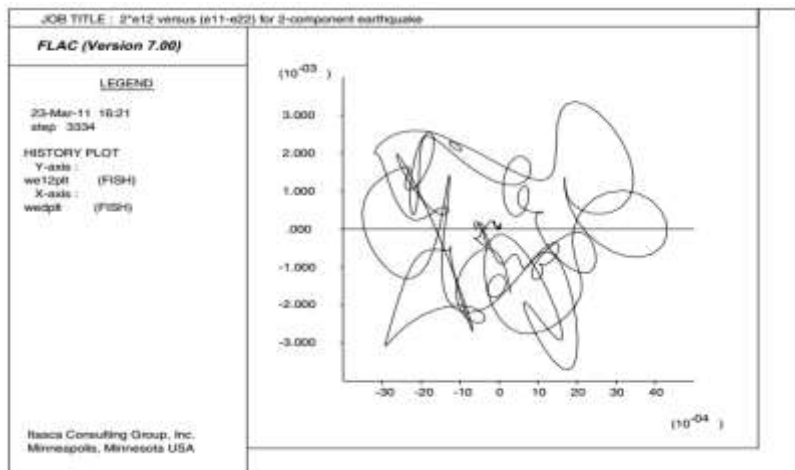
همین طور می‌دانیم که رابطه‌ی بین تراکم نسبی خاک و عدد حاصل از آزمایشگاه نفوذ استاندارد به صورت زیر بیان می‌شود:

$$Dr = 15 \sqrt{(N_1)_{60}} \quad (۱۰-۳)$$

پس می‌توان فرمول را به صورت زیر نیز ساده کرد:

$$C_1 = 8.7 (N_1)_{60}^{-1/2} \quad (۱۱-۳)$$

در مجموع در بارگذاری‌هایی مثل زلزله که حرکات قائم و حرکات افقی همراه هم می‌شوند، مسیر هر المان در فضای کرنش پیچیده می‌شود. شکل زیر مکان هندسی کرنش‌های المان را در چند ثانیه از یک زمین لرزه معمولی نشان می‌دهد که در آن محور x ها بیانگر مقادیر e_{11} ، e_{22} است و محور y ها بیانگر مقادیر $2e_{12}$ است. نکته قابل مشاهده این است که نمی‌توان به راحتی مسیر کرنش‌ها را پیدا کرد.



شکل ۳-۳ مکان هندسی کرنش‌های یک المان نمونه [۸]

مهمترین پارامترهایی که در مدل سازی روانگرایی به نرم افزار معرفی می‌شود در جدول زیر آمده است.

جدول ۳-۲ پارامترهای مورد استفاده در مدل سازی روانگرایی تحت مدل رفتاری فین-برن [۸]

کد دستوری	عملکرد
model finn	مدل رفتاری
bulk	مدول حجمی
cohesion	چسبندگی
dilation	زاویه اتساع
ff_c1	ضریب C_1 در رابطه‌ی مارتین یا برن
ff_c2	ضریب C_2 در رابطه‌ی مارتین یا برن
ff_c3	ضریب C_3 در رابطه‌ی مارتین یا برن در صورت وجود کرنش حدی
ff_c4	ضریب C_4 در رابطه‌ی مارتین

ff_latency	حداقل تعداد مراحل زمانی بین دوره‌ها
ff_switch=1	فعال شدن رابطه‌ی برن
ff_switch=0	فعال شدن رابطه‌ی مارتین
friction	زاویه‌ی اصطکاک
shear	مدول برشی
tension	گسیختگی کششی

۳-۱۰-۲ شناخت پارامترهای زلزله‌ی طرح و نحوه‌ی انجام اصلاحات بر روی آن

لازم است حتما لرزه‌ی مورد استفاده در مدل سازی را به خوبی شناخته و آن را به طور صحیح در کف مدل (یا در موارد خاص در وسط آن) شبیه سازی کنیم. سپس نیاز است طیف نیروی زلزله را به دست آورده و از روی آن به مقدار فرکانس حداکثر و فرکانس غالب در زلزله پی برد. همچنین خط مبنا نیز اصلاح می‌شود.

۳-۱۰-۳ برنامه‌ی فیش برای شبکه بندی مجدد به هنگام روانگرایی

در هنگام حل‌های کرنش بزرگ، ممکن است فلک دچار آشفستگی در زون‌ها بشود؛ هر زون نماینده‌ی بخشی از فضا است و دارای زول و عرض مشخصی است، با رسیدن جابه‌جایی‌ها به بیشتر از آن مقدار، زون مورد نظر به درون زون بعدی وارد شده و فلک پیغام ((هندسه‌ی نامناسب)) می‌دهد.

برای رفع این مشکل در واقع نیاز هست که در چنین شرایطی یک مش بندی جدید جایگزین سیستم قبلی بشود و این اتفاق در حالی صورت پذیرد که داده‌های مربوط به هر گره در مش بندی

جدید نیز بدون تغییر باقی بماند؛ برای این موارد فلک برنامه‌ای را در زبان فیش تهیه کرده تا به کمک آن به صورت خودکار مش بندی‌ها اصلاح بشوند. این کار در طی شش مرحله صورت می‌پذیرد.

نخست فشارهای اعمالی و شرایط مرزی حذف سپس ناحیه‌ی مورد نظر برای مش بندی مجدد، انتخاب می‌شود. در گام سوم پروفایل سطح در متغیرهای فیش ذخیره شده و در مرحله بعد مش بندی جدید انجام می‌شود پس از آن در گام پنجم داده‌های مربوط به گره‌ها، به گره‌های جدید منتقل شده و در انتها برنامه، نیروها بارها و فشارها را باز می‌گرداند.

۳-۱۱ فیش‌های مورد استفاده

زبان برنامه نویسی فیش، یکی از ابزارهایی است که در برنامه‌ی فلک وجود داشته و از طریق آن می‌توان کدهای دستوری را که در خود فلک وجود نداشته، ایجاد کرد و از آنها استفاده کرد. لیست فیش‌های مورد استفاده در این پژوهش و کاربرد آنها در جدول (۳-۳) قرار داده شده است.

جدول (۳-۳) فیش‌های مورد استفاده در مدل‌سازی

کاربرد	نام کد
تبدیل فوریه برای محاسبه‌ی طیف نیروی زلزله	fftransform
محاسبه تعداد نقاط و مقادیر حداکثر و حداقل	fft_tables
محاسبه نسبت فشار آب منفذی نرمالایز شده	getExcesspp
محاسبه نسبت فشار آب منفذی نرمالایز شده	get Excesspp with cd back
اعمال سطح آب زیر زمینی و مقادیر K_x و K_y	ininv
اعمال ضریب factor و انجام تغییر احتمالی در آن	multiplier
مش بندی مجدد	Rezone
محاسبه فشار آب منفذی در هر نقطه	savepp
محاسبه تنش در مقابل کرنش نقطه‌ای خاص در طی آنالیز	stress_strain_hist
محاسبه‌ی سرعت و شتاب یک نقطه در طی آنالیز	vel_acc_hist
فیلتر کردن فرکانس‌های اضافی در شتاب‌نگاشت	filter
اصلاح خط تراز پایه	baseline
تبدیل شتاب‌نگاشت‌هایی که به صورت مضربی از g ارائه شده	Convert
انتگرال گیری از شتاب نگاشت	Integrate

فصل چهارم :

مدل سازی عددی

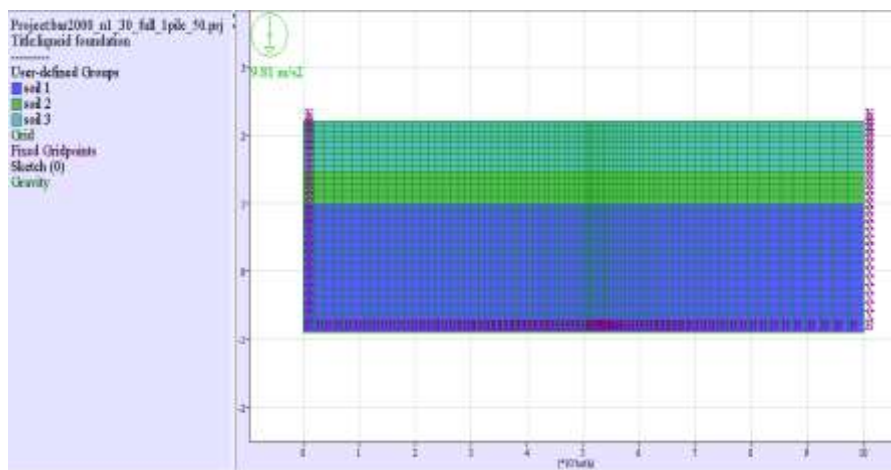
۴-۱ جزئیات مدل سازی

در این فصل جزئیات مدل سازی بیان شده و نحوه‌ی اعمال نیروها؛ شرایط مرزی؛ پارامترهای زلزله و خاک و اصلاحات لازم جهت افزایش دقت در پاسخ‌ها، معرفی می‌شود. محاسبات انجام شده دو مبنای اصلی دارد؛ یکی یافتن تغییر شکل‌های کلی در خاک و سازه‌ی روانگرا شده و دیگری یافتن میزان نشست‌ها به صورت دقیق و موردی. همچنین امکان پایش و اندازه‌گیری سایر شرایط و پارامترها در حین رخداد زلزله، وجود دارد. به طور مثال امکان مشاهده‌ی گسترش فشار آب منفذی درون لایه‌های خاک و مشاهده‌ی لنگر ایجاد شده بر روی شمع‌های فونداسیون و یا کرنش لحظه به لحظه‌ی کرنش نقاط مختلف، وجود دارد. در نهایت اشکال مربوط به تغییر فشار منفذی؛ نحوه‌ی تغییرات در اشباع خاک؛ تنش کل موثر در یک گره خاص؛ و فشار منفذی یک گره‌ی خاص در طول زمان را یافته و به نشست کلی سازه و توده‌ی خاک اشاره خواهد شد.

۴-۲ کلیات مدل سازی

واحد مورد استفاده در این پژوهش (متر-کیلوگرم-ثانیه) می‌باشد. در برنامه‌ی فلک بایستی در ابتدا مشخص شود از چه نوع (مود) حلی استفاده خواهد شد. که در اینجا از حل دینامیکی همزمان با حل جریان مایع استفاده می‌شود. همچنین امکان استفاده از المان‌های ساختاری، ضریب اطمینان و مدل‌های پیشرفته در همان ابتدا از برنامه درخواست می‌شود. برای انتقال کامل تنش‌ها و ایجاد یک مدل سازی کامل می‌بایست ۵ الی ۷ برابر طول پی را از جوانب پی مدل سازی کرد؛ بنابراین به دلیل استفاده از پی‌های تا حداکثر طول ۶ متر (با در نظر گرفتن ۲ متر از طرفین برای جداره‌های آزاد)، عدد ۱۰۰ متر، برای عرض کل مدل سازی در نظر گرفته شده است. بنابراین یک شبکه‌ی ۸۰ در ۳۰ تشکیل داده و ابعاد آن ۱۰۰ متر در طول و ۳۱ متر در عمق معرفی می‌شود. در ادامه نسبت مش‌ها به گونه‌ای قرار داده می‌شود تا تراکم مش بندی در زیر پی زیادتر شده و با زمان تحلیل کمتر از

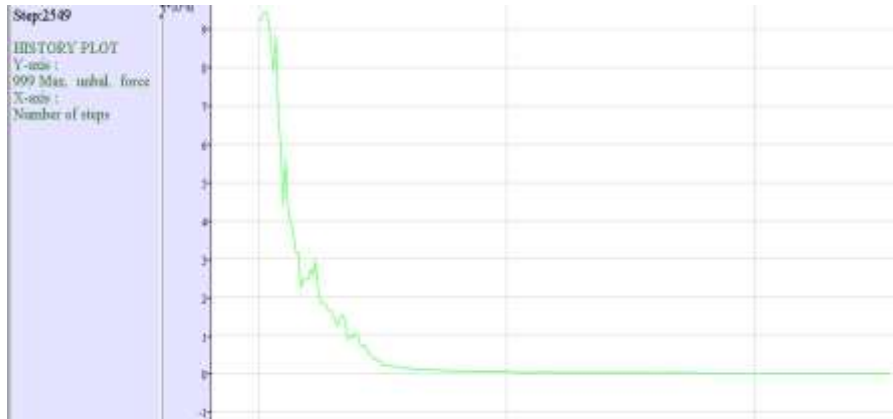
پاسخ‌های بهتری برخوردار شویم. نکته قابل توجه دیگر این است که با توجه به زلزله‌ی اعمالی و فرکانس حداکثر موجود در زلزله‌ی بم، این مقادیر مورد استفاده قرار گرفته است و در صورت ایجاد تغییر در داده‌های ورودی، امکان نامعتبر شدن این مش‌بندی و نیاز به ایجاد تغییرات وجود دارد. سپس حل غیر خطی به توده‌ی خاک اختصاص داده می‌شود و پیش فرض مدل رفتاری، مدل الاستیک قرار می‌گیرد تا به وسیله آن از پایداری کلی سازه قبل از اعمال زلزله و روانگرایی اطمینان حاصل شود. در ادامه گیرداری مرزها نیز اعمال می‌شود. خاک در مدل سازی اولیه از ۳ لایه به ضخامت‌های ۵، ۷، و ۱۹ متر تشکیل شده است. در شکل (۴-۱) شرایط اولیه‌ی مدل سازی را مشاهده می‌شود و در ادامه پارامترهای مورد نیاز هر لایه از جمله دانسیته؛ مدول بالک؛ مدول برشی؛ چسبندگی؛ گسیختگی؛ اتساع؛ و کشش را به لایه‌ها اعمال کرده و از آنجا که فرض بر غیر روانگرا بودن لایه‌ی زیرین است چگالی و سایر پارامترها در این لایه منطبق بر لایه‌های غیر روانگرای قرار داده می‌شود.



شکل ۴-۱ مدل سازی توده‌ی خاک و گیردار کردن کناره‌ها در مدل سازی

سپس سازه طی حداکثر ۹۹۹ مرحله نیروهای نامتعادل کننده^۱ را محاسبه خواهد کرد. اگر در انتها سازه به تعادل رسید یعنی این که سازه از تعادل اولیه برخوردار است و در صورت عدم پاسخ‌گیری

می‌بایست شرایط مرزی و شرایط بارگذاری و غیره را بازبینی کرد؛ در واقع این تعادل تعادل اولیه تعادل طبیعی سازه می‌باشد. در شکل زیر تعادل اولیه سازه را قابل مشاهده است.



شکل ۴-۲ تعادل ایجاد شده پس از محاسبه‌ی نیروهای نامتعادل نامتعادل کننده

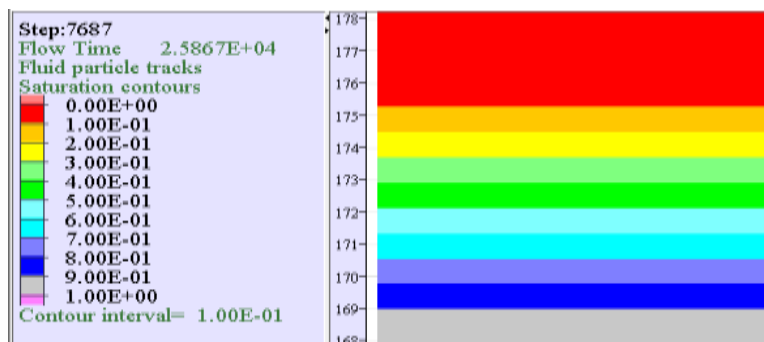
۴-۳ اعمال آب‌های زیرزمینی و اشباع کردن خاک

در این بخش از مدل سازی جریان مایع به توده‌ی خاک اعمال می‌شود.

نرم افزار فلک در بخش منوآل سیالاتی بیان می‌کند که ((جهت مدل سازی آب‌های زیرزمینی زیر سطح آب را با اشباع شدگی آغازین کامل در نظر گرفته شود و برای بالای سطح آب خاک خشک فرض شود؛ در ادامه نرم افزار به صورت خودکار بالای سطح آب‌های زیرزمینی را به چند لایه تقسیم کرده و درجه اشباع‌های مختلف، تا رسیدن به صفر درصد را به صورت تدریجی اعمال خواهد کرد.))

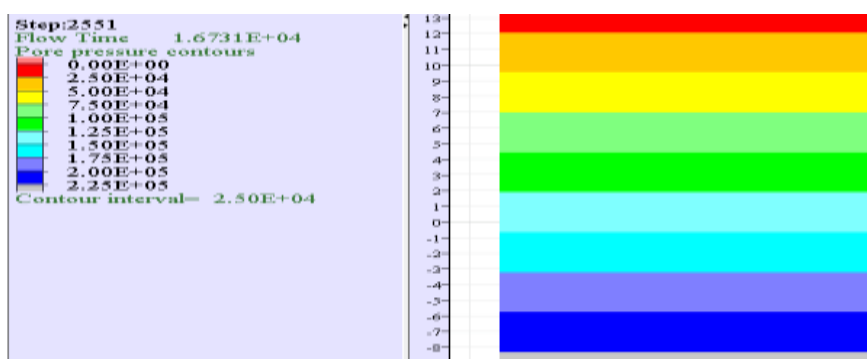
شکل (۴-۳) نمونه‌ای از درجه اشباع را در عمق‌های مختلف و با توجه به سطح آب زیرزمینی به عمق ۵ متر در مدل سازی مبنا، نشان می‌دهد.

۱. history unbalance



شکل ۳-۴ کانتورهای درجه‌ی اشباع با تراز آب زیرزمینی عمق ۵ متر.

در شکل زیر فشار منفذی ایجاد شده در دل خاک قابل مشاهده است. شایان ذکر است که فواصل تعیین شده^۱ (که در شکل برابر $2.5e4$ است) تاثیری بر مقادیر نداشته و فقط جهت نشان دادن ترازها (کانتورها) می‌باشد. همچنین امکان پایش فشارهای یک گره یا نقطه‌ی خاص نیز با نوشتن کدهای مرتبط، مقدور است که جلوتر به این موضوع پرداخته خواهد شد.



شکل ۴-۴ ترازهای توزیع فشار آب منفذی در عمق

در ادامه یک مقدار بسیار زیاد به مدول بالک آب، اختصاص داده می‌شود و دانسیته برابر ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب قرار می‌گیرد. دلیل استفاده از مدول بالک بالا تراکم ناپذیر شدن آب و در نتیجه تسهیل در حل مسئله است؛ چرا که استفاده از مقادیر کوچک باعث افزایش شدید زمان شده و با توجه

۱. interval

به زمان کم جریان اصلی روانگرایی (حدود ۴۰ ثانیه) و عدم فرصت کافی برای تغییر حجم آب، استفاده از مدول بالک واقعی مفید نبوده و تاثیری روی پاسخها ندارد.. به علاوه می دانیم که:

$$\sigma_{xx} = k_{0x} (\sigma_{yy} + pp) - pp \quad (۱-۴)$$

$$\sigma_{zz} = k_{0z} (\sigma_{yy} + pp) - pp \quad (۲-۴)$$

۴-۴ حل مکانیکی مسئله

در این مرحله مدول بالک آب را برابر صفر قرار داده می شود. هدف از انجام این مرحله ایجاد اطمینان از پایداری مکانیکی مدل سازی می باشد. هرچند پیش از این نیز بنا بر تجربه می توانستیم بر پایداری مهر تایید گذاشت با این حال این کار می بایست انجام شود.

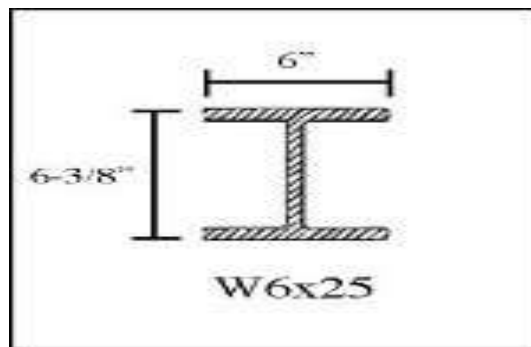
۴-۵ مدل سازی پی و شمع و سازه

یکی از المان های پرکاربرد در نرم افزار فلک المان تیر است که به دلیل رفتار مشابه با رفتار پی های سطحی گاه در مدل سازی ها برای مدل کردن پی، از آن استفاده می شود. از مزایای این کار علاوه بر تسریع در مدل سازی می توان به اندرکنش بهتر بین پی و شمع و پی و خاک اشاره کرد. در روش دیگر می توان چند گرهی مورد نظر از خاک را تحت عنوان پی معرفی کرد و ویژگی های خاک را به آن اعمال کرد روش دوم در مورد پی های عمیق مناسب تر است. مدل سازی اولیه با فرض یک پی ۲*۴ ، در دو حالت بدون شمع و با حضور یک شمع انجام گرفته است. عمق شمع ۸ متر و قطر آن برابر ۰.۷۵ سانتی متر قرار داده می شود. در جدول (۱-۴) ویژگی های مورد استفاده در سازه قابل ملاحظه است.

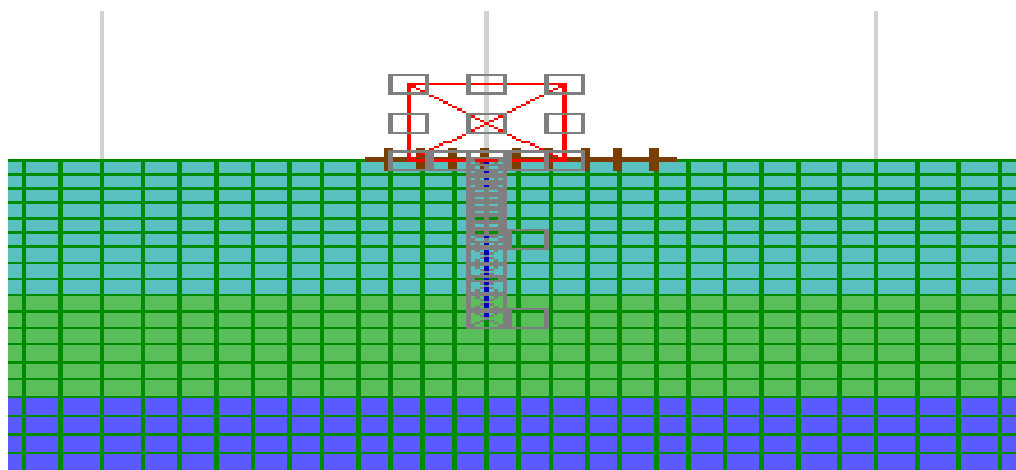
جدول ۴-۱ ویژگی‌های شمع و تیر و شالوده‌ی مورد استفاده در مدل سازی

شمع	شالوده	تیر	پارامتر
۲۵۰۰	۲۵۰۰	۸۰۰۰	دانسیتته (kg/m^3)
2.5e10	2e10	2e11	مدول الاستیک (pa)
-----	0.5	4.8e-3	سطح مقطع (m^2)

در مورد شمع، چسبندگی نرمال و برشی 4000 n/m و زاویه‌ی اصطکاک نرمال و برشی 40° درجه و سختی نرمال و برشی 0.01 GN/m/m مورد استفاده قرار گرفته است. ویژگی‌های اعمال شده به ستون‌ها و بادبندها به دلیل عدم اهمیت موضوع، همگی برابر تیر $W6 \times 25 \text{ beam}$ در نظر گرفته شده است، که این مقادیر و تاثیر پذیری آن‌ها از روانگرایی در آینده می‌تواند مورد بررسی قرار گیرد.



شکل ۴-۵ مقطع به کار رفته در سازه



شکل ۴-۶ مدل سازی شمع، پی و سازه بر روی خاک چند لایه

نکته اول: برنامه‌ی فلک شمع را به عنوان یک المان اصلی شناخته و به طور خودکار اندرکنش بین خاک و شمع را رعایت کرده و لنگرهای وارد بر شمع را نیز محاسبه می‌کند. لذا نیازی به معرفی سطح مشترک نیست.

نکته دوم: برای داشتن پاسخ‌های دقیق فلک توصیه می‌کند به تعداد ردیف‌هایی افقی که شمع از آن عبور می‌کند قطعه^۱ تعریف شود تا پاسخ‌ها دقیق‌تر شده و با تغییرات پارامترهای هر ناحیه (زون) تغییرات لازم لحاظ شود.

نکته سوم: برای مدل سازی صحیح بایستی بارها بر روی گره‌ها اعمال شوند و اعمال بار بر روش مش-ها ایجاد خطا در پاسخ را به همراه دارد. در واقع بار به جای آنکه بر روی پی قرار بگیرد بر روی خاک قرار داده شده و اتصال نادرست خواهد بود.

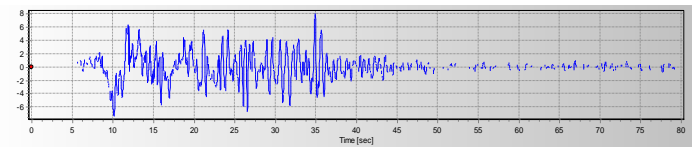
نکته چهارم: بار اعمالی بر در چند مدل سازی مستقیماً بر روی تیرهای پی و در بیشتر مدل سازی‌ها بر روی تیرهای سازه قرار گرفته اند که تفاوت پاسخ‌ها اندک بوده و اعمال بار مستقیم بر روی پی باعث کاهش زمان تحلیل می‌شود. دلیل این تغییر اندک به جذب مقداری از نیرو توسط تیرهای سازه می‌باشد.

نکته پنجم: از امکان چرخش در تیر پایینی که در نقش پی سطحی است، جلوگیری شده که این عمل با واقعیت سازگاری دارد و در صورت تغییر شکل زیاد خاک؛ در واقع چرخش توده‌ی خاک می‌تواند باعث چرخش سازه شود اما خود پی در خاک گیردار فرض می‌شود.

نکته ششم: از یک سطح اشتراک بین خاک و پی استفاده شده است.

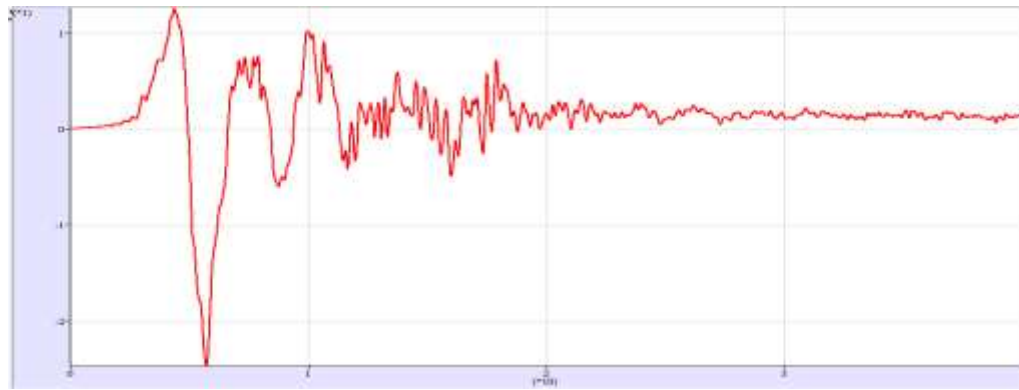
۴-۶ اصلاح بار زلزله

مولفه‌ی افقی زلزله‌ی بم 0.8g در راستای شرق به غرب و 0.7g در راستای شمال به جنوب بزرگا داشته و حدود ۸۰ ثانیه به طول انجامیده است. در شکل (۴_۷) اول شتاب نگاشت ورودی در فلک و سپس شتاب نگاشت بم ارائه شده توسط سایت peer strong می‌باشد.



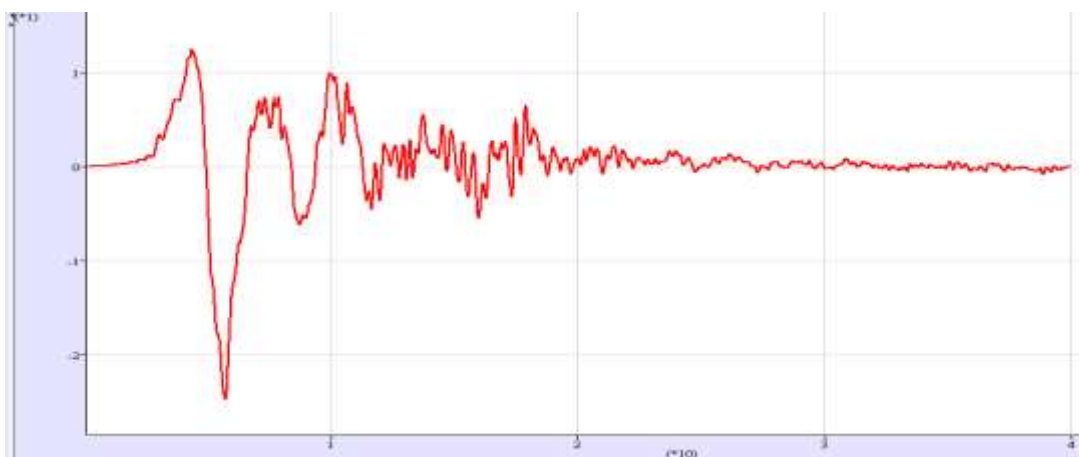
شکل ۴-۷ شتاب مبنای زلزله‌ی بم در سایت پیر استرانگ و در نرم افزار فلک

قله‌ها (پیک‌ها) در هر دو شکل برابر بوده و تنها اختلاف، عدم وجود ۱۰ ثانیه اول و ۳۰ ثانیه‌ی آخر است که به دلیل کوتاه کردن زمان تحلیل‌ها، این اتفاق رخ داده است. فایل خروجی در واقع، سرعت-نگاشت اصلاح نشده است که در شکل (۸_۴) قابل مشاهده است.



شکل ۸-۴ سرعت‌نگاشت زلزله‌ی بم به صورت اصلاح نشده

تابع حاصل، در انتهای ۴۰ ثانیه مقداری بیش از صفر را اختیار کرده است که برای اصلاح این موضوع مقدار فوق را باید برابر صفر قرار داد تا در پایان ۴۰ ثانیه نیرویی به سازه وارد نشود. این مقدار در شکل فوق برابر با 0.1449 متر بر ثانیه می‌باشد. لذا با اضافه کردن یک موج سینوسی با بسامدهای پایین اقدام به اصلاح خط مبنا می‌شود. در شکل (۹_۴) سرعت‌نگاشت اصلاح شده قابل مشاهده است.



شکل ۹-۴ سرعت‌نگاشت زلزله‌ی بم به صورت اصلاح شده

در انتها نیز در طی دو مرحله و به هدف مشاهده‌ی طیف نیرو از دو برنامه‌ی فیش‌نویسی استفاده شده و طیف نیرو به شکل (۴_۱۰) حاصل می‌شود.



شکل ۴-۱۰ طیف نیرو حاصل از زلزله‌ی بیم

دو مرحله‌ی بعدی اختصاص به حل نامیرای مدل به کمک مدل رفتاری الاستیک و حل نامیرای مدل به کمک مدل رفتاری موهر-کولمب دارد. در حل نامیرای الاستیک کرنش برشی و سرعت محاسبه شده و در حل نامیرای موهر-کولمب تقریبی از زمان گسیختگی مصالح به دست خواهد آمد.

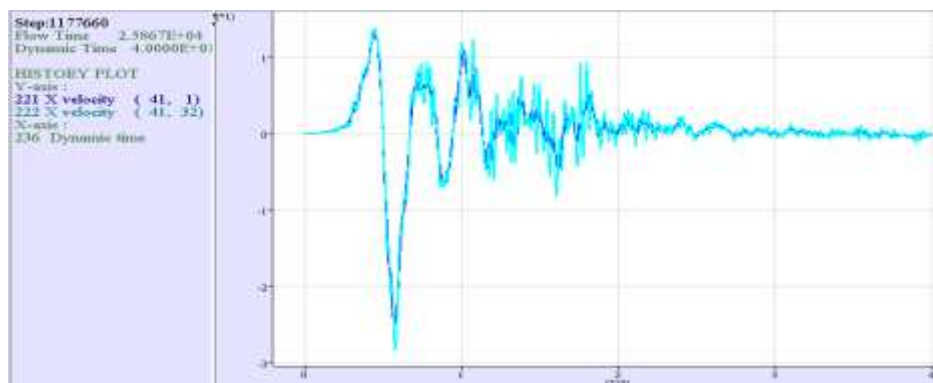
۴-۷ مدل سازی و حل الاستیک نامیرا

در این مرحله پس از اعمال زلزله به کف مدل، حداکثر مقدار کرنش برشی که در توده‌ی خاک اتفاق می‌افتد، محاسبه شده و از آن به عنوان الگویی برای تخمین ضرایب میرایی هیستریستیک استفاده می‌شود. لذا ابتدا تمامی تغییر شکل‌ها و سرعت‌نگاشت‌های ورودی احتمالی صفر شده و سپس چسبندگی و کشش بسیار زیادی را به تمامی مدل اعمال می‌کنیم. دلیل استفاده از این کشش و چسبندگی زیاد، این است که در طی آنالیز الاستیک هیچ یک از نقاط گسیخته نشده تا بتوان مقدار کرنش برشی حداکثر را یافت. در گام بعدی تحلیل بر روی حالت کرنش بزرگ قرار داده می‌شود. (این

ویژگی از قابلیت‌های برنامه‌ی فلک بوده که در تغییر شکل‌های بزرگ از ایجاد خطا و از برهم کنش مش‌بندی‌ها جلوگیری کرده و پاسخ را دقیق‌تر ارائه می‌دهد. برای عدم تراکم پذیری آب مدول آن عددی بزرگ اختیار شده و مرزهای آزاد (که در فصول پیش بر لزوم آن اشاره شد) اعمال می‌شود. در ادامه فایل سرعت نگاشت مربوط به زلزله‌ی طرح را فراخوانی می‌شود. فرمول تبدیل موج سرعت به موج تنش برشی به صورت (۳-۴) است:

$$\sigma_s = \text{factor} \times (\rho C_s) v_s \quad (3-4)$$

که در فرمول فوق σ_s برابر با تنش برشی اعمالی؛ v_s برابر با سرعت برشی ذره؛ ρ برابر با دانسیته‌ی توده‌ی خاک؛ C_s برابر با سرعت موج s در دل خاک و **Factor** برابر با یک ضریب ثابت است. این ضریب معمولاً مقدارش برابر ۲ می‌باشد اما ممکن است در مدل‌سازی‌ها نیازمند تغییرات کوچکی نیز باشد. بنابراین با مقایسه‌ی مقادیر سرعت، در راستای x ، در کف و بالای مدل، اگر این پارامتر از تشابه کافی برخوردار بود بدین معناست که ضریب ۲ مناسب بوده و در غیر اینصورت بهتر است که این مقدار اصلاح شود. لذا با چند بار مدل‌سازی بر مبنای مقادیر مختلف، می‌توان به عدد مناسب گرایش پیدا کرد. در شکل زیر تناسب مقدار عددی ۱.۱ قابل مشاهده است. لذا از این عدد در مدل‌سازی استفاده می‌شود.



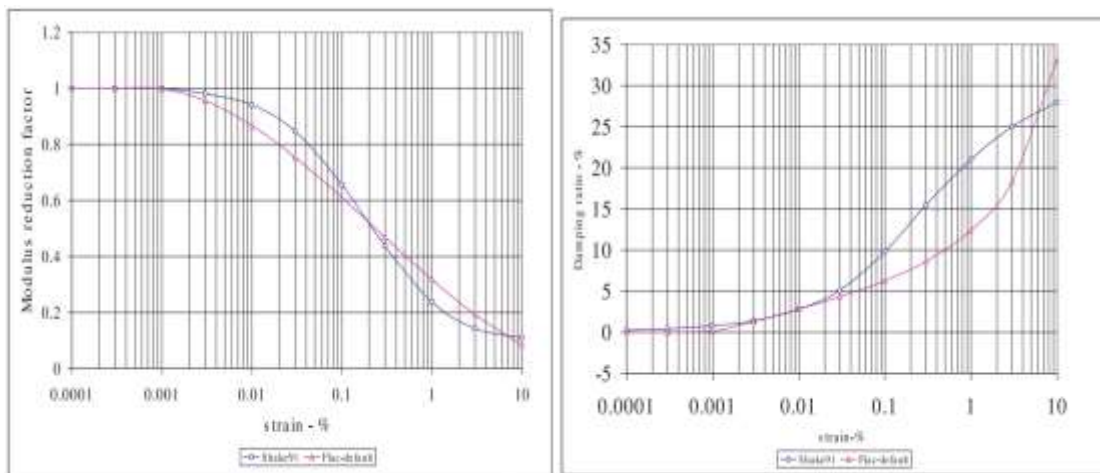
شکل ۴-۱۱ تطابق سرعت در پایین و بالای مدل با در نظر گرفتن مقدار ضریب عددی ۱.۱

بدین ترتیب فلک با داشتن دانسیته و سرعت موج برشی هر لایه و همچنین داشتن ضریب و سرعت نداشت موجود، می‌تواند تنش‌های برشی مورد نیاز را محاسبه کند. در انتها مرزهای آرام به کف سازه نیز اعمال می‌شود. حال به کمک توابع فیش مقدار کرنش برشی نامیرای حداکثر، محاسبه می‌شود. این مقادیر در شکل (۴-۱۲) قابل مشاهده است.



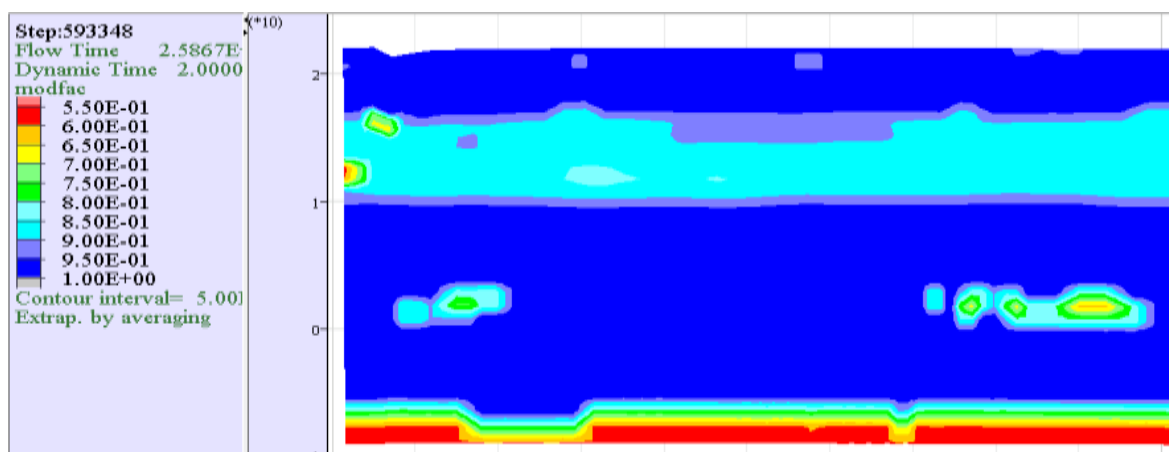
شکل ۴-۱۲ کرنش برشی حداکثر در توده‌ی خاک در وضعیت الاستیک

با توجه به شکل، مقدار حداکثر کرنشی برشی به (0.3) درصد می‌رسد بنابراین با توجه به این که مقدار بیان شده طبق تعریف، برای استفاده از میرایی هیستریستیک مناسب بوده، به کمک اشکال (۴-۱۳) و (۴-۱۴) می‌توان مقدار کاهش مدول برشی و نسبت میرایی را محاسبه کرد.



شکل ۴-۱۳ مقدار کاهش مدول برشی بر حسب کرنش؛ در دو برنامه‌ی فلک و شیک ۹۱. (سمت راست) شکل ۴-۱۴. مقدار نسبت میرایی بر حسب کرنش؛ در دو برنامه‌ی فلک و شیک ۹۱. (سمت چپ)

با توجه به اشکال فوق مقدار نسبت میرایی بین صفر تا ۱۵ درصد و کاهش مدول برشی بین صفر تا ۴۵ درصد خواهد بود.



شکل ۴-۱۵ میزان باقیمانده از مدول برشی در ثانیه‌ی بیستم بعد از آغاز زلزله

۸-۴ حل نامیرای سازه با مدل رفتاری موهر-کولمب

در ادامه و پس از اعمال تنش‌نگاشت، برنامه در دو زمان ۲۰ و ۴۰ ثانیه تحلیل دینامیکی می‌شود. بدین ترتیب امکان تخمین سطح گسیختگی، با توجه به نمودارهای کرنش برشی فراهم می‌آید. اگر گسیختگی در کناره‌ها رخ دهد عرض مدل می‌بایست زیادتر شود؛ چرا که روانگرایی در جاهایی محتمل‌تر است که سطح موهر-کولمب دچار گسیختگی می‌شود، از طرفی قرار گرفتن سطح روانگرا در کناره‌های مدل نیز مطلوب نخواهد بود. با علم به موضوعات فوق و آنچه در فصل دوم (در مورد عرض مدل) بیان شد، در نظر گرفتن عرض ۱۰۰ متر، برای مدل سازی مناسب ارزیابی می‌شود.

۹-۴ حل مدل موهر کولمب با میرایی هیستریستیک

این بار نیز مشابه مرحله‌ی قبل انجام شده تا با انجام یک آنالیز کوپل غیر خطی، پارامترهای دینامیکی خاک به کمک روش موهر کولمب پیش‌بینی شود؛ اما تفاوت این مرحله با مرحله قبل در به کارگیری مرزهای قائم چپ و راست، به صورت ستون‌هایی با کشش و چسبندگی زیاد است؛ تا بدین ترتیب از شکست مدل جلوگیری شود. در شکل (۴-۱۶) ایجاد مرزهای با کشش و چسبندگی زیاد مشاهده می‌شود.

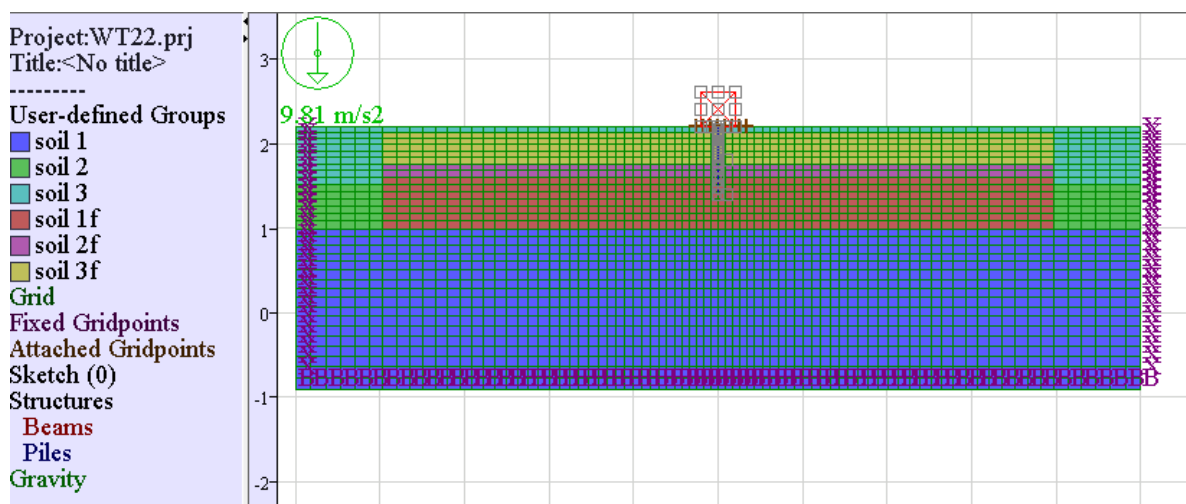


شکل ۴-۱۶ قرار دادن مرزهای بسیار سخت در کناره‌ها جهت جلوگیری از شکست سازه

یکی از ضعف‌های میرایی هیستریک عدم وجود توانایی خوبی برای مستهلک کردن بسامدهای بالا است، لذا برای غلبه بر این مشکل، از یک مقدار اندک میرایی رایلی وابسته به سختی استفاده می‌شود. مقدار این میرایی را 0.2 درصد و در بسامد 0.5 هرتز قرار می‌دهیم. نکته‌ی مورد توجه این است که این میرایی بایستی قبل از اعمال مرزهای آزاد معرفی شوند در غیر اینصورت مرزها این میرایی را نداشته و این خود ایجاد خطا می‌کند. در آنالیز نامیرا سرعت جابه‌جایی‌ها در بالا و پایین مدل یکسان بوده اما در اینجا سرعت جابه‌جایی‌ها، حدود ۲۰ درصد در بالای مدل بیشتر شده است، که این مقدار قابل چشم‌پوشی است.

۴-۱۰ روانگرایی

در این مرحله محیطی از خاک که احتمال روانگرایی در آن وجود دارد را مشخص کرده و مدل رفتاری فین-برن به همراه پارامترهای این مدل را به محیط مورد نظر اختصاص می‌دهیم. در تصویر (۴-۱۸) لایه‌هایی که پیش‌بینی می‌شود در آن روانگرایی رخ بدهد، در وسط و در زیر پی در نظر گرفته شده است.

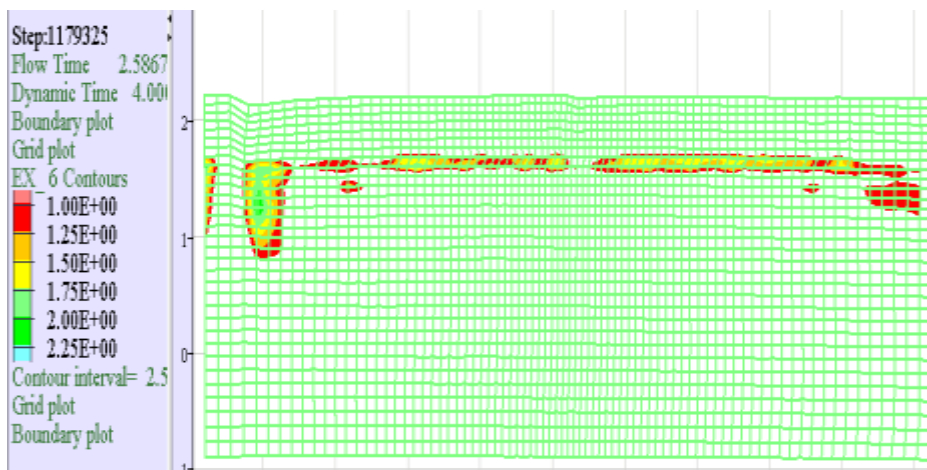


شکل ۴-۱۷ لایه‌های با عدد SPT پایین و محتمل بر روانگرا شدن در میان لایه‌های با خطر پذیری کمتر

در این مرحله نیز مرزهای کناری با کشش و چسبندگی بسیار زیاد تقویت شده است. لازم به ذکر است نواحی که با مدل رفتاری فین-برن مدل نشده است، به صورت مدل موهر-کولمب حل شده؛ از طرفی دیگر مقدار عددی لتنسی^۱ که از پارامترهای مدل فین است مقداری بزرگ قرار می‌گیرد تا مدل در تمام مدت آنالیز پایدار باقی بماند و اجازه‌ی ادامه‌ی حل در هر شرایطی به مدل داده شود. این برنامه حداکثر مقدار برای نسبت فشار آب منفذی نرمالایز شده یا همان نسبت فشار حفره‌ای چرخه‌ای را به ما می‌دهد. این مقدار توسط توابع فیش، محاسبه می‌شود. لذا هر گاه نسبت زیر برابر یک شود خاک مقاومت خود را از دست داده و روانگرا شده است:

$$\frac{u_e}{\sigma_c} = 1 \quad (3-4)$$

این نسبت را ((نسبت فشار آب منفذی نرمالایز شده)) یا ((نسبت فشار حفره‌ای چرخه‌ای)) می‌نامیم. u_e برابر با فشار آب منفذی و σ_c' برابر با تنش موثر اولیه خواهد بود. در شکل (۴-۱۹) مقدار محیطی که حداقل یک بار روانگرایی را (با سطح آب زیرزمینی برابر یا ۵ متر) تجربه کرده است، مشاهده می‌شود.



شکل ۴-۱۸ نقاط روانگرا شده با عمق آب زیرزمینی ۵ متر پس از زلزله

۱. latency

۴-۱۱ روانگرایی با اعمال کاهش در مقدار مقاومت

در مدل سازی بالا پس از روانگرایی پارامترهای مقاومت برشی خاک دست‌خوش تغییر نمی‌شد، این در حالی است که اولسن [۳۱] در سال ۲۰۰۰ اشاره کرد که هرگاه تنش موثر صفر بشود، مقاومت نیز به مقدار ((مقاومت برشی روانگرا)) تبدیل می‌شود. برای در نظر گرفتن تقریبی این کاهش مقاومت، وی پیشنهاد کرد هرگاه نسبت $\frac{u_e}{\sigma_c} \geq 1$ شد، آنگاه زاویه اصطکاک به 5° کاهش یابد.

بنابراین برای اینکه این تغییر نیز لحاظ شود می‌بایست برنامه‌ی فیش نویسی مرتبط، دست‌خوش تغییرات جزئی شود. بدین ترتیب و پس از رسیدن یک ناحیه به مقدار تنش موثر صفر، از آن پس زاویه اصطکاک آن ناحیه به 5° کاهش می‌یابد. هر چند این مقوله در مدل سازی‌ها اختیاری هست و هنوز خیلی از مدل سازی‌ها این موضوع را در نظر نمی‌گیرند، با این حال رعایت این مورد تصویر بهتری از واقعیت را نمایش می‌دهد، و در عین حال باعث افزایش در تغییرشکل‌ها و کاهش مقاومت نیز می‌شود. به هر صورت با داشتن دو تحلیل در هر مورد خاص می‌توان دید بهتری نسبت به واقعیت امر پیدا کرد.

فصل پنجم

تحليل نتایج:

۵-۱ تاثیر سطح آب زیرزمینی بر روانگرایی

همانطور که پیشتر بیان شد از عوامل مهم در روانگرایی، سطح آب زیرزمینی است. به طوری که یکی از روش‌های رایج برای کاهش خطر روانگرایی، پایین آوردن سطح آب زیر زمینی به وسیله‌ی زهکش-های افقی و قائم می‌باشد. در زیر تاثیرات تغییر سطح آب زیرزمینی، (با ثابت نگه داشتن سایر شرایط استاتیکی و دینامیکی) قابل مشاهده است.

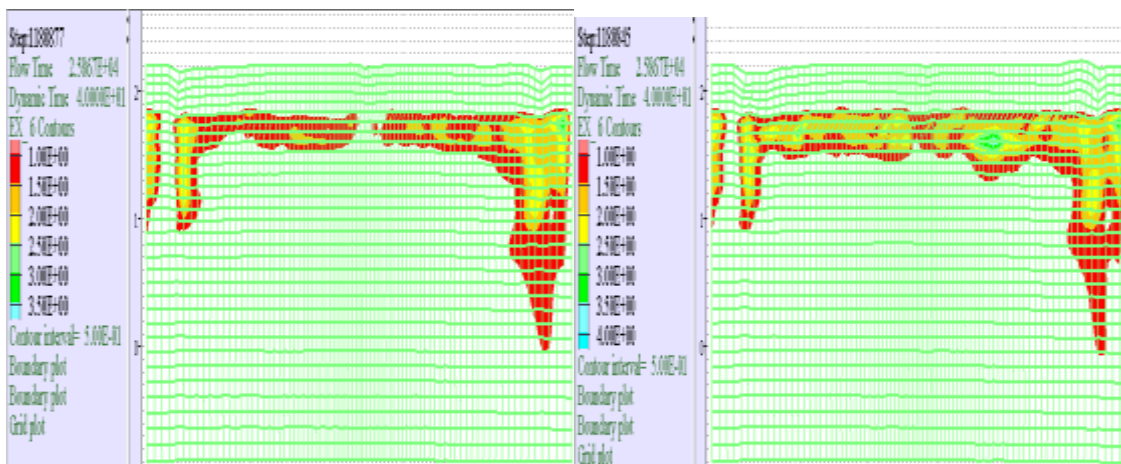
جدول ۵-۱ پارامترهای ثابت مورد استفاده در مدل سازی در حالت زهکشی شده

پارامتر	لایه‌ی اول	لایه‌ی دوم	لایه‌ی سوم
عمق (متر)	H	B	31-(H+B)
دانسیته) (kg/m^3)	۱۷۱۵	۱۸۱۳	۲۰۰۹
مدول یانگ (مگا پاسکال)	۱۶۳	۱۶۳	۶۱۰
نسبت پواسون	۰.۳	۰.۳	۰.۳
مدول بالک (مگا پاسکال)	۱۳۶	۱۳۶	۵۰۹
مدول برشی (مگا پاسکال)	۶۳	۶۳	۲۳۵
زاویه‌ی اصطکاک (درجه)	۳۰	۳۵	۴۰
چسبندگی (کیلو پاسکال)	۲	۲	۴
کشش (پاسکال)	۰	۰	۰

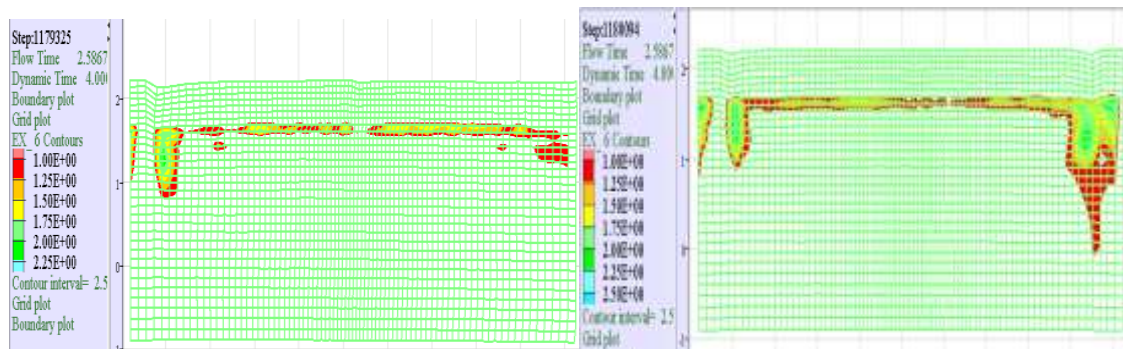
برای رسیدن به یک نتیجه‌ی گیری مناسب، نواحی با پتانسیل روانگرایی همگی دارای $N1_{60}$ مساوی ۲۰ هستند که این به معنای وجود یک خاک با تراکم تقریباً ۶۰ درصد است.

در طول این مرحله از آنالیزها سر بار به طور ثابت، ۱۶ تن در نظر گرفته شده است. دلیل استفاده از $N1_{60}$ نسبتاً زیاد این است که تغییر در ماهیت و رفتار خاک کم بوده و تاثیر سطح آب به وضوح قابل

مشاهده باشد؛ چرا که در $N1_{60}$ مساوی یا کوچکتر از ۱۰ خاک به شدت سست بوده و حتی در سطوح آب زیرزمینی پایین نیز، نشست‌ها بسیار زیاد بوده و تاثیر سطح آب به وضوح قابل اندازه‌گیری نیست. هر گاه نسبت $\frac{u_e}{\sigma_c} = 1$ برابر یک شود خاک مقاومت خود را از دست داده و روانگرا شده است. هر چند در برخی مقالات مقدار $r_u=0.93$ را برای وقوع روانگرایی کافی دانسته‌اند؛ با این حال در اینجا ترازهای رنگی نسبت فشار خالص منفذی نرمال را برای عمق‌های مختلف آب زیرزمینی نسبت به سطح زمین و برای مقادیر بیش از ۱ نشان می‌دهد. همچنین در شکل (۴-۵) گسترش منطقه‌ی روانگرا شده با سطح آب زیر زمینی ۵ متر را در زمان‌های ۳ ثانیه و ۷، ۱۰، و ۱۵ ثانیه نشان می‌دهد. از مقایسه اشکال (۲-۵) با (۴-۵) مشخص است که بیشترین نواحی روانگرا شده مربوط به ۱۰ ثانیه اول و منطبق با زمان لرزه‌های شدید بوده و بعد از آن نواحی گسترش ناچیزی پیدا می‌کند.

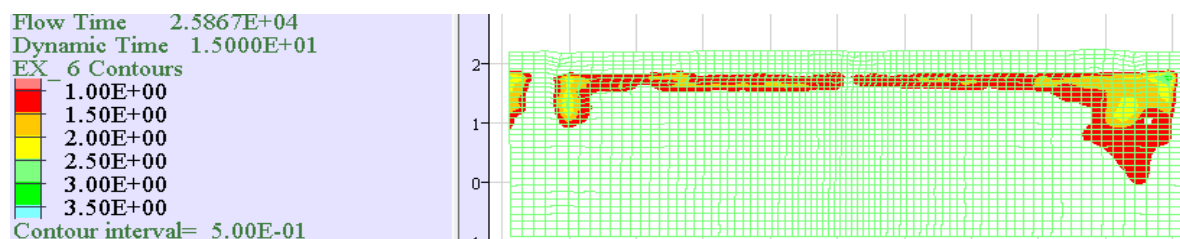
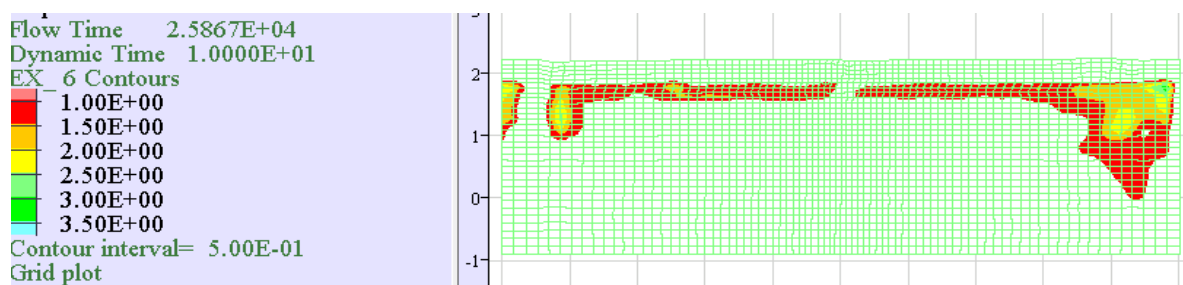
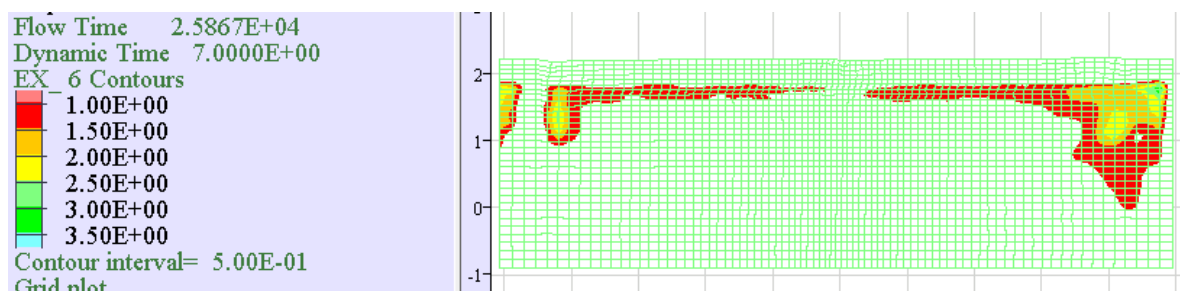
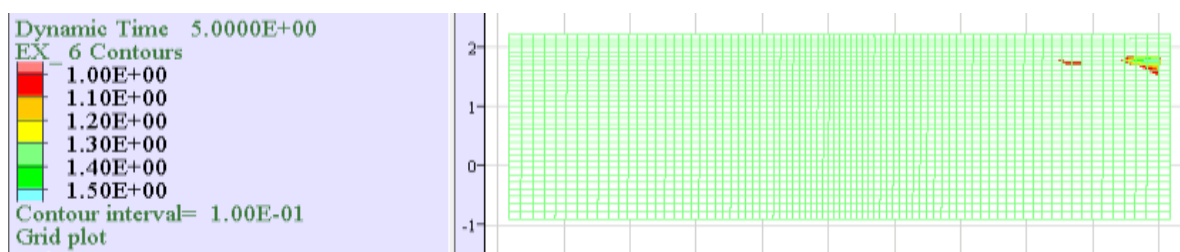


شکل ۵-۱ الف. مناطق روانگرا شده با عمق آب زیرزمینی ۳ متر و عدم کاهش ظرفیت برشی خاک پس از روانگرایی (سمت راست)؛ شکل ۵-۲ ب. مناطق روانگرا شده با عمق آب زیرزمینی ۳ متر و کاهش ظرفیت برشی خاک اولسن پس از روانگرایی (سمت چپ)



شکل ۲-۵ الف. مناطق روانگرا شده با عمق آب زیرزمینی 5 متر و عدم کاهش ظرفیت برشی خاک (سمت راست)؛ شکل

۳-۵ ب. مناطق روانگرا شده با عمق آب زیرزمینی 5 متر کاهش ظرفیت برشی (سمت چپ)



شکل ۳-۵ گسترش نواحی روانگرا شده در ۳، ۵، ۷، ۱۰، و ۱۵ ثانیه بعد از شروع زلزله

۵-۱-۲ تحلیل نتایج

با کاهش سطح آب به ۱۰ متری زیرزمین در یک خاک با تراکم متوسط، کمتر شاهد نقاطی با نسبت فشار آب منفذی نرمالایز شده‌ی بزرگتر از ۱ هستیم و لذا با سطح آب زیرزمینی ۱۰ متر، می‌توان خاک را بارهای دینامیکی سنگین همچون زلزله‌ی بم از لحاظ روانگرایی کم خطر دانست، چرا که تنها نقاط انگشت شماری به $r_u=1$ خواهند رسید. از طرفی دیگر و با در نظر داشتن نظریه اولسن، پر واضح است که (در صورت کاهش مقاومت، بعد از رسیدن به اولین لحظه‌ی روانگرا برای هر ذره) پس از پایان زمان بارگذاری زلزله مقادیر نقاط روانگرا شده بیشتر از حالت دیگر است. دلیل این موضوع کاهش مقاومت نقاط فوق الذکر و افزایش تنش‌ها بر روی نقاط مجاور است بدین ترتیب زمان فرا رسیدن تنش موثر معادل با صفر یا همان روانگرایی در نقاط اطراف کاهش می‌یابد و در پایان شاهد فضای بیشتری از تنش صفر خواهیم بود. همچنین در شرایط مساوی مقدار عددی ((حداکثر فشار خالص منفذی نرمال)) در فرضیه‌ی اولسن، بیشتر از فرضیه‌ی فین-برن است؛ که این موضوع نیز مستقیماً به کم تحمل شدن ذرات خاک در فرضیه‌ی اولسن باز می‌گردد. بنابراین در خاک‌های چند لایه‌ی ماسه-سیلتی در شرایط ثابت و با تغییر در سطح آب، و بدون در نظر گرفتن نوع پی و سربار، وضعیت روانگرایی خاک طبق جدول (۲-۵) معرفی می‌شود.

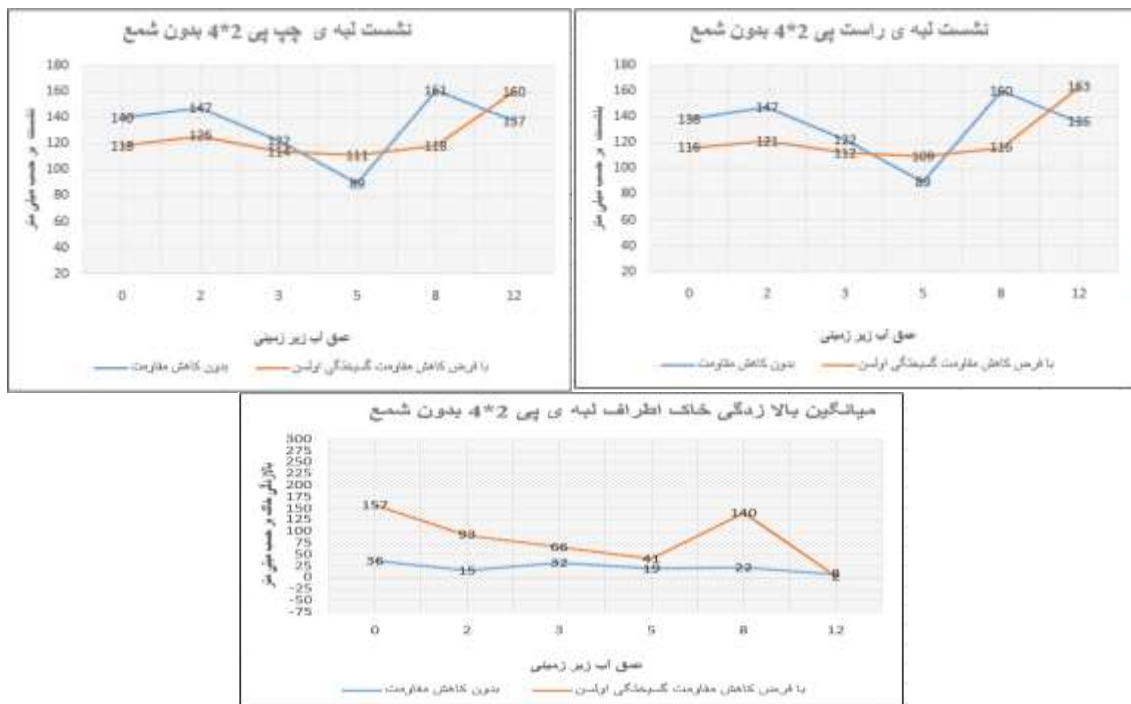
جدول ۲-۵ خطر پذیری خاک‌های چند لایه با تراکم متوسط در برابر روانگرایی تحت بارگذاری شدید

سطح آب زیرزمینی	خطر پذیری
۰ - ۱/۵ متر	خطر پذیری شدید
۱/۵ - ۴ متر	خطر پذیری زیاد
۴ - ۷ متر	خطر پذیری متوسط
۷ - ۱۰ متر	خطر پذیری کم
بیشتر از ۱۰ متر	تقریباً بی خطر

۵-۱-۳ نشست‌های زیر پی بدون شمع

در فصل سوم به حداکثر نشست‌های مجاز در زیر پی‌های صلب اشاره شد بنابراین در مورد سازه‌های موجود در این مدل سازی با توجه به تراکم متوسط و وجود ۱۰ درصد رس و سیلت در لایه‌های فوقانی، مقدار ۶۰ میلی متر، می‌تواند به عنوان حداکثر نشست مجاز، معرفی شود و تجاوز زیاد از این مقدار می‌تواند منجر به ترک خوردگی در دیوارها، تضعیف سازه و حتی شکستن پی و تخریب ساختمان شود.

در مدل سازی‌های جدول زیر پی ۲ در ۴ و خاک با تراکم نسبی ۶۰ درصد می‌باشد.



شکل ۵-۴ بالازدگی و نشست‌های مرتبط با اعماق مختلف آب‌زیرزمینی درغیاب شمع

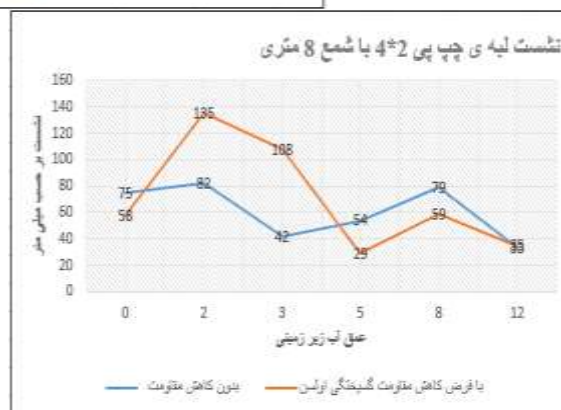
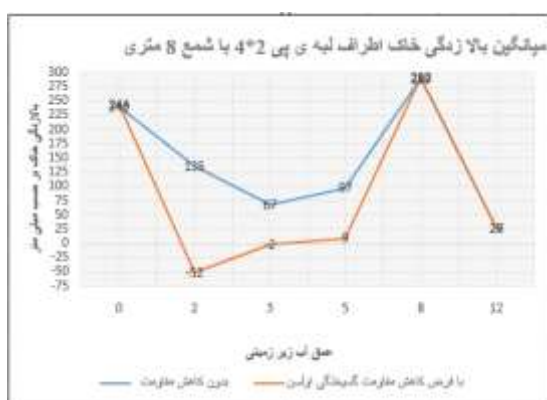
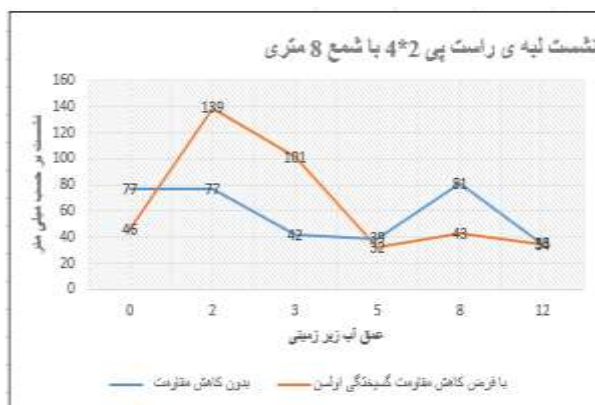
۴-۱-۵ نشست‌های زیر پی در حضور شمع و تغییرات سطح آب

در ادامه مدل سازی‌ها با در نظر گرفتن شمع به طول ۸ متر و قطر ۷۵ سانتی متر انجام شده است. به دلیل آنکه نشست‌های بسیار کم شده و ضریب اطمینان بیش از حد زیاد شده است، برای تعیین حدود مناسب‌تر از سر بار ۳۲ تُن استفاده شده است.

جدول ۳-۵ ویژگی‌های شمع و تیر و شالوده‌ی مورد استفاده در مدل سازی

پارامتر	تیر	شالوده	شمع
دانسیته	۸۰۰۰	۲۵۰۰	۲۵۰۰
مدول الاستیک	2e11	2e10	2.5e10
سطح مقطع	4.8e-3	0.5	-----

در مورد شمع، قطر ۷۵ سانتی متر و طول ۸ متر، چسبندگی نرمال و برشی n/m 4000 و گسیختگی نرمال و برشی ۴۰ درجه و سختی نرمال و برشی $GN/m/m$ 0.01 است. در اشکال (۵_۵) نتایج حاصل از ۴۸ مدل سازی به طور خلاصه قابل مشاهده است.



شکل ۵-۵ بالازدگی و نشست‌های مرتبط با اعماق مختلف آب‌زیرزمینی در حضور شمع (مقادیر منفی در نمودار ۴-۵ بیانگر نشست هستند)

۵-۱-۵ تحلیل نتایج

از تحلیل‌های فوق می‌توان نتایج زیر را استنباط کرد:

۱. به طور کل با کاهش عمق آب زیرزمینی نشست‌های طرفین پی کاهش می‌یابد.
۲. از آنجا که بارگذاری متقارن بوده و پی مورد استفاده صلب است، لذا نشست‌ها متقارن بوده و امکان دوران سازه وجود ندارد و خرابی‌های احتمالی حاصل از نشست غیر مجاز خواهد بود.
۳. استفاده از یک شمع با ابعاد کوچک نیز می‌تواند به میزان قابل توجهی نشست‌های زیر پی را کاهش داده و از خطرات احتمالی جلوگیری کند.

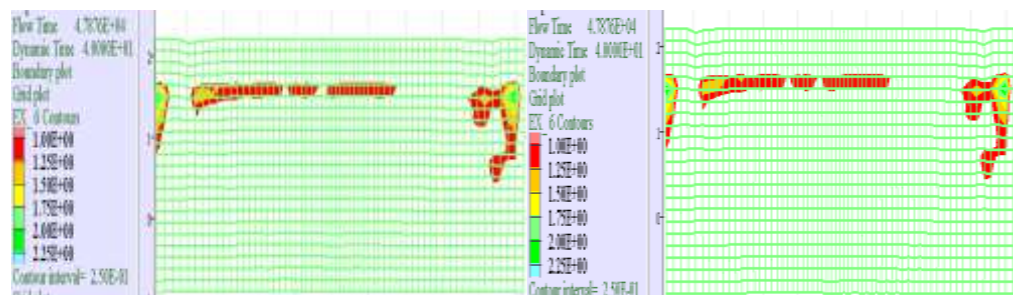
۴. با کاهش نشست‌های زیر پی بالازدگی‌های اطراف نیز به همان نسبت کاهش می‌یابد.
۵. افزایش نشست‌ها در عمق ۸ متر نسبت به عمق ۵ متر می‌تواند به دلیل ورود به لایه‌ی دوم خاک و کاهش پارامترهای مقاومتی آن از جمله چسبندگی و زاویه‌ی اصطکاک و همچنین عدم امکان خروج آب از سطح به دلیل زیاد شدن فاصله باشد.
۶. کاهش زاویه اصطکاک خاک به 5° در اغلب موارد منجر به افزایش نشست‌ها و افزایش نسبت حداکثر فشار خالص منفذی نرمال خواهد شد، هرچند این موضوع کلیت ندارد.
۷. با افزایش عمق فشار آب منفذی نیز افزایش می‌یابد؛ این افزایش فشار در حالت اولسن کمتر است.
۸. با توجه به شدت زلزله‌ی شدید سه راه کار اصلی برای جلوگیری از صدمات روانگرایی افزایش تراکم؛ پایین بردن سطح آب زیرزمینی و استفاده از شمع با عمق و قطر مناسب می‌باشد.
۹. بالا زدگی خاک در اطراف پی در صورت استفاده از شمع بیشتر خواهد شد.
۱۰. همانطور که در اشکال ۵-۱ الی ۵-۳ قابل مشاهده است با افزایش عمق آب‌های زیرزمینی تا ۵ متر، نسبت فشار خالص منفذی نرمال حداکثر از ۶ به ۲.۵ کاهش پیدا می‌کند؛ که این خود به معنای کاهش خطر روانگرایی است.
۱۱. اضافه فشار حفره‌ای پس از پایان لرزه، در عمق‌های پایین زودتر زایل می‌شود.
۱۲. اولسن در ترازهای آب زیر زمینی بالا، در حضور شمع، نشست‌های بیشتر و در غیاب شمع نشست‌های کمتری را پیش‌بینی می‌کند.
۱۳. با افزایش عمق آب‌های زیرزمینی، پاسخ‌های دو روش به یکدیگر، همگرا می‌شوند.

۵-۲ تاثیر تراکم بر کاهش خطرات روانگرایی

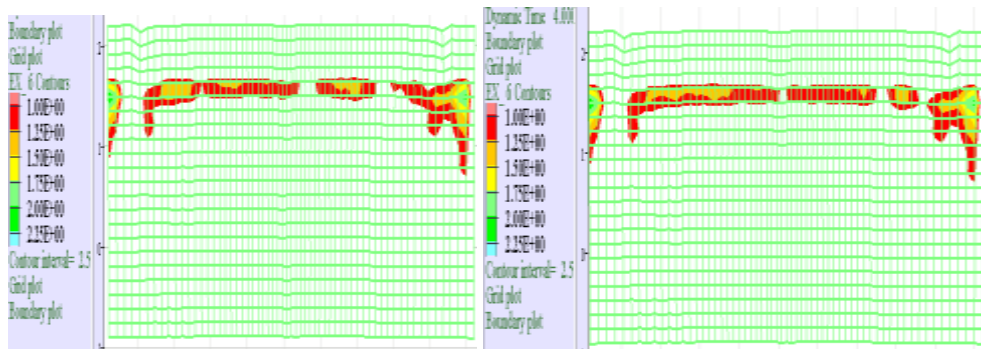
بیان شد که افزایش تراکم، باعث کاهش خطرات خواهد شد. این تراکم به روش‌های مختلف (از جمله تراکم قبل از احداث سازه با ماشین آلات) انجام می‌شود و طبیعتاً، تمام توده‌ی خاک را در بر نگرفته و بدین لحاظ در مدل سازی، تراکم در دو لایه‌ی فوقانی و با شعاع ۴۰ متر از هر طرف از مرکز پی صورت گرفته است. این مسئله در دو وضعیت حضور پی صلب با سر بار ۱۶ تن و ضریب اطمینان ۱.۶۵ و همچنین با پی صلب و سر بار ۳۲ تن و ضریب اطمینان ۹.۰۱ و به ازای (N_{160}) بین ۱۵ تا ۵۰ انجام شد.

۵-۲-۱ نواحی روانگرا شده

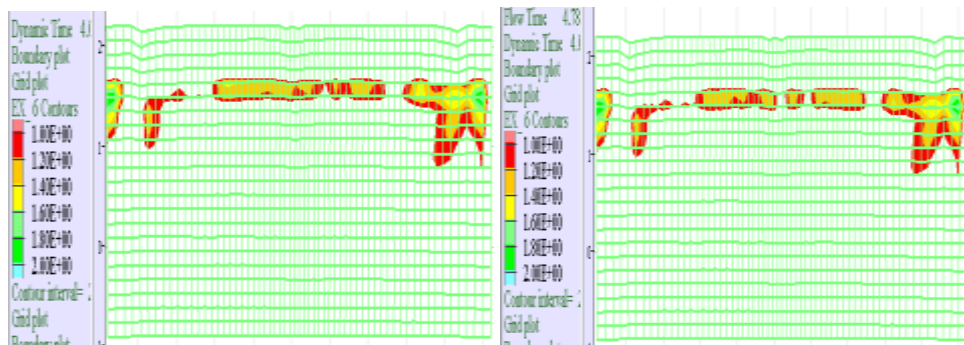
با توجه به آنچه در بخش ۵-۱-۱ بیان شد این بار با ثابت بودن سطح آب زیرزمینی در ۵ متر و با تغییر در مقدار (N_{160}) می‌توان به ترازهای (کانتورهای) زیر دست یافت. تفاوت اصلی این آنالیزها با آنالیزهای قبل در متراکم کردن خاک زیر پی در ۱۲ متر اولیه (لایه‌ی اول و دوم) می‌باشد.



شکل ۵-۶ الف. مناطق روانگرا شده با عمق آب زیرزمینی ۵ متر و عدد N برابر ۴۰ و عدم کاهش ظرفیت برشی خاک (سمت راست)؛ شکل ۵-۶ ب. مناطق روانگرا شده با عمق آب زیرزمینی ۵ متر عدد N برابر ۴۰ کاهش ظرفیت برشی خاک اولسن (سمت چپ)



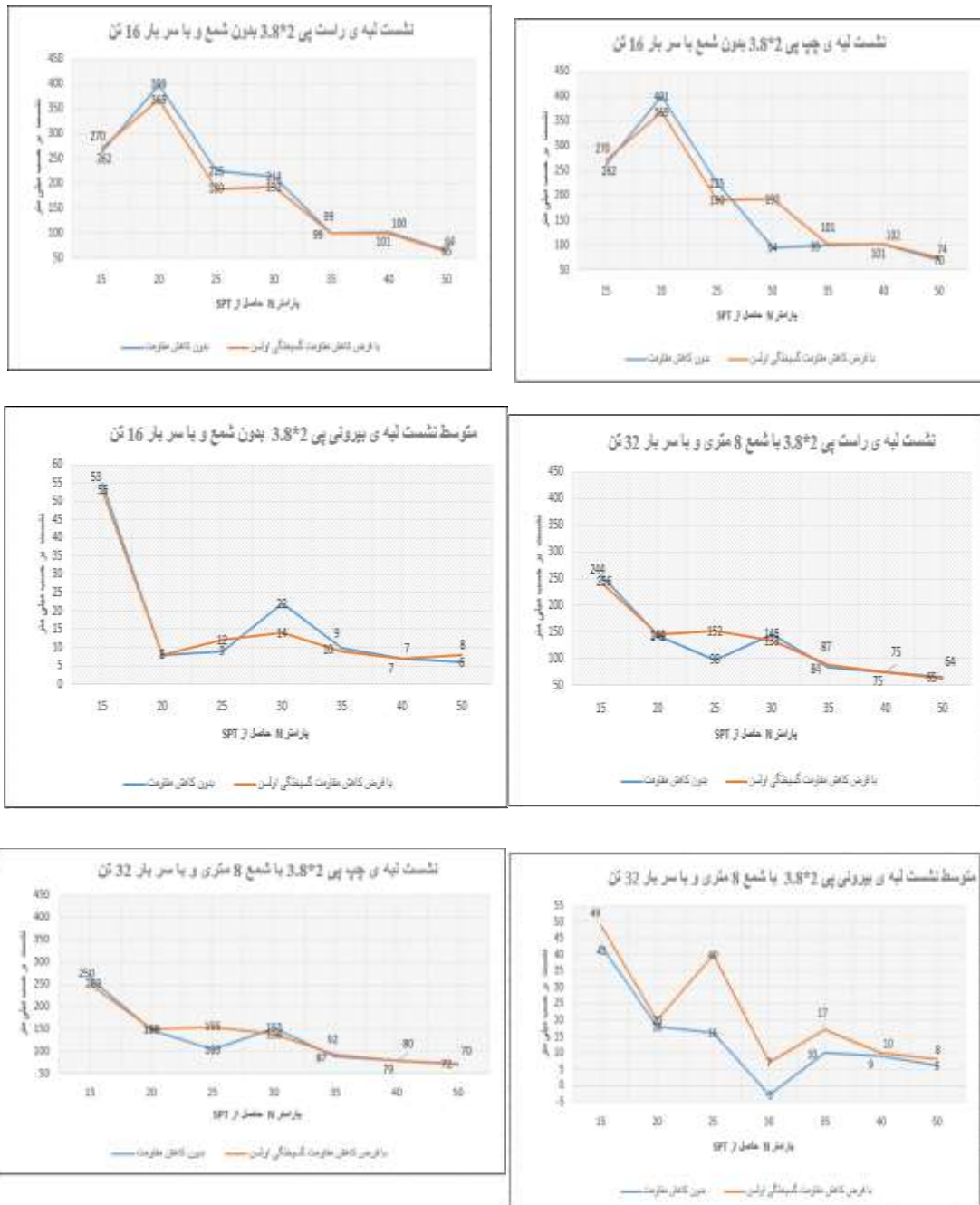
شکل ۵-۷ الف. مناطق روانگرا شده با عمق آب زیرزمینی ۵ متر و عدد N برابر ۳۰ و عدم کاهش ظرفیت برشی خاک (سمت راست)؛ شکل ۵-۷ ب. مناطق روانگرا شده با عمق آب زیرزمینی ۵ متر عدد N برابر ۳۰ کاهش ظرفیت برشی خاک اولسن (سمت چپ)



شکل ۵-۸ الف. مناطق روانگرا شده با عمق آب زیرزمینی ۵ متر و عدد N برابر ۱۵ و عدم کاهش ظرفیت برشی خاک (سمت راست)؛ شکل ۵-۸ ب. مناطق روانگرا شده با عمق آب زیرزمینی ۵ متر عدد N برابر ۱۵ کاهش ظرفیت برشی خاک اولسن (سمت چپ)

۵-۲-۲ نشست‌های زیر پی

با توجه به آنچه در بخش ۵-۱-۲ بیان شد و با در نظر گرفتن پی ۲ در ۳.۸ سانتی متر نتایج زیر حاصل می‌شود.



در پی‌های متکی بر شمع و در پی‌های بدون شمع

۵-۲-۳ تحلیل نتایج

همانطور که از اشکال ۱۱ تا ۱۳ بر می آید، افزایش عدد N و به تبعیت از آن افزایش تراکم خاک بالا، نقاطی که روانگرایی را تجربه می کنند کاهش یافته به طوری که با رساندن تراکم به حدود ۸۰ درصد می توان خاک را بارهای دینامیکی سنگین همچون زلزله ی بم از لحاظ روانگرایی کم خطر دانست. از طرفی نیز بنا به آنچه اولسن بیان کرد پر واضح است که در صورت کاهش مقاومت، پس از رسیدن به اولین لحظه ی روانگرا برای هر ذره، و در پایان بارگذاری زلزله مقادیر نقاط روانگرا شده بیشتر از حالت اول است.

شایان ذکر است که تراکم خاک در مدل سازی ها فقط به ۱۲ متر بالای اعمال شده است. اما گوشه-های مدل متراکم نشده (تا فرض تراکم محلی برای احداث سازه پا برجا بماند). به همین دلیل در اشکال فوق نیز گوشه ها دائما $r_u=1$ یا بیشتر را تجربه کرده اند. همچنین مشابه مدل سازی قبل، در شرایط مساوی نسبت حداکثر فشار خالص منفذی نرمال با فرض کاهش مقاومت اولسن همواره بیشتر از مقدار حداکثر نسبت به حالت دیگر است که این موضوع نیز مستقیما به کم تحمل شدن ذرات باز می گردد. در ادامه و از شکل ها می توان نتایج زیر را به دست آورد:

۱. با افزایش تراکم نشست های پی صلب به طور کلی روند نزولی دارد.
۲. به طور کلی کاهش مقاومت اولسن در پی های بدون شمع تاثیر گذارتر بوده و در تراکم های پایین، منجر به نشست های بیشتر می شود
۳. با افزایش تراکم، اختلاف بین دو روش تحلیل کاهش یافته و به ازای عدد N بزرگتر از ۳۰ تقریبا نشست ها برابر می شوند این امر به دلیل کاهش شدید نقاطی است که به $r_u=1$ می رسند، در واقع نشست ها بعد از این مقدار دیگر به روانگرایی مربوط نبوده و بخش عمده ی آن نشست خاک به هنگام زلزله و به دلیل تراکم طبیعی توده ی خاک است.

این موضوع با نظریه سید (که در فصل دوم بیان شد) مبنی بر عدم روانگرایی خاک‌هایی که تمام توده‌ی خاک، N_1 بیش از ۳۰ دارند تطابق دارد.

۴. نشست‌های اطراف پی متناسب با کاهش نشست‌های زیر پی کاهش می‌یابند.

۵. با توجه به سطح بالای آب و همچنین اعمال زلزله شدید می‌توان نتیجه گرفت در مناطق پرخطر استفاده از شمع‌های اصطکاکی به طول مناسب؛ هرچند شمع به ناحیه‌ی غیر روانگرا نیز متصل نباشد؛ باعث افزایش ایمنی و کاهش صدمات در هر نوع خاکی و با هر تراکمی خواهد شد.

۶. حداکثر مقدار مجاز اختلاف در نشست در دو سر پی، ۲۰ میلی متر بوده که تجاوز از آن منجر به خطر واژگونی می‌شود که در هیچ یک از آنالیزها مشاهده نشد دلیل این امر به تقارن در بارگذاری و سربار زیاد باز می‌گردد.

۷. با افزایش تراکم، زمان لازم برای خروج اضافه فشار منفذی پس از پایان لرزه، افزایش می‌یابد با این حال در عمق‌های بیشتر این اضافه فشار زودتر زایل می‌شود.

۸. افزایش تراکم نسبی از ۳۰ درصد تا ۸۵ درصد می‌تواند تا ۸۰ درصد از میزان نشست‌های زیر پی بکاهد.

۹. افزایش تراکم همچنین تاثیر چشم‌گیری در عدم شکل‌گیری افزایش فشار منفذی دارد و این خود به کند شدن روند شکل‌گیری روانگرایی و کاهش خسارت‌ها، منجر می‌شود.

۱۰. هرچه سربار بیشتر شود مقدار عددی فشار آب منفذی در زیر پی مقدار کمتری داشته و به همین نسبت این مقدار در مناطق کناری افزایش می‌یابد. به بیان ساده‌تر بدون در نظر گرفتن سایر کمیت‌ها، افزایش وزن ساختمان باعث کاهش روانگرایی در زیر پی خواهد شد.

۵-۳ تاثیر تاج غیر روانگرا بر کاهش خطرات روانگرایی

ساخت و ساز بر روی پی‌های سطحی، که بر روی خاک‌های روانگرا واقع شده‌اند زمانی میسر است که یک تاج خاکی غیر روانگرا (همچون رس، ماسه‌ی متراکم، ماسه‌ی خشک و یا خاک تقویت شده) بین پی و خاک روانگرا وجود داشته باشد و احداث سازه مستقیماً بر روی خاک روانگرا مجاز نیست اما این حدود چه مقدار است و اینکه حداقل‌های لازم در مناطق با سطح آب زیرزمینی بالا چیست؟

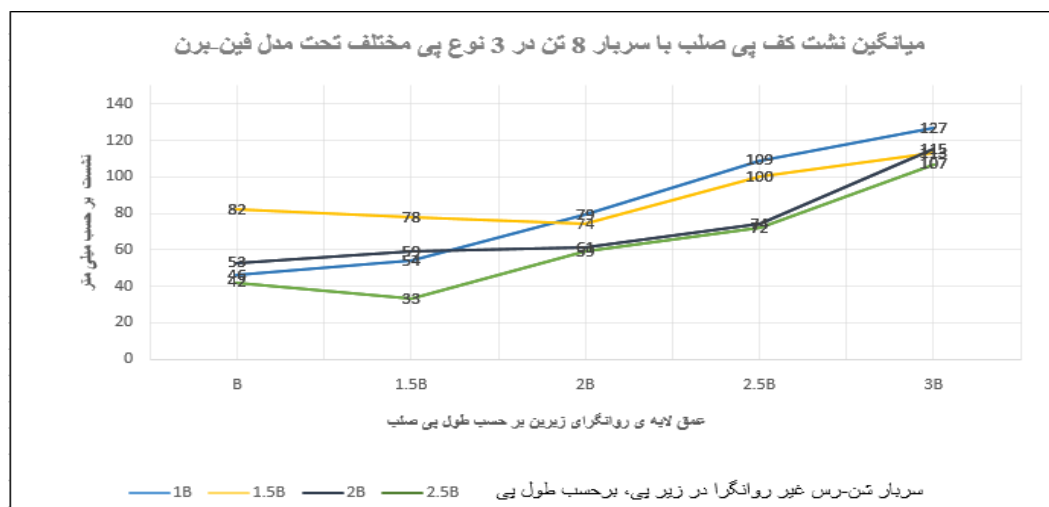
برای دستیابی به یک پاسخ مناسب این بار توده‌ی خاک از دو نوع خاک تشکیل شده و خاک لایه‌ی اول نیز از جنس خاک لایه‌ی سوم بوده و عملاً دو تیپ، خاک در مدل حضور دارد. در صورت عدم رعایت فرضیه‌ی فوق با تغییر عمق لایه‌ی غیر روانگرایی فوقانی یا روانگرایی زیرین، در واقع هم نسبت دو عمق تغییر کرده و هم خاک سوم که چگالی بیشتر دارد دستخوش تغییر می‌شود. بنابراین با این کار یک مجهول را کم کرده و تغییرات مستقیماً به نسبت خام روانگرا به غیر روانگرا ارتباط داده می‌شود.

همچنین در تمامی مدل‌سازی‌ها خاک روانگرا دارای N_1 اصلاح شده برابر با ۱۵ و ریزدانه‌ی ۱۰ درصد، می‌باشد.

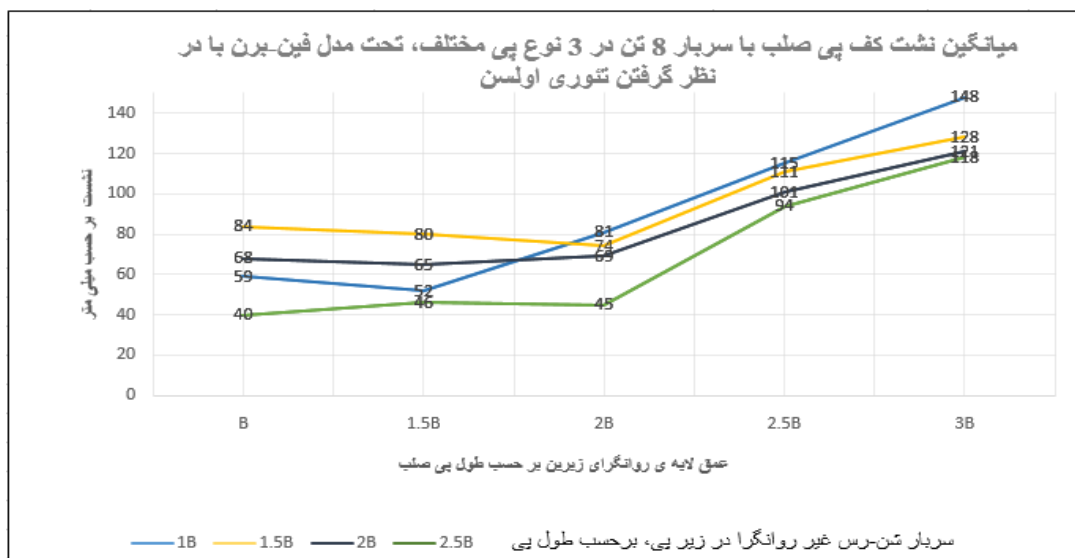
۵-۳-۱ ارائه یک فرمول برای محاسبه‌ی نشست نسبت به طول پی

همانطور که بیان شد به دست آوردن یک ارتباط بین مخاطرات و ضخامت لایه‌ها مشابه آنچه ایشیهارا برای خاک‌های همگن بیان کرد (به فصل دوم مراجعه شود)، هدف این بخش خواهد بود. برای این کار از سه پی صلب با ابعاد $۲*۴$ ؛ $۲*۶$ و $۴*۶$ برای مدل‌سازی استفاده شده است که در هر سه مدل جهت اعمال نیرو در راستای طول پی می‌باشد. سپس هر یک از این پی‌ها بر روی یک خاک ۳ لایه قرار گرفته‌اند که لایه اول شن-رس غیر روانگرا لایه‌ی دوم ماسه‌ی سیلتی با پتانسیل روانگرایی و

لایه‌ی سوم مجدداً شن-رس غیر روانگرا می‌باشد. در ادامه عمق لایه‌های خاک در زیر هر یک از پی‌ها به نسبت طول پی، دائماً افزایش یافته و نمودارهای زیر حاصل گشته است. نمودارهای فوق حاصل میانگین‌گیری از پی‌هایی بوده که دارای خاک زیرین یکسان هستند. نیمی از تحلیل‌ها مربوط به حالت فین-برن و بدون کاهش زاویه‌ی اصطکاک پس از روانگرایی، و نیم دیگر مربوط فین-برن با در نظر گرفتن نظریه‌ی اولسن و کاهش مقاومت روانگرایی هستند. فرق دیگر این مدل سازی با مدل سازی-های سطح آب و تراکم در این است که آنجا هر دو سطح فوقانی امکان روانگرایی داشته و به بیان دیگر ۱۲ متر بالایی روانگرا بود. اما در اینجا حتماً از یک تاج غیر روانگرا استفاده شده است. در این مدل سازی‌ها از المان شمع استفاده نشده است.



شکل ۵-۱۱ ارتباط بین عمق لایه‌ها با نشست‌های زیر پی صلب با نظریه‌ی فین-برن



شکل ۵-۱۲ ارتباط بین عمق لایه‌ها با نشست‌های زیر پی صلب در تئوری اولسن

۵-۳-۲ تحلیل نتایج

۱. به صورت کلی با افزایش لایه‌ی روانگرای زیرین، نشست‌های زیر پی افزایش می‌یابد.
۲. در مواردی که با افزایش لایه‌ی روانگرا، نشست کاهش می‌یابد پاسخ را می‌توان در شکل‌گیری جریان گسترش جانبی جستجو کرد.
۳. در شرایط مساوی وقتی پی به سمت پی‌های نواری میل می‌کند، نشست‌ها بیشتر شده و بالعکس هرچه به سمت پی‌های مربعی سوق پیدا کند، نشست‌ها کاهش می‌یابند.
۴. افزایش عرض و طول پی به بیش از ۶ متر در هر دو جهت، باعث افزایش نشست‌ها شده است بنابراین استفاده از پی‌های گسترده (بر خلاف نظریه‌های قبلی) توصیه نمی‌شود. این آنالیزها در دو وضعیت اعمال وزن پی، همچنین با در نظر گرفتن وزن ناچیز برای پی‌ها روند مشابه‌ای را دنبال می‌کرد.

۵. برای سازه‌های با کاربری مسکونی تا ۸۰ میلی متر نشست را می‌توان قابل تحمل دانست و افزون بر آن نیازمند پیش‌گیری است.

۶. افزایش عمق لایه‌ی غیر روانگرایی فوقانی تحت تمامی شرایط باعث کاهش نشست می‌شود.

۴-۵ تاثیر پارامترهای زلزله بر نشست‌های زیر پی

همانگونه که در فصل نخست بیان شد یکی از عوامل در رخداد روانگرایی نوع زلزله بوده که خود در سه بخش مدت زمان، فرکانس غالب، و شتاب بیشینه بر روانگرایی تاثیر می‌گذارد.

در جدول زیر یکی از وضعیت‌های مدل سازی با سربار ۸ تن و ابعاد پی ۴*۲ استفاده کرد. همچنین لایه‌ی ماسه-سیلتی سست یکبار با پتانسیل روانگرایی در عمق ۴ تا ۸ متر و بار دیگر ۴ تا ۱۲ متر در نظر گرفته شده است. در جدول زیر مقایسه موردی نشست‌ها را با زلزله‌های مختلف بررسی می‌کنیم.

جدول ۴-۵ مقایسه‌ی بین شتاب نگاست‌های مختلف در یک مدل سازی واحد

نام زلزله	بزرگا (ریشتر)	مدت زمان (ثانیه)	میانگین نشست زیر پی در وضعیت اول (میلی- متر)	میانگین نشست زیر پی در وضعیت اول (میلی- متر)
بم	۶.۶	۴۰	۷۹	۴۶
طیس	۷.۷	۳۳	۱۷۵	۱۵۴
رودبار (آب بر)	۷.۴	۲۰	۱۵۲	۸۲
ناغان	۶.۵	۵	۳۱	۲۶

همانطور که از جدول فوق نیز برمی آید هم عامل زمان (به طور مستقیم) و هم عامل بزرگا (به طور غیر مستقیم) بر روی نشست‌ها تاثیر می گذارند. بنابراین شناخت پتانسیل روانگرایی و نحوه‌ی کاهش مخاطرات، در هر منطقه مستلزم مطالعات موردی در هر ساختگاه بوده و نمی توان از یک فرمول کلی برای همه‌ی مناطق تبعیت کرد. این تغییر شکل‌ها در یک خاک متوسط و با عمق روانگرایی نسبتاً کم صورت گرفته است. پر واضح است که در صورت وجود خاک سست‌تر و یا افزایش ضخامت لایه‌ی روانگرا و همچنین عدم رعایت الزامات، می بایست منتظر فاجعه‌های هولناکی بود.

۵-۵ مقایسه بین نتایج مدل سازی عددی و روش تجربی سید

همانطور که در فصل دوم نیز اشاره شد، سید و همکاران برای ارزیابی سطح روانگرایی فرمول زیر را ارائه کردند:

$$CSR_{eq} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma_{vo}^*} \right) (r_d) \quad (۱-۵)$$

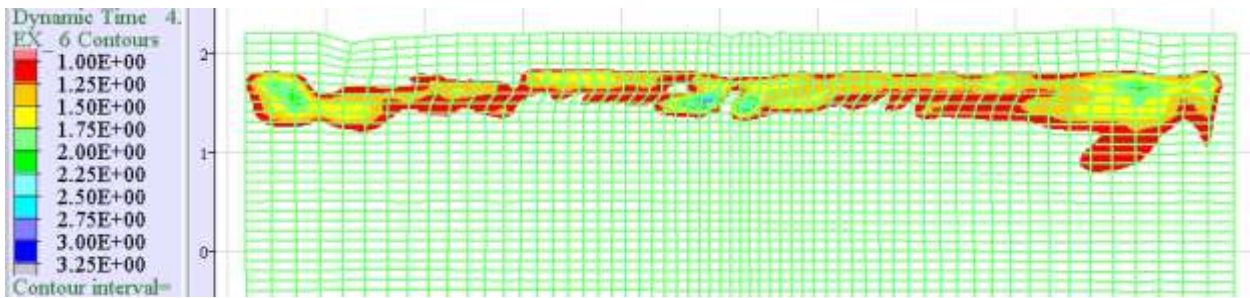
$$R_d = 1 - 0.00765z \quad 0.0 \leq z \leq 9.15 \quad (۲-۵)$$

$$R_d = 1.174 - 0.0267z \quad 9.15 \leq z \leq 23$$

در زیر سه وضعیت مختلف را برای مقایسه‌ی بین پاسخ‌های سید با پاسخ‌های مدل سازی در نظر می -

گیریم

حالت اول: سطح آب زیرزمینی چهار متر و عمق لایه‌ی غیر روانگرا فوقانی و لایه‌ی محتمل بر روانگرایی هر دو برابر عرض پی (B) و برابر چهار متر هستند در این وضعیت در عمق صفر تا ۴ متر به دلیل عدم وجود سطح آب زیرزمینی در هر دو روش روانگرایی رخ نمی دهد. (البته در روش حل عددی به مقدار جزئی می توان تفاوت قائل شد به طوری که مطابق شکل زیر در حدود ۲۰ سانتی متر بالای سطح آب زیرزمینی نیز رگه‌هایی از روانگرایی مشاهده می شود.)



شکل ۵-۱۳ پتانسیل روانگرایی در لایه‌ی وسط و نقاط روان شده در عمق B

برای این وضعیت از روش سید، محاسبات بدین صورت است:

$$CSR_{eq} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma^*_{vo}} \right) (r_d)$$

$$CSR_{eq} = 0.65(0.42) \left(\frac{8036+3626}{8036+1626} \right) (0.9541) = 0.3143$$

از طرفی زلزله‌ی بم دارای بزرگای ۶.۶ بوده و طبق جدول فوق با درون یابی ضریب ۱.۱۵ به CRR اختصاص می‌یابد همچنین مقدار CRR با توجه به نمودار فوق و N_{160} برابر با ۱۵ و ریز دانه‌ی ۱۰ درصد این مقدار برابر ۰.۲۲ می‌باشد پس:

$$CRR = 0.22 \times 1.15 = 0.253$$

$$FS = \left(\frac{0.253}{0.3143} \right) = 0.8$$

بنابراین در عمق ۶ متر ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی ۰.۸ بوده که این مقدار با تحلیل دینامیکی همخوانی دارد. حال این معادله برای عمق 12 متر محاسبه می‌شود:

$$CSR_{eq} = 0.65(0.42) \left(\frac{8036+7252+2009}{8036+3252+1009} \right) (0.9311) = 0.3143$$

در عمق ۱۲ متر که در لایه‌ی سوم قرار دارد تراکم بیشتر بوده و N_{160} برابر با ۲۵ و ریز دانه‌ی ۱۰ درصد این مقدار از روی شکل برابر ۰.۳۵ می‌باشد که می‌بایست در ضریب اصلاح ۱.۱۵ نیز ضرب شود.

$$CRR = 0.35 \times 1.15 = 0.4$$

$$F.S = \frac{0.4}{0.3143} = 1.27$$

در فرمول فوق هرگاه ضریب اطمینان از ۱.۱ بیشتر باشد روانگرایی رخ نخواهد داد. که در مدل سازی عددی نیز عموماً به صورت فوق بوده و فقط در کناره‌ی مدل شاهد فضای کوچک روانگرا شده هستیم. دلیل این امر را می‌توان در دلیل گسترش جانبی که در مدل سازی رخ می‌دهد، جستجو کرد.

همچنین در عمق ۱۰ متر $F.S$ برابر ۱.۱۵ بوده که این وضعیت، نقطه‌ی تفاوت دو روش است به طوری‌که در عمق ۹ الی ۱۰ متر روش سید خاک را روانگرا دانسته؛ اما در روش حل عددی این حد فاصل (به جز در ناحیه‌ی کوچکی در گوشه‌ی مدل) را غیر روانگرا اطلاق می‌شود.

در نهایت در مدل سازی عددی به دلیل تمرکز تنش بعضی نقاط گاه در زیر پی روانگرا نشده است، که روش سید قادر به در نظر گرفتن این موضوع نبوده و در هر عمق فقط یک وضعیت را گزارش می‌کند. در مجموع اتحاد مناسبی بین هر دو روش مشاهده شده اما مدل سازی عددی دارای دقت مناسب تری به دلیل در لحاظ کردن پارامترهای بیشتر، هستند.

مقایسه‌ی فوق برای سطح غیر روانگرای برابر با $2B$ و سطح روانگرای به عمق B نیز تکرار شده است. که B در اینجا برابر عرض پی بوده و در این مثال ۴ متر است.

عمق اولیه برای مدل را برابر با ۱۰ متر در نظر می‌گیریم (وسط لایه‌ی ماسه-سیلت است)

در هشت متر بالایی به دلیل عدم وجود سطح آب زیرزمینی در هر دو روش غیر روانگرا می‌باشد.

در اینجا به دلیل افزایش سربار توده‌ی خاک و کاهش تمرکز تنش، نقاط روانگرا شده در بالای سطح آب (برخلاف حالت اول)، مشاهده نشده و اتحاد بیشتری بین دو روش وجود دارد.

در روش تجربی:

$$CSR_{eq} = 0.65(0.42)\left(\frac{19678}{17678}\right)(0.90)=0.27$$

$$CRR = 0.22 \times 1.15 = 0.253$$

$$FS = 0.93$$

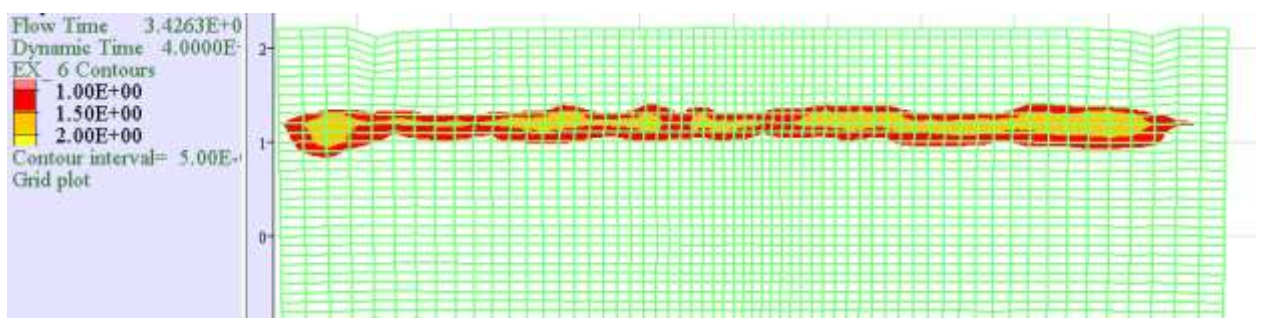
همانطور که در شکل زیر نیز مشاهده می‌شود این مقدار با مقدار T_u (که تنها مقداری از عدد ۱ تجاوز کرده است) همخوانی دارد.

مقدار فوق را برای عمق ۱۴ متر نیز بررسی می‌شود:

$$CSR_{eq} = 0.65(0.42)\left(\frac{27342}{21342}\right)(0.80)=0.27$$

$$CRR = 0.35 \times 1.15 = 0.4$$

$$FS = 1.48$$



شکل ۵-۱۴ پتانسیل روانگرایی در لایه‌ی وسط و نقاط روان شده در عمق 2B

از مقایسه دو مورد فوق اولاً تشابه بیشتر روش سید با مدل سازی را در عمق 2B به پایین مشاهده می‌کنیم. ثانیاً به دلیل کاهش تمرکز تنش ناشی از سربار پی، نقاط روانگرا شده نسبت به وضعیت اول

یکنواخت تر شده و از عدم روانگرایی برخی نقاط در زیر پی خبری نیست. وضعیت سوم عمق 2.5B نیز عمق ۱۰ الی ۱۴ متر را محتمل بر روانگرایی در نظر می‌گیرد. که مدل سازی اولیه حد فاصل ۱۰ تا ۱۱ متر را غیر روانگرا معرفی می‌کند. (به تعبیری مرز روانگرایی همین عمق است.) برای عمق ۱۱ متر داریم:

$$CSR_{eq} = 0.65(0.42)\left(\frac{21890}{20890}\right)(0.88)=0.2517$$

$$CRR = 0.22 \times 1.15 = 0.253$$

$$FS = 1.005$$

۵-۶ مقایسه بین نتایج مدل سازی عددی و روش تجربی ایواساکی

در فصل دوم بیان شد که ایواساکی، روشی را برای احتمال روانگرایی در نظر گرفت. در زیر دو وضعیتی که در بخش ۵-۴ با روش سید مقایسه شد، در اینجا نیز دو وضعیت فوق با روش ایواساکی مقایسه می‌شود. برای این کار از نرم افزار liqIT استفاده شده است. از آنجا که حداکثر عمق قابل بررسی در روش ایواساکی ۲۰ متر بوده و همچنین در مدل سازی‌های مفروض، عمق لایه‌ی محتمل بر روانگرایی را ۴-۸ و ۸-۱۲ متر می‌باشد، لذا حداکثر عمق بررسی شده در زیر ۱۶ متر بوده است. ۹ نقطه‌ی زیر شامل نقاط بین عمق صفر تا ۱۶ متر می‌باشد.

:: Liquefaction potential according to Iwasaki ::

Point ID	F	w _z	I _L
1	0.00	9.00	0.00
2	0.00	8.00	0.00
3	0.00	7.00	0.00
4	0.00	6.00	0.00
5	0.18	5.95	0.11
6	0.23	5.00	2.23
7	0.26	4.00	2.11
8	0.00	3.00	0.00
9	0.00	2.00	0.00

Overall potential I_L : 4.44

I_L = 0.00 - No liquefaction
 I_L between 0.00 and 5 - Liquefaction not probable
 I_L between 5 and 15 - Liquefaction probable
 I_L > 15 - Liquefaction certain

:: Liquefaction potential according to Iwasaki ::

Point ID	F	w _z	I _L
1	0.00	9.00	0.00
2	0.00	8.00	0.00
3	0.21	7.95	0.17
4	0.31	7.00	4.15
5	0.37	6.00	4.40
6	0.00	5.00	0.00
7	0.00	4.00	0.00
8	0.00	3.00	0.00
9	0.00	2.00	0.00

Overall potential I_L : 8.71

I_L = 0.00 - No liquefaction
 I_L between 0.00 and 5 - Liquefaction not probable
 I_L between 5 and 15 - Liquefaction probable
 I_L > 15 - Liquefaction certain

شکل ۵-۱۵ الف. عمق روانگرایی ۸-۱۲ متر شکل ۵-۱۵ ب. عمق روانگرایی بین ۴-۸ متر

جدول ۵-۵ وضعیت‌های مختلف در روانگرایی طبق نظریه‌ی ایواساکی

مقدار عددی I _L	وضعیت
I _L = 0	عدم وقوع روانگرایی
I _L = ۵-۰	روانگرایی محتمل نیست
I _L = ۱۵-۵	روانگرایی محتمل است
I _L > ۱۵	روانگرایی قطعی است

۵-۶-۱ تحلیل نتایج ایواساکی

با حل به روش ایواساکی در وضعیت اول (یعنی وجود لایه‌ی سست در عمق ۴-۸ متر) I_L=8.71 و برای وضعیت دوم (یعنی وجود لایه‌ی سست در عمق ۸-۱۲ متر) I_L=4.44 می‌باشد. همانطور که در نشریه ۵۲۵ نیز اشاره شده است جابه‌جایی‌های بیش از ۱۰۰ میلی متر را می‌توان به عنوان جابه‌جایی‌های موثر معرفی کرد. جابه‌جایی ۱۱۵ میلی متری در حالت اول و ۷۵ میلی متری در حالت دوم نیز (در صورتی که بخواهیم ۱۰۰ میلی متر نشست را به عنوان حد پایین روانگرایی معرفی کنیم) از همگرایی پاسخ‌ها با روش حل عددی خبر می‌دهد. هرچند در روش ایواساکی تاثیر سربار وجود نداشته

و فقط یک کمیت از وضعیت کلی توده‌ی خاک را معرفی می‌کند. اما آنچه واضح است با افزایش عمق لایه‌ی سست همه‌ی محققین و تمامی روش‌ها، کاهش خطرات را پیش‌بینی کرده‌اند.

۵-۷ مقایسه نتایج با نرم افزارهای novoliq و liqIT

در زیر به مقایسه‌ی نتایج حاصل از این دو روش می‌پردازیم. یکی از برتری‌های نرم افزار NOVO در تاثیر دادن سربار و ابعاد پی بوده که بدین سبب هم دقت بیشتری را به دنبال دارد هم به نتایج حاصل از فلک شباهت بیشتری دارد. همچنین بیان شد که NOVO از ۱۰ متود مشهور برای روانگرایی استفاده می‌کند، که در اینجا ۷ مورد بررسی شده و ضریب اطمینان، CSR و CRR حاصل از هر روش محاسبه شده است. (به پیوست دو مراجعه شود). برای وضعیت اول، یعنی سطح آب‌زیرزمینی ۴ متر و وجود لایه‌ی روانگرا در عمق ۴-۸ متر، میانگین ۷ ضریب اطمینان مختلف برای وسط لایه‌ی روانگرا، عدد ۰.۸۳ و برای وضعیت دوم یعنی سطح آب زیرزمینی ۸ متر و عمق لایه‌ی روانگرا ۸-۱۲ متر، برای وسط لایه‌ی روانگرا، ضریب اطمینان میانگین برابر با مقدار ۰.۹۳ می‌باشد. در حالی که سید برای روش اول مقدار ۰.۸ و برای وضعیت دوم ۰.۹۳ را ارائه کرد. در هر دو وضعیت فوق فلک نیز روانگرا را پیش‌بینی کرده که مطابق با روش‌های فوق، اینجا نیز شدت این پدیده در وضعیت اول، بیشتر است. در مجموع ۳ برنامه از همگرایی قابل قبولی برخوردار بوده و در تشخیص شدت روانگرایی، میزان نشست‌ها و ضرایب اطمینان نزدیک به هم عمل می‌کنند. با این حال نرم افزارهای جانبی در کسری از ثانیه پاسخ‌ها را ارائه کرده و فقط از فرمول‌های تجربی تبعیت می‌کنند در حالی که در مدل سازی-های عددی، معادلات به حجم بالایی مورد حل قرار می‌گیرد که در صورت صحت در داده‌های ورودی، دقت خروجی بیشتری را نیز به دنبال دارند. در نرم افزار liqIT نشست‌ها برای وضعیت مفروض اول و دوم و در $N_1=15$ به ترتیب ۱۹ و ۲۵ سانتی متر نشست را پیش‌بینی می‌کند. (به پیوست ۱ مراجعه

شود). این در حالی است که نتایج حاصل از فلک در همان $N_1=15$ اما با سربار ۱۶ تن برای دو وضعیت فوق به ترتیب برابر ۲۹ و ۱۶.۵ سانتی متر می‌باشد.

لذا تاثیر سربار در سطوح روانگرایی بالاتر، نمود بیشتری داشته و همانند سطوح روانگرا، با افزایش عمق نشست‌ها نیز همگرایی بیشتری خواهند داشت.

۵-۸ بحث و بررسی نهایی

ارزیابی نشست‌های پی با وجود دامنه‌ی وسیعی از خاک‌ها، پی‌ها و همچنین پارامترهای زلزله‌ای مختلف، کاری بسیار پیچیده است. لذا دستیابی به نتایج و جداول فوق با تکیه بر فرضیات مختلف و در نظر گرفتن ثابت‌های مختلف میسر بوده است، این در حالی است که حتی به ندرت خاکی با ویژگی‌های یکسان در عرض ۱۰۰ متر از زمین پیدا خواهد شد. با این حال با در نظر گرفتن فرضیات فوق و انجام آنالیزهای مختلف می‌توان نتایج زیر را برای توده‌ای از خاک پیش‌بینی کرد.

۱. نشست‌های حاصل از روانگرایی با نوع خاک رابطه‌ی مستقیم داشته؛ تا جایی که در زمان تغییر دانسیته‌ی تاج ماسه-رس از ۲۰۰۹ به ۱۷۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب نشست‌ها به مقدار قابل توجه‌ای افزایش می‌یابد.

۲. پارامترهای لرزه‌ای هر کدام تاثیر مستقل و شایان ذکری بر نشست‌ها دارند.

وضعیت پارامترهای زلزله به دو عامل اصلی زمان و شتاب حداکثر بستگی داشته و یک رابطه‌ی مستقیم بین این دو کمیت و خسارت‌های وارده وجود دارد. به طوری که افزایش هر کدام از این دو عامل باعث افزایش صدمات می‌شود.

۳. در مورد ابعاد فونداسیون نمی‌توان به سادگی نظر داد؛ به طوریکه در آنالیزهای صورت گرفته بهینه‌ترین وضعیت به دست آمده برای طول پی‌ها برابر ۴ الی ۶ متر و برای عرض آن ۳ الی ۵ متر بوده است. همچنین هرچه پی به سمت نواری شدن برود نشست‌ها بیشتر می‌شود. و بهینه‌ترین وضعیت

برای نسبت طول به عرض $1 \leq \frac{L}{D} \leq 1.5$ می‌باشد که در اینجا L طول پی صلب و D عرض آن است.

۴. آنچه که از نمودارهای زیر بر می‌آید تاثیر لایه‌ی روانگرا بسیار بیشتر از تاثیر سربار است؛ به طور مثال در وضعیت حضور لایه‌ی روانگرا در زیر تاج غیر روانگرا به عمق $2.5B$ نسبت به تاجی با ضخامت $1B$ حداکثر ۳ سانتی متر از نشست‌های زیر پی کاسته می‌شود. هرچند این اختلاف در N_1 های کمتر (به طور مثال N_1 برابر با ۱۰) نمود بیشتری دارد؛ با این در مجموع تاثیر کم شدن ضخامت خاک‌های ماسه سیلتی، اهمیت بیشتری از افزایش ضخامت سربار غیر روانگرا دارد.

۵. با در نظر گرفتن مطلب فوق، از آنجا که تغییر در لایه‌ی روانگرای زیرین در اختیار ما نبوده، بنابراین حضور لایه‌ی غیر روانگرا و افزایش عمق آن نیز می‌تواند تاثیر بسیار زیادی بر روی نشست‌ها داشته باشد. به گونه‌ای که گاهی افزایش یک تا دو متری در تاج غیر روانگرا قبل از روانگرایی؛ پی را از ترمیم و تقویت بعد از روانگرایی بی‌نیاز کند. بنابراین در هر مورد می‌بایست با لحاظ کردن هزینه‌ی تراکم دینامیکی؛ هزینه‌ی زهکشی و پایین آوردن سطح آب؛ هزینه‌ی استفاده از شمع‌های اصطکاک‌کافی؛ و یا حتی افزایش ضخامت تاج رسی و با در نظر داشتن اهمیت سازه و ویژگی‌های اقلیمی و ساختگاه، با داشتن دید مهندسی مناسب، بهترین راه را برگزید.

۴. نشست در زیر پی‌ها بیشتر از سطوح آزاد خاک بوده و در برخی موارد حتی در سطوح آزاد بالا زدگی نیز قابل مشاهده است، اما این موضوع همواره صدقیت نداشته و به خصوص در ترازهای بالای آب، گاهی خاک در مجاورت پی دچار نشست‌های زیادی شده که این موضوع نه تنها باعث افزایش نشست زیر پی نشده بلکه با شکل‌گیری جریان گسترش جانبی، مقدار نشست‌ها کمتر نیز می‌شود. در این موارد علاوه بر کنترل نشست، کنترل واژگونی سازه و لنگرهای وارد بر پی می‌بایست مورد بررسی قرار بگیرد.

۵. نشست‌های لرزه‌ای در زیر پی، گاهی در زمان پایان زلزله نیز افزایش می‌یابد اما این مقدار به قدری ناچیز بوده (نهایتاً ۵ میلیمتر) که به سادگی می‌توان از آن چشم‌پوشی کرد.

۶. ضریب اطمینان استاتیکی که از فلک خروجی می‌شود، همواره ارتباط مستقیمی با نشست‌های روانگرایی نداشته به طوری که گاهی مدل‌های دارای ضریب اطمینان بیشتر (سربار کمتر) در حالت استاتیک، تغییرات محسوس تری را تجربه کرده‌اند.

۷. در زیر فونداسیون (به دلیل وجود سربار) فشار آب منفذی کمتری ایجاد می‌شود و لذا همواره در یک تراز خاص، نسبت فشار منفذی زیر پی به نواحی بدون سربار، مقداری کمتر یا مساوی ۱ می‌باشد.

۸. بیشتر نشست‌ها مربوط به لایه‌ی سست با پتانسیل روانگرایی است به طوری که کاهش عمق این لایه باعث کاهش شدید در میزان نشست‌ها می‌شود. البته هر چه این لایه به طرف پایین میل کند، نشست‌های سطحی نیز کمتر خواهد شد.

۹. خروج فشار آب منفذی اضافی، پس از پایان لرزه در عمق‌های زیاد سریع‌تر رخ می‌دهد.

۱۰. شتاب افقی مشاهده شده در سازه با سربار کمتر عموماً بیشتر از شتاب افقی سازه با سربار زیاد بوده است که این موضوع می‌تواند مورد بررسی‌های بیشتر نیز قرار بگیرد.

۱۱. عمده‌ی نشست‌های حاصل، در چرخه‌های اول لرزه رخ نداده و عموماً بر زمان پیک زلزله متمرکز هستند بنابراین کاهش زمان زلزله و کاهش مقدار حداکثر شتاب زلزله، هر دو می‌توانند در کاهش خسارت‌ها، موثر باشند.

۱۲. نشست‌های زیر پی را نمی‌توان صرفاً به دلیل تراکم خاک‌ها دانست، بلکه گسترش جانبی خاک‌ها نیز گاهی منجر به جابه‌جایی خاک‌های زیر پی شده و بدین ترتیب نشست‌های بیشتری (و در برخی موارد کمتری) را سبب می‌شود.

۱۴. بدون در نظر گرفتن عرض پی، همواره سازه‌های با سربار بیشتر (طبقات بیشتر) نشست روانگرایی بیشتری را تجربه می‌کنند لذا افزایش طبقات در سازه مستلزم به کارگیری راه‌های جانبی از جمله استفاده از شمع‌ها هستند.

۱۵. افزایش سربار باعث افزایش نشست شده به طوری که میزان ۱۶ تن در سطوح روانگرایی بالا در مواردی منجر به شکست پی یا نشست‌های پانچ نیز می‌شود.

۱۶. همچنین زاویه‌ی اصطکاک در لایه اول از اهمیت بیشتری برخوردار بوده به طوری که افزایش آن از ۳۰ به ۳۵ درجه تاثیر چشم‌گیری در کاهش نشست‌ها داشته اما در لایه‌های بعدی که تحت تاثیر روانگرایی بوده اند. این تاثیر کمتر نمود می‌کند.

در نهایت از مجموع مطالب فوق و با در نظر گرفتن محدودیت‌های موجود در کشور، عرض پیشنهادی برای پی در سازه‌های حداکثر تا ۴ طبقه به صورت زیر تعریف می‌شود:

برای سازه‌های تا ۲ طبقه $5 \geq D \geq (B, 2m)$

برای سازه‌های ۲ تا ۴ طبقه $5 \geq D \geq 3m + PILE$

$$\frac{L}{D} \geq 1.5 \geq 1$$

با جمع بندی موارد فوق و به هنگام زلزله‌های شدید (0.4g-0.5g) با در نظر تاثیر سربار؛ در مواردی که سطح آب زیرزمینی بالا بوده و خاک تراکم متوسط و حداقل ریز دانه ۱۰ درصد را داراست، می‌توان حدود زیر را به عنوان حداقل الزام برای جلوگیری از خسارت‌های زیاد، و به جای نمودار ایشیهارا معرفی کرد:

نسبت عمق تاج غیر روانگرا به طول پی	نسبت عمق روانگرا به تاج غیر روانگرا	وضعیت سازه
$1 \geq \frac{H}{L}$	$H \leq B$	نیاز به تقویت و ترمیم خاک یا استفاده از شمع
$1 \geq \frac{H}{L}$	$H \geq B$	نیاز به بررسی بیشتر و مطالعه‌ی موردی
$1 < \frac{H}{L} < 1.6$	$H \geq B$	نشست در بازه‌ی مجاز (مناسب برای سازه تا ۲ طبقه)
$\frac{H}{L} \geq 1.6$	$H > 1.5B$	خطر پذیری بسیار کم و عدم نیاز به بررسی روانگرایی

در جدول فوق H عمق لایه‌ی غیر روانگرایی فوقانی و B عمق لایه‌ی روانگرایی میانی با حداقل ۱۰٪ ریزدانه و L طول پی و D عرض آن می‌باشد. در صورت استفاده از شمع، حداقل عمق آن ۸ متر است.

پیشنهادات:

با توجه به گستردگی مباحث در بحث روانگرایی پیشنهاد می‌شود محقق موضوعاتی را برای تکامل بحث فوق مورد بررسی قرار دهند. اولاً با توجه به تاثیر چشم‌گیر استفاده از شمع‌ها، بررسی تغییرات ابعاد و ویژگی‌های مقاومتی شمع بر نشست‌های زیر پی مورد بررسی قرار گیرد. دوماً به دلیل آنکه غالباً ساخت و سازها مجاور هم بوده و امکان تاثیر پذیری نشست‌ها از سربارهای مجاور نیز وجود دارد، تحقیقات بر روی اثر وجود سربار مجاور بر روی نشست‌های زیر پی انجام شود. سوماً می‌توان در فلک زهکش‌های قائم و افقی را مدل سازی کرد، بنابراین امکان بررسی تاثیر قرار دادن زهکش بر کاهش نشست‌ها از دیگر موضوعات قابل بررسی خواهد بود.

منابع:

- [۱] باقر لوحی و همکاران، «تعیین پتانسیل روانگرایی بستر ساحلی منطقه بندر عباس»، یازدهمین کنفرانس دانشجویان عمران سراسر کشور، دانشگاه هرمزگان، ۱۳۸۳
- [۲] مصطفی پسران بهبهانی؛ «شناخت و ارزیابی ساختگاه»، ماهنامه فنی تخصصی دانشنما، شماره پیاپی، ص ۱۷۲-۱۷۳ (۱۳۸۸)
- [۳] علی اکبر تقوایی؛ «مدیریت بحران در نشست‌های ساختمانی نمونه‌ی موردی: شهر تهران»، دو فصلنامه‌ی علمی پژوهشی مدیریت بحران، شماره‌ی اول، تهران. (۱۳۹۱)
- [۴] [۴] برآجا ام. داس؛ «فونداسیون‌های سطحی، ظرفیت باربری و نشست» ترجمه: عبدالمتین ستایش جهاد دانشگاهی واحد تهران، تهران (۱۳۸۵)
- [۴] [۴] زهرا انصاری؛ «ارزیابی پتانسیل روانگرایی در خاک‌های رسی مطالعه موردی: سایت اجرایی ایستگاه پمپاژ جزیره مینو»، پنجمین کنگره ملی مهندسی عمران اردیبهشت، دانشگاه فردوسی مشهد، (۱۳۸۹)
- [۵] [۵] محمود قهرمانی و همکاران؛ «بررسی تأثیر ریز دانه‌های پلاستیک بر مقاومت روانگرایی ماسه اشباع»، ژورنال زلزله شناسی و مهندسی زلزله، سال هشتم، شماره دوم (۱۳۹۱)
- [۶] [۶] نشریه شماره ۵۲۵؛ «راهنمای ارزیابی پتانسیل روانگرایی خاک، پیامدها و روشهای کاهش مخاطرات آن»، محل نشر: تهران، (۱۳۹۱)
- [۷] [۷] رحیمی ح و عباسی ن، «خاک‌های مشکل آفرین» چاپ اول، انتشارات دانشگاه تهران، تهران، (۱۳۹۴).
- [۸] [۸] سیاوش ضمیران، «مدل سازی سازه‌های خاکی و سنگی در فلک» چاپ دوم، انتشارات نوآور، تهران، (۱۳۹۳).

[7] Adalier K, Elgamal A, Meneses J, Baez JI. Stone columns as liquefaction countermeasure in non-plastic silty soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*;23(7):571–84 (2003)

- [8]Andrianopoulos, K. I., et al. “Effective stress analysis for the seismic response of shallow foundations on liquefiable sand,” in *Proceedings, 6th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, Graz, Austria, (2006).
- [9]Andrianopoulos, K. I., A. G. Papadimitriou and G. D. Bouckovalas. “Implementation of a Bounding Surface Model for Seismic Response of Sands,” in *Numerical Modeling in Geomechanics – 2006 (Proceedings of the 4th International Symposium, Madrid, Spain, May 2006)*, pp. 387-394. R. Hart and P. Varona, eds. Minneapolis, Minnesota: Itasca Consulting Group Inc. (2006).
- [52] Bartlett, s F. Youd T. L, “empirical analysis of horizontal ground displacement generated by liquefaction-induced lateral spreads” report NO. NCER-92-0021 NCEER SUNY ar buffalo (1992)
- [10]Byrne, P. M., E. Naesgaard and M. Seid-Karbasi. “Analysis and Design of Earth Structures to Resist Seismic Soil Liquefaction,” in *Sea to Sky Geotechnique (59th Canadian Geotechnical Conference & 7th Joint CGS/IAH-CNC Groundwater Specialty Conference, Vancouver, Canada, October 2006)*, pp. 1-24. R. M. Hardy Address (2006).
- [11] Byrne, P. M., S. S. Park and M. Beaty. “Seismic liquefaction: centrifuge and numerical modeling,” in *FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics – 2003 (Proceedings of the 3rd International FLAC Symposium, Sudbury, Canada, October 2003)*, pp. 321-331. R. Brummer et al., eds. Rotterdam: A. A. Balkema (2003)
- [12] Byrne, P “A Cyclic Shear-Volume Coupling and Pore-Pressure Model for Sand,”*Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics (St. Louis, Missouri, March, 1991)*, No. 1.24, 47-55. (1991)
- [13] Casagrande, A., “Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills,” *Jurnal of the Boston Society of Civil Engineers*, Vol. 23, No. 1, pp. 13-32. (1936)
- [14] Clayton, C. R. I., Milititsky, J and Woods, R. T “Earth Pressure and Earth-Retaining Structures,” London: Blackie Academic & Professional. (1993)

- [15] Darendeli, M. B. *Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves*. Ph.D. dissertation, presented to the Faculty of the Graduate School of The University of Texas at Austin (August (2001)).
- [16] Day, R.W. (2006), *Foundation engineering handbook*, McGraw-Hill, New York. Ebeling, R.M. and Morrison, E.E. *The Seismic Design of Waterfront Retaining Structures*, Naval Civil Engineering Laboratory, Technical Report ITL-92-11, Report No. NCEL TR-939. 255 p. (1993),
- [17] D.K. Karamitros, G.D. Bouckovalas, Y.K. Chaloulos ((Seismic settlements of shallow foundations on liquefiable soil with a clay crust)) National Technical University of Athens, School of Civil Engineering, Geotechnical Department, Heron Polytechniou 9, 15780 Zografou, Greece (2013)
- [18] Dawson, E. M., et al. "A practice-oriented pore pressure generation model," *FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics – 2001 (Proceedings of the 2th International FLAC Symposium, Lyon, France, May 2006)*, pp. 47-52. D. Billiaux et al., eds. Rotterdam: A. A. Balkema (2001).
- [56] Dobry, R., Ladd, R., Yokel, F., Chung, R., and Powell, D., *Prediction of Pore Water Pressure Buildup and Liquefaction of Sands During Earthquakes by the Cyclic Strain Method*, National Bureau of Standards Building Science Series, 138, U.S. Dept. of Commerce. (1982)
- [19] F. Amini*, K.M. Sama ((Behavior of stratified sand–silt–gravel composites under seismic liquefaction conditions)) Civil Engineering, MB4202, University of the District of Columbia, Washington, DC 20008, USA Received August (1998)
- [20] Inel, S., W. H. Roth, and C. de Rubertis. "Nonlinear Dynamic Effective-Stress Analysis of Two Case Histories," *3rd Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Missouri*, paper no. 14.14:1735-1741 (1993).
- [21] Ishihara, K. and Yoshimine, M. (1992), *Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes*, *Soils and Foundations*, 32(1), 178-188.
- [22] Ishihara, K and Tokimatsu, K. (1988). "Simplified Procedures for the evaluation of settlements of structures during earthquakes", *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan*, 3, 95-100.

- [23] Itasca. FLAC: Fast lagrangian analysis of continua version 7.0.41. Minneapolis, Minnesota, USA. (2012)
- [24] Itasca. FLAC3D: Fast lagrangian analysis of continua in 3 dimensions version 5.01. Minneapolis, Minnesota, USA. (2015)
- [62] Iwasaki, T. Tatsuoka, F. Tokida, K.I. and Yasuda, S.A. “Practical Method for Assessing Soil Liquefaction Potential Based on Case Studies at Various Sites in Japan”, Proceedings of the 2nd International Conference on Microzonation for Safer Construction Research and Application, Vol. 2, pp. 885-896, San Francisco, California, November, (1978).
- [24] Kamal Mohamed Hafez Ismail Ibrahim ((Liquefaction analysis of alluvial soil deposits in Bedsa south west of Cairo)) Civil Engineering Dep. Suez Canal University, Egypt (2014)
- [26] Kutter, B. L., J. C. Chou and T. Travasarou. “Centrifuge Testing of the Seismic Performance of a Submerged Cut-and-Cover Tunnel in Liquefiable Soil,” in *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV (Proceedings of the Conference, Sacramento, California, May 2008)*, Geotechnical Special Publication No. 181. D. Zeng, M. T. Manzari and D. R. Hiltunen, eds. New York: ASCE (2008).
- [27] Kuhlemeyer, R. L., and J. Lysmer. “Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems,” *J. Soil Mech. & Foundations, Div. ASCE*, 99(SM5), 421-427 (1973).
- [28] Karamitros DK, Bouckovalas GD, Chaloulos YK, Andrianopoulos KI. ((Numerical analysis of liquefaction-induced bearing capacity degradation of shallow foundations on a two-layered soil profile)). *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*; 44:90–101. (2012)
- [29] Karamitros DK, Bouckovalas GD, Chaloulos YK, ((seismic settlements of shallow foundations on liquefiable soil with clay crust)). *Soil dynamics and engineering*; 46 64-76 (2013)
- [49] liqIT 4.7.0 GEOLOGISMIKI geotechnical software. (2006)

- [29] Liyanathirana D.S. and Poulos H.G “Numerical simulation of soil liquefaction due to earthquake loading,” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22, 511–523 (2002)
- [30] Martin, GR, WDL. Finn and HB. Seed “Fundamentals of Liquefaction Under Cyclic Loading,” *J. Geotech. Div. ASCE*, 101(GT5), 423-438. (1975)
- [31] Meyerhof GG, Hanna AM. Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load. *Canadian Geotechnical Journal*;15(4):565–72.(1978)
- [32] mitchell, J. K. “Recent Developments in Ground Improvement for Mitigation of Seismic Risk to Existing Embankment Dams,” in *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil DynamicsIV (Proceedings of the Conference, Sacramento, California, May 2008)*, Geotechnical Special Publication No. 181. D. Zeng, M. T. Manzari and D. R. Hiltunen, eds. New York: ASCE (2008).
- [48] novoliq 3.2.2, 4188 Hoskins Road, North Vancouver, BC, Canada. (2015)
- [33] Olson, S. M., et al. “1907 Static Liquefaction Flow Failure of the North Dike of Wachusett Dam,” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(12), 1184-1193. (2000)
- [53] Prakash, S., Puri, V.K. and Kumar, S. Seismic settlement of shallow foundations. *Proceedings of the 10th National Conference in Earthquake Engineering*, Earthquake Engineering Research Institute, Anchorage, AK, (2014).
- [34] Poulos H.G. Settlement of isolated foundations, *Proceedings of the General Session of the Symposium Held at The University of New South Wales, Kensington, NSW, July 14-18, , pp. 181-212.*(1975)
- [35] Seed, H.B. and Idriss, I.M “Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential,” *Jnl GED, ASCE*, 97(9), 1249-1273. (1971)
- [36] Seed, H. Bolton, and I. M. Idriss. “Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis,” *Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley*, Report No. UCB/EERC-70/10, p. 48 (1970).
- [59] Seed, H.B. Idriss, I.M. Makdisi, F. and Banerjee N. “Representation of Irregular Stress Time

Histories by Equivalent Uniform Stress Series in Liquefaction Analyses”, Technical Report No. EERC-75/29, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, CA, USA. (1975),

[37] Seed, H. B., “Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquake,” *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 105(2), pp. 201-255. (1979)

[38] Seed, H. Bolton, and I. M. Idriss. “Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis,” Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Report No. UCB/EERC-70/10, p. 48 (December 1970).

[39] Seed, H. B., and I. Idriss. “Influence of Soil Conditions on Ground Motion During Earthquakes,” *J. Soil Mech. Found., Div. ASCE*, 95, 99-137 (1969).

[61] Seed, H.B. Tokimatsu, K. Harder, L.F. and Chung, R.M. “The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluation”, *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(12), pp.1425-1445. (1985),

[40] Schmertmann J.H. Static cone to compute static settlement over sand, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, No. 3, Vol. 96/1970, pp. 1011-1043.

[41] silver, M. L., and seed H. B., “volume change in sands during cycle loading”, *journal of the mechanics foundation division*, ASCE, NO. SM9 (1971)

[42] Skempton A.W. and Macdonald, “The allowable settlement of buildings” *Proceedings of the I.C.E.*, Vol. 5, No. 3, Pt 3, pp 737–784. (1956)

[43] Sun, J. I., R. Golesorkhi and H. Bolton Seed. “Dynamic Moduli and Damping Ratios for Cohesive Soils,” Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Report No. UCB/EERC-88/15, p. 42 (1988).

[44] Taibat, M. and Shahir, H. and Pak, A., (2006), ”Study Of Pore Pressure Variation During Liquefaction Using Two Constitutive Models For Sand”, *soil dynamics and earthquake engineering*, 27 (2007), pp 60-72.

[45] Terzaghi, K. "Modern Conceptions Concerning Foundation Engineering," *Jurnal of Contributions to soil mechanics*, pp. 1-43. (1925)

[60] Youd, T.L. Idriss, I.M. Andrus, R.D. Arango, I. Castro, G. Christian, J.T. Dobry, R. Finn, W.D.L. Harder Jr. L.F. Hynes, M.E. Ishihara, K. Koester, J.P. Liao, S.S.C. Marcuson III, W.F. Martin, G.R. Mitchell, J.K. Moriwaki, Y. Power, M.S. Robertson, P.K. Seed, R.B. and Stokoe, K.H. II. "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(10), pp. 817-833. (2001),

[46] Wahls, H. "tolerable settlement of buildings" *j.geotech.Engrg.*, 10.1061/(asce)07339410, 1495-1496. (1981)

[50] <http://www.behjatnews.ir>

[57] <http://www.ce.washington.edu/~liquefaction/html/how/resistantstructures.html>

[51] Zhaohui Yang, .Ahmed Elgama "Sand Boils and Liquefaction-Induced Lateral Deformation" University of California at San Diego, U.S.A.

پیوست ۱:

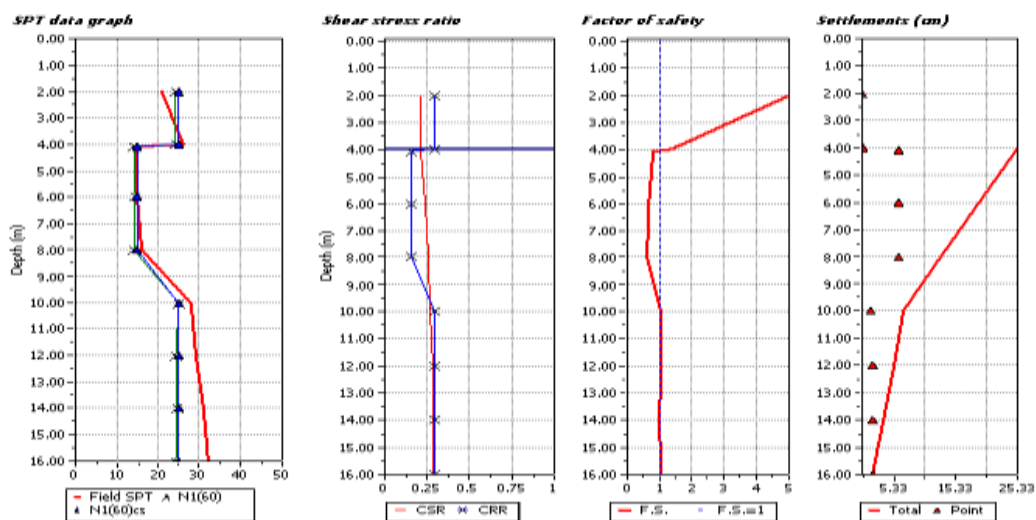
نمودارهای حاصل از نرم افزار liqIT

Project title : برآورد لرزه ای

Project subtitle : سست در لایه خاک ماسه-رس 4 متر دارای آب زیر زمینی

Input parameters and analysis data

In-situ data type:	Standard Penetration Test	Depth to water table:	4.00 m
Analysis type:	Deterministic	Earthquake magnitude M_w :	6.60
Analysis method:	NCEER 1998	Peak ground acceleration:	0.42 g
Fines correction method:	None	User defined F.S.:	1.00

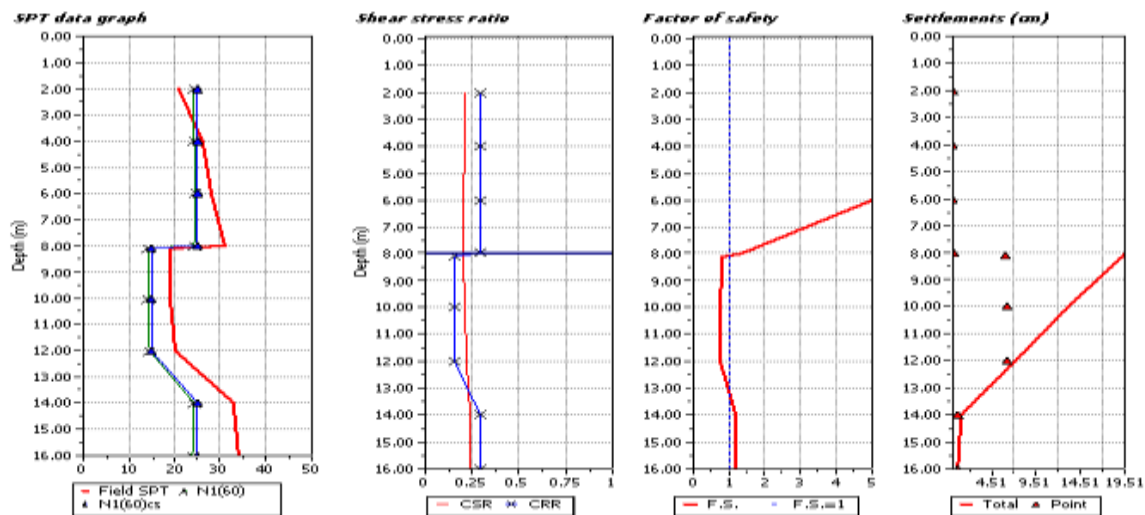


Project title : برآورد لرزه ای

Project subtitle : سست در لایه خاک ماس-رس 8 متر و خاک ماسه-رس 8 متر و خاک ماسه-رس 8 متر

Input parameters and analysis data

In-situ data type:	Standard Penetration Test	Depth to water table:	8.00 m
Analysis type:	Deterministic	Earthquake magnitude M_w :	6.60
Analysis method:	NCEER 1998	Peak ground acceleration:	0.42 g
Fines correction method:	None	User defined F.S.:	1.00



شکل ۱. ضریب اطمینان حاصل از نرم افزار liqIT در دو وضعیت مفروض.

:: Settlements calculation for saturated sands ::

Point ID	$N_{1(60)}$	N_1	FS_L	e_v (%)	Settle. (cm)
1	25.00	20.83	5.00	0.00	0.00
2	25.00	20.83	1.39	0.11	0.22
3	15.00	12.50	0.79	3.05	6.09
4	15.00	12.50	0.69	3.06	6.13
5	15.00	12.50	0.63	3.06	6.13
6	25.00	20.83	1.05	0.74	1.47
7	25.00	20.83	1.03	0.89	1.78
8	25.00	20.83	1.02	0.93	1.86
9	25.00	20.83	1.04	0.83	1.65

Total settlement : 25.33

$N_{1(60)}$:	Stress normalized and corrected SPT blow count
N_1 :	Japanese equivalent corrected value
FS_L :	Calculated factor of safety
e_v :	Post-liquefaction volumetric strain (%)
Settle.:	Calculated settlement (cm)

شکل ۲. نشست در وضعیت اول

:: Settlements calculation for saturated sands ::

Point ID	$N_{1(60)}$	N_1	FS_L	e_v (%)	Settle. (cm)
1	25.00	20.83	5.00	0.00	0.00
2	25.00	20.83	5.00	0.00	0.00
3	25.00	20.83	5.00	0.00	0.00
4	25.00	20.83	1.39	0.11	0.22
5	15.00	12.50	0.82	3.04	6.07
6	15.00	12.50	0.77	3.05	6.10
7	15.00	12.50	0.74	3.06	6.11
8	25.00	20.83	1.21	0.25	0.49
9	25.00	20.83	1.21	0.26	0.51

Total settlement : 19.51

$N_{1(60)}$:	Stress normalized and corrected SPT blow count
N_1 :	Japanese equivalent corrected value
FS_L :	Calculated factor of safety
e_v :	Post-liquefaction volumetric strain (%)
Settle.:	Calculated settlement (cm)

شکل ۳. نشست در وضعیت دوم

:: Cyclic Stress Ratio calculation (CSR fully adjusted and normalized) ::

Point ID	Depth (m)	Sigma (kPa)	u (kPa)	Sigma' (kPa)	r_d	CSR	MSF	CSR _{eq,M=7.5}	K _{sigma}	CSR*
1	2.00	40.18	0.00	40.18	0.98	0.27	1.27	0.21	1.00	0.21
2	4.00	80.36	0.00	80.36	0.95	0.26	1.27	0.21	1.00	0.21
3	4.10	82.17	0.98	81.19	0.95	0.26	1.27	0.21	1.00	0.21
4	6.00	116.62	19.62	97.00	0.92	0.30	1.27	0.24	1.00	0.24
5	8.00	152.88	39.24	113.64	0.88	0.32	1.27	0.25	0.99	0.26
6	10.00	193.06	58.86	134.20	0.84	0.33	1.27	0.26	0.95	0.27
7	12.00	233.24	78.48	154.76	0.79	0.33	1.27	0.26	0.93	0.28
8	14.00	273.42	98.10	175.32	0.75	0.32	1.27	0.25	0.91	0.28
9	16.00	313.60	117.72	195.88	0.71	0.31	1.27	0.25	0.89	0.28

Depth : Depth from free surface, at which SPT was performed (m)
 Sigma : Total overburden pressure at test point, during earthquake (kPa)
 u : Water pressure at test point, during earthquake (kPa)
 Sigma' : Effective overburden pressure, during earthquake (kPa)
 r_d : Nonlinear shear mass factor
 CSR : Cyclic Stress Ratio
 MSF : Magnitude Scaling Factor
 CSR_{eq,M=7.5} : CSR adjusted for M=7.5
 K_{sigma} : Effective overburden stress factor
 CSR* : CSR fully adjusted

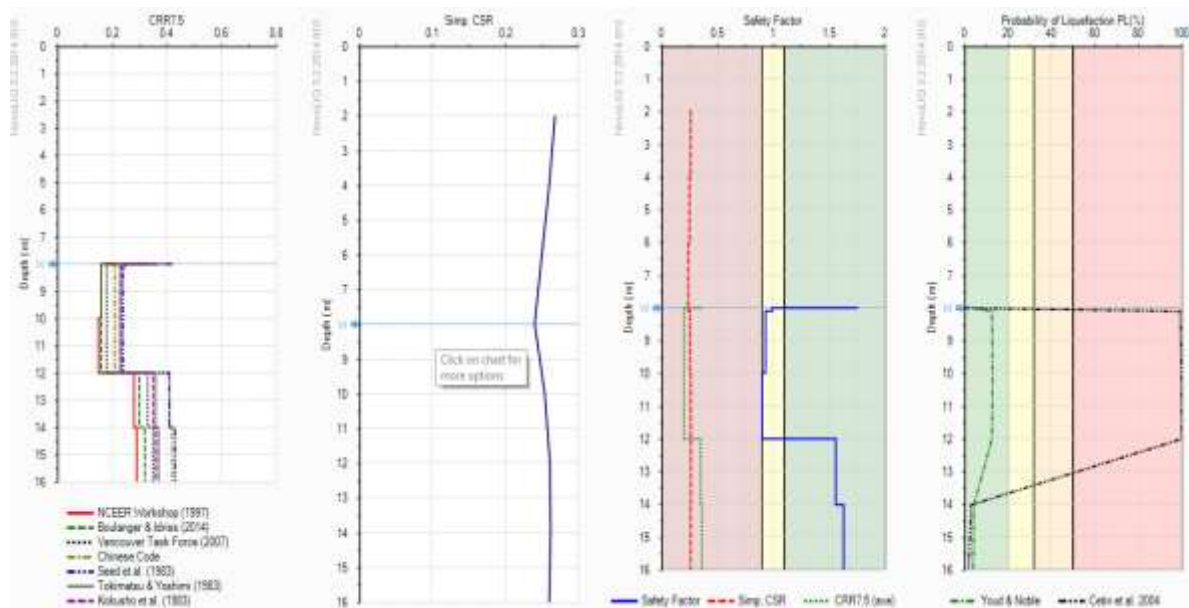
شکل ۴. محاسبه‌ی تنش‌های چرخه‌ای در وضعیت اول

:: Cyclic Stress Ratio calculation (CSR fully adjusted and normalized) ::

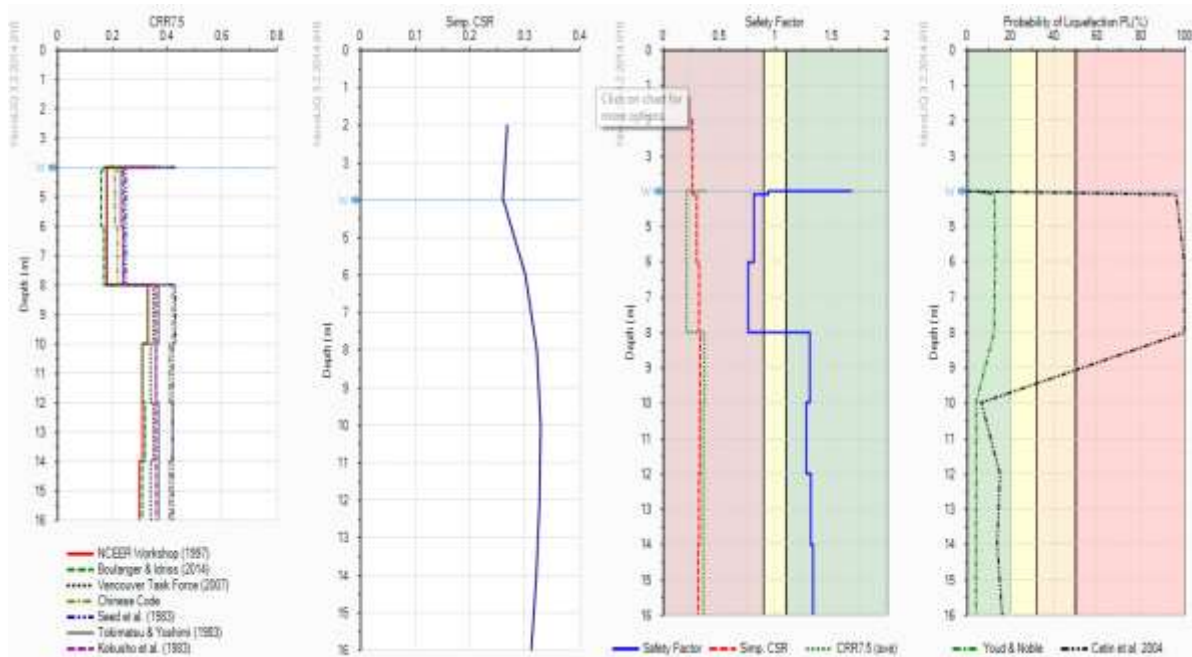
Point ID	Depth (m)	Sigma (kPa)	u (kPa)	Sigma' (kPa)	r_d	CSR	MSF	CSR _{eq,M=7.5}	K _{sigma}	CSR*
1	2.00	40.18	0.00	40.18	0.98	0.27	1.27	0.21	1.00	0.21
2	4.00	80.36	0.00	80.36	0.95	0.26	1.27	0.21	1.00	0.21
3	6.00	120.54	0.00	120.54	0.92	0.25	1.27	0.20	0.97	0.20
4	8.00	160.72	0.00	160.72	0.88	0.24	1.27	0.19	0.93	0.20
5	8.10	162.53	0.98	161.55	0.88	0.24	1.27	0.19	0.95	0.20
6	10.00	196.98	19.62	177.36	0.84	0.25	1.27	0.20	0.94	0.21
7	12.00	233.24	39.24	194.00	0.79	0.26	1.27	0.21	0.93	0.22
8	14.00	273.42	58.86	214.56	0.75	0.26	1.27	0.21	0.88	0.24
9	16.00	313.60	78.48	235.12	0.71	0.26	1.27	0.20	0.87	0.24

Depth : Depth from free surface, at which SPT was performed (m)
 Sigma : Total overburden pressure at test point, during earthquake (kPa)
 u : Water pressure at test point, during earthquake (kPa)
 Sigma' : Effective overburden pressure, during earthquake (kPa)
 r_d : Nonlinear shear mass factor
 CSR : Cyclic Stress Ratio
 MSF : Magnitude Scaling Factor
 CSR_{eq,M=7.5} : CSR adjusted for M=7.5
 K_{sigma} : Effective overburden stress factor
 CSR* : CSR fully adjusted

شکل ۵. محاسبه‌ی تنش‌های چرخه‌ای در وضعیت دوم

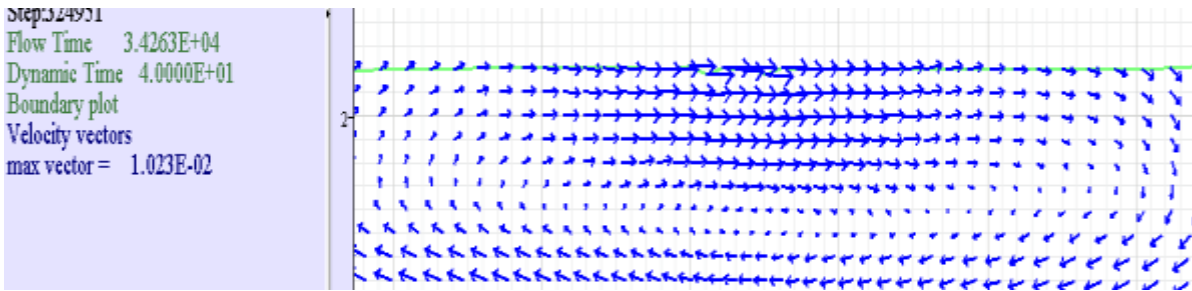


شکل ۹. ضریب اطمینان مربوط به وضعیت اول و حضور لایه‌ی روانگرا در عمق ۴-۸ متر با نرم افزار novoliq

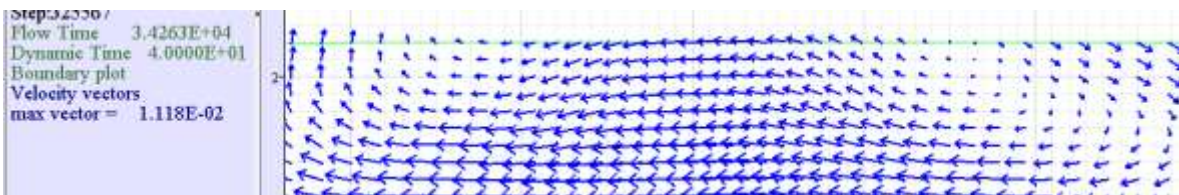


شکل ۱۰. ضریب اطمینان مربوط به وضعیت دوم و حضور لایه‌ی روانگرا در عمق ۸-۱۲ متر با نرم افزار novoliq

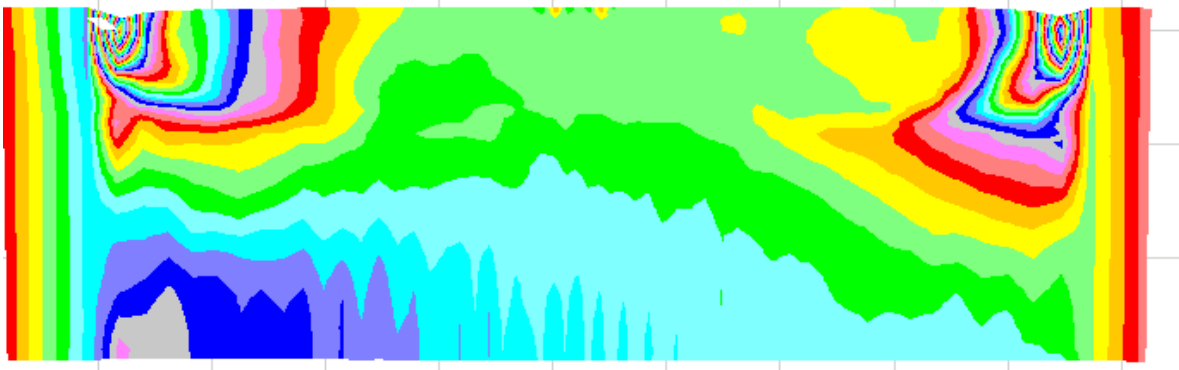
پیوست ۳ : سایر کمیت‌های نرم افزار فلک



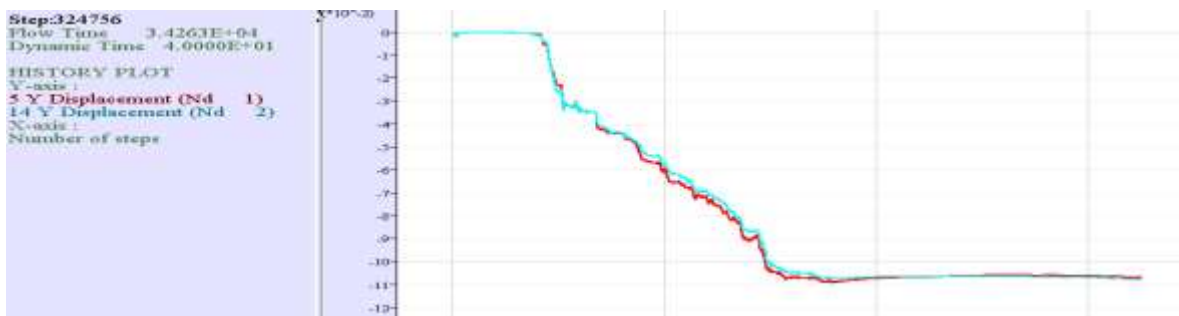
شکل ۱۱. نحوه‌ی شکل‌گیری جریان و جهت‌گیری بردارهای سرعت در حضور لایه‌ی روانگرا در عمق ۴-۸ متر



شکل ۱۲. نحوه‌ی شکل‌گیری جریان و جهت‌گیری بردارهای سرعت در حضور لایه‌ی روانگرا در عمق ۸-۱۲ متر



شکل ۱۳. یک نمونه از وضعیت کلی نشست در تمام توده‌ی خاک، بعد از زلزله



شکل ۱۴. نمونه‌ای از مسیر نشست‌های دو طرف پی صلب در طی ۴۰ ثانیه زمان زلزله

Abstract:

Liquefaction is an evidence that occur in loss sands during earthquakes structures and foundations. each year This imposing lots of damage to damage and impose phenomenon will bring thousands of human lives in to huge costs to the country's economy. We also experienced This kind of life and financial damages in rudbar earthquake in Iran. But the most important the liquefaction are water table, soil density, soil factors that affects foundation type is another factor properties and excess load. More over the In this study first we argue about in increase or decrease of damages. settlement of nonlinear modeling of layered soils, then we measure the rigid foundations that has occur by the earthquake and then we will monitor effect of water table, density increase and also the effect of layers depth the of pile, with deferent type of soils (include in presence and absent The bam records and the flac Itasca liquefiable and nonliquefiable soils). In the end, the results 7.00.411 software, has been used for this modeling. been have been compared with seed and iwasaki methods and also they has compare with novoliq software and liqIT software results, and the new liquefaction in the intense earthquakes has been modified. boundaries for

Keywords: liquefaction, finn-byrne model, dynamic analyze, layered soils, numerical modeling, rigid foundation



Faculty of Civil Engineering

MSc Thesis in Geotechnical Engineering

Behavior of different types of rigid foundation in layered liquefiable soil during seismic liquefaction

By: Javad Tahamtan

Supervisor:

Dr. Seyed Mahdi Hosseini

February 2016