جمهوری اسلامی ایران

معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور

راهنمای ارزیابی پتانسیل روانگرایی خاک، پیامدها و روش‌های کاهش مخاطرات آن

نشریه شماره ۵۲۵

معاونت نظارت راهبردی

امور نظام فنی

nezamfanni.ir

۱۳۹۱

بسمه تعالی

[illegible]

معاون برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور

شماره: ۱۰۰/۴۷۴۸۰

تاریخ: ۱۳۹۱/۶/۱۵

بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور و پیمانکاران

موضوع: راهنمای ارزیابی پتانسیل روانگرایی خاک، پیامدها و روش‌های کاهش مخاطرات آن

به استناد ماده (۳۳) قانون برنامه و بودجه و ماده (۶) آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمران مصوب سال ۱۳۵۲ و در چارچوب نظام فنی و اجرایی کشور، موضوع تصویبنامه شماره ۴۲۲۳۹/ت۳۳۴۹۷هـ مورخ ۳۰/۴/۱۳۸۵ هیأت محترم وزیران، به پیوست نشریه شماره ۵۲۵ امور نظام فنی با عنوان «راهنمای ارزیابی پتانسیل روانگرایی خاک، پیامدها و روش‌های کاهش مخاطرات آن» از نوع گروه سوم ابلاغ می‌شود.

رعایت مفاد این ضابطه برای دستگاه‌های اجرایی، مشاوران، پیمانکاران و سایر عوامل ذی‌نفع نظام فنی و اجرایی، در صورت نداشتن ضوابط مقرر بهتر، از تاریخ ۱/۹/۱۳۹۱ اجباری است.

بهروز مرادی

843686

اصلاح مدارک فنی

خواننده گرامی

امور نظام فنی معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، با استفاده از نظر کارشناسان برجسته مبادرت به تهیه‌ی این نشریه کرده و آن را برای استفاده به جامعه‌ی مهندسی کشور عرضه نموده است. با وجود تلاش فراوان، این اثر مصون از ایرادهایی نظیر غلطهای مفهومی، فنی، ابهام، ایهام و اشکالات موضوعی نیست.

از این‌رو، از شما خواننده‌ی گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده‌ی هرگونه ایراد و اشکال فنی مراتب را به صورت زیر گزارش فرمایید:

۱-شماره‌ی بند و صفحه‌ی موضوع مورد نظر را مشخص کنید.

۲-ایراد مورد نظر را به صورت خلاصه بیان دارید.

۳-در صورت امکان متن اصلاح شده را برای جایگزینی ارسال نمایید.

٤-نشانی خود را برای تماس احتمالی ذکر فرمایید.

کارشناسان این امور نظرهای دریافتی را به دقت مطالعه نموده و اقدام مقتضی را معمول خواهند داشت. پیشاپیش از همکاری و دقت نظر جنابعالی قدردانی می‌شود.

نشانی برای مکاتبه : تهران، میدان بهارستان، خیابان صفی علی‌شاه – مرکز تلفن ۳۳۲۷۱ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، امور نظام فنی

web: nezamfanni.ir **Email:info@nezamfanni.ir**

بسمه تعالی

پیشگفتار

با توجه به قرار گرفتن ایران در منطقه‌ای با خطر لرزه‌خیزی بالا، نیروهای ناشی از زلزله یکی از عوامل کنترل‌کننده‌ی طراحی در مهندسی عمران می‌باشد. ماهیت و روش اعمال این نیروها روی سازه موضوع شناخته شده‌ای است که در آیین‌نامه‌های مختلف به تفصیل در مورد آن‌ها توضیح داده شده است. در قلمرو ژئوتکنیک، با وجود آن که سال‌های نسبتا زیادی از مشاهده‌ی مخاطرات لرزه‌ای مختلف می‌گذرد، این پدیده‌ها نسبت به اثرات زلزله روی سازه ناشناخته‌تر هستند. به نظر می‌رسد که پیچیدگی ساز و کار و نیاز به تحقیقات گسترده و پرهزینه‌تر عامل اصلی این عدم شناخت نسبی باشد.

یکی از این مخاطرات لرزه‌ای که بنابر آمارهای موجود در زلزله‌های اخیر، مخرب‌ترین اثر زلزله در مناطق مستعد بوده است، پدیده‌ی روانگرایی است. این پدیده در دنیا با دو زلزله‌ی نیگاتا و آلاسکا در سال ۱۹۶۴ میلادی و در کشور ما با زلزله‌ی منجیل در سال ۱۳۶۹ شمسی به عنوان یک خطر لرزه‌ای مهم شناخته شد. روانگرایی هم‌اکنون به عنوان یکی از اصلی‌ترین زیرشاخه‌های ژئوتکنیک لرزه‌ای در اکثر مراکز تحقیقاتی دنیا مورد مطالعه قرار می‌گیرد، اما در کشور ما تاکنون فعالیت موثری که منجر به تهیه‌ی راهنما و دستورالعمل اجرایی در این زمینه شود، صورت نپذیرفته است. قرار گرفتن ایران در ناحیه‌ی با خطر لرزه‌خیزی بالا از یک سو و مستعد بودن شرایط خاک در بسیاری از مناطق ساحلی و نواحی با سطح آب زیرزمینی بالا از سوی دیگر تهیه‌ی راهنما برای بررسی احتمال وقوع این پدیده و کنترل اثرات آن را ایجاب می‌کند.

نظام فنی و اجرایی کشور (مصوبه شماره ۴۲۳۳۹/ت۳۳۴۹۷هـ مورخ ۱۳۸۵/۴/۲۰ هیات محترم وزیران) به کارگیری معیارها، استانداردها و ضوابط فنی در مراحل تهیه و اجرای طرح و نیز توجه لازم به هزینه‌های نگهداری و بهره‌برداری در قیمت تمام شده‌ی طرح‌ها را مورد تاکید جدی قرار داده است. لذا «راهنمای ارزیابی پتانسیل روانگرایی خاک، پیامدها و روش‌های کاهش مخاطرات آن» در راستای اهداف برنامه‌ی تدوین ضوابط و معیارهای فنی ژئوتکنیک و با بهره‌گیری از تجربه‌های موجود در جهان تهیه شده است.

فصل اول این راهنما به معرفی پدیده‌ی روانگرایی، مرور سوابق رخداد آن در طی زلزله‌های گذشته و در نهایت بررسی ساز و کار آن می‌پردازد. در فصل دوم مخاطرات ناشی از روانگرایی به همراه چارجوب کلی ارزیابی این مخاطرات مورد بررسی قرار می‌گیرد. آشنایی با عوامل موثر بر استعداد روانگرایی و ارایه‌ی روش‌های ارزیابی این استعداد برای انواع خاک‌ها موضوع فصل بعدی راهنما می‌باشد. فصل چهارم روش‌های ارزیابی پتانسیل روانگرایی را در قالب دو گروه کلی روش‌های عددی و تجربی و آزمایشگاهی مورد بررسی قرار داده و زمینه را برای ارایه‌ی جزییات ارزیابی پتانسیل براساس یکی از روش‌ها یعنی روش تنش در فصل ششم فراهم می‌کند. در صورت برقراری پایداری کلی ساختگاه، تخمین تغییرمکان‌های لرزه‌ای مرتبط با روانگرایی به منظور مقایسه با معیارهای عملکردی براساس توصیه‌های فصل هفتم انجام می‌شود. چنانچه به دلیل عدم پایداری ساختگاه یا تغییرمکان‌های بیش از حد، عملکرد رضایت‌بخش سازه‌ها و تاسیسات تامین نشود، می‌توان از روش‌های مختلف بهسازی خاک برای کاهش مخاطرات روانگرایی استفاده کرد. کلیات روش‌های بهسازی در کنار جزییات تعدادی از آن‌ها موضوع فصل هشتم راهنما است. در نهایت با ارایه‌ی چهار مثال کاربردی سعی شده است تا نحوه‌ی به کارگیری روابط و توصیه‌های ارایه شده در فصل‌های مختلف در عمل نشان داده شود.

با وجود همه‌ی تلاش‌های انجام شده، قطعا هنوز کاستی‌هایی در متن موجود است که انشاءا... کاربرد عملی و وسیع این نشریه توسط مهندسان و محققان، موجبات شناسایی و برطرف نمودن آن‌ها را فراهم خواهد نمود.

بدین وسیله معاونت نظارت راهبردی از تلاش و جدیت رییس امور نظام فنی جناب آقای مهندس غلامحسین حمزه مصطفوی و کارشناسان محترم امور نظام فنی و کارشناسان و متخصصان محترم در امر تهیه و نهایی نمودن این نشریه، تشکر و قدردانی می‌نماید و از ایزد منان توفیق روزافزون همه‌ی این بزرگواران را آرزومند می‌باشد.

معاون نظارت راهبردی

تابستان ۱۳۹۱

تهیه و کنترل

مجری: مهندسین مشاور گمانه‌کاو

اعضای گروه تهیه‌کننده:

بدیل پهلوان	دکترای مهندسی عمران- ژئوتکنیک	
سید محسن حائری (ناظر کیفی)	دکترای مهندسی عمران- ژئوتکنیک	دانشگاه صنعتی شریف
دکتر سید مهدی حسینی	دکترای مهندسی عمران- ژئوتکنیک	
مهندس مجتبی چمن‌زاد	کارشناس ارشد مهندسی عمران- ژئوتکنیک	
مهندس علیرضا صادقی	کارشناس ارشد مهندسی عمران- ژئوتکنیک	
مهندس کامی محمدی(مدیر فنی پروژه)	کارشناس ارشد مهندسی عمران- ژئوتکنیک	
مهندس روزبه وکیلی	کارشناس ارشد مهندسی عمران- ژئوتکنیک	

اعضای گروه نظارت:

دکتر علی شفیعی	پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
دکتر اسدا... نورزاد	دانشگاه تهران

اعضای کارگروه بازخوانی و نهایی نمودن نشریه:

یاسر جعفریان	دکترای مهندسی عمران- ژئوتکنیک
سید مهدی حسینی	دکترای مهندسی عمران- ژئوتکنیک
شهرزاد روشن‌خواه	کارشناس ارشد مهندسی عمران- ژئوتکنیک (دفتر نظام فنی اجرایی)
علیرضا صادقی	کارشناس ارشد مهندسی عمران- ژئوتکنیک
کامی محمدی	کارشناس ارشد مهندسی عمران- ژئوتکنیک
روزبه وکیلی	کارشناس ارشد مهندسی عمران- ژئوتکنیک

اعضای گروه تایید کننده:

علی تبار	معاون امور نظام فنی
فرزانه آقارمضانعلی	رییس گروه امور نظام فنی
شهرزاد روشن‌خواه	کارشناس مهندسی عمران امور نظام فنی

فهرست مطالب

عنوان **صفحه**

فصل ۱- مقدمه

۱-۱- معرفی پدیده‌ی روانگرایی ۳
۱-۱-۱- روانگرایی به عنوان یکی از عوامل خرابی در زلزله ۳
۱-۱-۱-۱- خرابی‌های مستقیم ۳
۱-۱-۱-۲- خرابی‌های غیر مستقیم ۴
۱-۱-۲- بررسی شکل‌گیری پدیده‌ی روانگرایی ۵
۱-۱-۳- تاریخچه‌ای از تعریف روانگرایی ۶
۱-۱-۴- اصطلاحات علمی ۹
۱-۲- سوابق ۱۱
۱-۲-۱- مقدمه ۱۱
۱-۲-۲- زلزله‌ی Alaska، ۱۹۶۴ ..... ۱۲
۱-۲-۲-۱- ساختگاه Snow River ۱۳
۱-۲-۳- زلزله‌ی Nigata، ۱۹۶۴ ..... ۱۴
۱-۲-۳-۱- ساختمان‌های شهر Kawagishi-Cho ۱۵
۱-۲-۳-۲- ساختمان‌های NHK (رادیو و تلویزیون ژاپن) ۱۶
۱-۲-۳-۳- پل Showa ۱۷
۱-۲-۴- زلزله‌ی San Fernando، ۱۹۷۱ ..... ۱۷
۱-۲-۴-۱- سد پایینی San Fernando ۱۸
۱-۲-۴-۲- ساختگاه Juvenile Hall ۱۹
۱-۲-۵- زلزله‌ی Loma Prieta، ۱۹۸۹ ..... ۱۹
۱-۲-۵-۱- ناحیه‌ی ساحلی Marina ۲۰
۱-۲-۵-۲- جزیره‌ی Treasure ۲۱
۱-۲-۶- زلزله‌ی منجیل- رودبار، ۱۹۹۵ ..... ۲۲
۱-۲-۷- زلزله‌ی Kobe، ۱۹۹۵ ..... ۲۳
۱-۲-۷-۱- جزیره‌ی Port Island ۲۴
۱-۲-۸- زلزله‌ی Kocaeli، ۱۹۹۹ ..... ۲۵

۱-۲-۸-۱- شهر Adapazari ۲۵
۱-۲-۸-۲- نواحی ساحلی ۲۶
۱-۲-۹- زلزله‌ی Chi Chi، ۱۹۹۹ ..... ۲۷
۱-۲-۹-۱- شهر Yuanlin ۲۸
۱-۲-۹-۲- بندر Taichung ۲۹
۱-۳- سازوکار روانگرایی ۳۰
۱-۳-۱- مفهوم مقدماتی ۳۰
۱-۳-۲- تعریف جامع روانگرایی ۳۱
۱-۳-۲-۱- رفتار خاک تحت برش زهکشی نشده ۳۱
۱-۳-۲-۲- رویه‌های خرابی ناشی از روانگرایی ۳۳
۱-۳-۲-۳- انواع روانگرایی ۳۵

فصل ۲- شناخت و ارزیابی مخاطرات روانگرایی

۲-۱- مقدمه ۴۳
۲-۲- اثرات روانگرایی ۴۳
۲-۲-۱- جوشش ماسه ۴۳
۲-۲-۲- گسیختگی جریانی ۴۵
۲-۲-۳- گسترش جانبی ۴۷
۲-۲-۴- نوسان زمین ۴۸
۲-۲-۵- از دست رفتن ظرفیت باربری ۴۹
۲-۲-۶- نشست زمین ۵۰
۲-۲-۷- خرابی سازه‌های ساحلی ۵۱
۲-۲-۸- شناوری سازه‌های مدفون ۵۳
۲-۲-۹- اثر بر روی پاسخ ساختگاه ۵۳
۲-۳- روش ارزیابی مخاطرات ۵۵

فصل ۳- بررسی استعداد روانگرایی

۳-۱- عوامل موثر بر استعداد روانگرایی خاک‌ها ۶۱
۳-۱-۱- تراز آب زیرزمینی ۶۱
۳-۱-۲- نوع خاک ۶۳
۳-۱-۳- تراکم نسبی ۶۴

۳-۱-۴- دانه‌بندی ۶۵
۳-۱-۵- شرایط زهکشی ۶۶
۳-۱-۶- شکل ذرات ۶۶
۳-۱-۷- سن زمین‌شناسی و خصوصیات زمین‌ریخت‌شناسی ۶۷
۳-۱-۸- شرایط تاریخچه‌ای ۶۷
۳-۱-۹- فشار همه‌جانبه ۶۷
۳-۲- معیارهای تعیین استعداد روانگرایی خاک‌های ریزدانه (رس و سیلت) ۷۰
۳-۲-۱- معیار چینی (Wang 1979, 1981) ۷۰
۳-۲-۲- معیار Andrews and Martin (2000) ۷۱
۳-۲-۳- معیار Seed et al. (2003) ۷۲

فصل ۴- روش‌های بررسی پتانسیل وقوع پدیده‌ی روانگرایی

۴-۱- مقدمه ۷۹
۴-۲- روش تنش تناوبی ۸۰
۴-۲-۱- روش ساده‌شده ۸۱
۴-۳- روش کرنش تناوبی ۸۳
۴-۳-۱- تعیین کرنش برشی تناوبی ایجاد شده در اثر زلزله ۸۳
۴-۳-۲- تعیین ظرفیت خاک ۸۴
۴-۳-۳- تعیین ضریب اطمینان ۸۵
۴-۴- روش انرژی ۸۶
۴-۴-۱- روش‌های به‌دست آمده براساس تاریخچه‌های موردی زلزله ۸۶
۴-۴-۱-۱- روش‌های Gutenberg-Richter ۸۶
۴-۴-۱-۱-۱- Davis and Berrill (1982) ۸۸
۴-۴-۱-۱-۲- Trifunac (1995) ۹۰
۴-۴-۱-۲- روش‌های Arias Intensity ۹۱
۴-۴-۲- روش‌های ارایه شده براساس داده‌های آزمایشگاهی ۹۵
۴-۵- مقایسه‌ی روش‌ها و انتخاب روش پیشنهادی ۹۵
۴-۵-۱- روش تنش (دستورالعمل ساده شده) ۹۵
۴-۵-۲- روش کرنش ۹۶
۴-۵-۳- روش انرژی ۹۷

۴-۵-۴- انتخاب روش پیشنهادی ۹۷

فصل ۵- ارزیابی پتانسیل روانگرایی با استفاده از روش تنش

۵-۱- مقدمه ۱۰۳
۵-۲- تعیین عامل تحریک (نسبت تنش تناوبی) ۱۰۴
۵-۲-۱- روش ساده شده ۱۰۵
۵-۲-۱-۱- شتاب بیشینه (a_{max}) ۱۱۰
۵-۲-۱-۲- ضریب کاهش تنش برشی در عمق (r_d) ۱۱۱
۵-۳- تعیین عامل مقاوم (نسبت مقاومت تناوبی) ۱۱۶
۵-۳-۱- نسبت مقاومت تناوبی بر مبنای آزمون‌های آزمایشگاهی ۱۱۷
۵-۳-۲- نسبت مقاومت تناوبی بر مبنای مطالعات در محل (روش‌های تجربی) ۱۱۲
۵-۳-۲-۱- مقدمه ۱۲۰
۵-۳-۲-۲- روابط تعینی ۱۲۲
۵-۳-۲-۲-۱- SPT ۱۲۲
۵-۳-۲-۲-۲- CPT ۱۳۳
۵-۳-۲-۲-۳- سرعت موج برشی V_s ۱۴۶
۵-۳-۲-۳- روابط احتمالاتی ۱۵۱
۵-۴- ضریب اطمینان ۱۵۴
۵-۴-۱- تعریف ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی ۱۵۵
۵-۴-۱-۱- ضریب مقیاس بزرگا ۱۵۶
۵-۴-۱-۲- ضریب اصلاح K_σ ۱۵۸
۵-۴-۱-۳- ضریب اصلاح برای شیب زمین (K_α) ۱۶۲
۵-۴-۱-۴- تاثیر سن نهشته ۱۶۴
۵-۴-۲- مقادیر مجاز ضریب اطمینان در سطوح عملکردی مختلف ۱۶۵
۵-۴-۲-۱- طراحی بر اساس عملکرد ۱۶۵
۵-۴-۲-۱-۱- روش‌شناسی دیدگاه طراحی بر مبنای عملکرد ۱۶۵
۵-۴-۲-۱-۲- سطوح مبنای حرکات لرزه‌ای ۱۶۶
۵-۴-۲-۲- ضریب اطمینان مجاز ۱۶۷

فصل ۶- بررسی پایداری کلی پس از زلزله

۶-۱- مقدمه ۱۸۱

۶-۲- مقاومت پس از زلزله‌ی ماسه‌ها و سیلت‌ها ۱۸۲
۶-۲-۱- ایجاد اضافه فشار منفذی جزیی (1<FS<1.5) ۱۸۳
۶-۲-۲- وقوع روانگرایی (FS<1) ۱۸۴
۶-۲-۲-۱- تعیین مقاومت پس‌ماند با استفاده از آزمون‌های آزمایشگاهی ۱۸۴
۶-۲-۲-۲- تعیین مقاومت پس‌ماند بر اساس تاریخچه‌های موردی ۱۸۸
۶-۳- گسیختگی جریانی در زمین‌های شیب‌دار یا دارای وجه آزاد ۱۹۳
۶-۴- گسیختگی ظرفیت باربری پی‌های سطحی ۱۹۵
۶-۴-۱- تحلیل ظرفیت باربری در خاک‌های مستعد روانگرایی ۱۹۵
۶-۴-۲- تعیین بروز سطحی روانگرایی ۱۹۶
۶-۴-۲-۱- روش Ishihara (1985) ۱۹۶
۶-۴-۲-۲- روش Iwasaki et al. (1982) ۱۹۸
۶-۵- اثر روانگرایی بر پی‌های عمیق ۱۹۹

فصل ۷- تخمین تغییرمکان‌های لرزه‌ای مرتبط با پدیده‌ی روانگرایی

۷-۱- مقدمه ۲۰۵
۷-۱-۱- محاسبه‌ی نشست خاک خشک تحت اثر بارگذاری لرزه‌ای ۲۰۵
۷-۱-۲- محاسبه‌ی نشست خاک اشباع تحت اثر بارگذاری لرزه‌ای ۲۰۸
۷-۱-۳- توصیه‌هایی در خصوص محاسبه‌ی نشست انواع خاک‌ها ۲۱۲
۷-۲- تخمین تغییرمکان‌های افقی ناشی از گسترش جانبی ۲۱۶
۷-۲-۱- مدل‌های تجربی و شبه تجربی ۲۱۷
۷-۲-۲- مدل‌های تحلیلی ۲۲۴
۷-۲-۲-۱- روش بلوک لغزش ۲۲۴
۷-۲-۲-۲- روش تیر ارتجاعی ۲۲۷
۷-۲-۳- مدل‌های ساختاری (روش‌های عددی) ۲۲۸
۷-۲-۴- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری ۲۳۳

فصل ۸- روش‌های کاهش مخاطرات ناشی از روانگرایی

۸-۱- مقدمه ۲۴۵
۸-۱-۱- بررسی نیاز به بهسازی خاک ۲۴۵
۸-۱-۲- کلیات بهسازی خاک ۲۴۷
۸-۲- معرفی روش‌های موجود برای بهسازی خاک در برابر روانگرایی ۲۴۹

۸-۲-۱- مقدمه ۲۴۹
۸-۲-۲- روش‌های تراکمی ۲۵۳
۸-۲-۲-۱- تراکم ارتعاشی ۲۵۳
۸-۲-۲-۱-۱- تعریف و تاریخچه ۲۵۳
۸-۲-۲-۱-۲- ملاحظات طراحی ۲۵۵
۸-۲-۲-۱-۳- تجهیزات اجرا و مصالح مناسب ۲۵۸
۸-۲-۲-۱-۴- مفاهیم طراحی ۲۶۱
۸-۲-۲-۲- تراکم دینامیکی ۲۶۶
۸-۲-۲-۲-۱- تعریف و تاریخچه ۲۶۶
۸-۲-۲-۲-۲- ملاحظات طراحی ۲۶۹
۸-۲-۲-۲-۳- تجهیزات اجرا و مصالح مناسب ۲۷۹
۸-۲-۲-۲-۴- مفاهیم طراحی ۲۸۲
۸-۲-۳- روش‌های زهکشی ۲۸۸
۸-۲-۳-۱- مقدمه ۲۸۸
۸-۲-۳-۲- کلیات طراحی ۲۹۰
۸-۲-۳-۳- طراحی زهکش شنی ۲۹۱
۸-۲-۳-۳-۱- مصالح ۲۹۱
۸-۲-۳-۳-۲- مطالعه و آزمایش خاک ۲۹۴
۸-۲-۳-۳-۳- شعاع و فاصله‌ی نصب زهکش ۲۹۸
۸-۲-۳-۳-۴- ملاحظات طراحی ۳۰۳
۸-۲-۳-۴- طراحی زهکش پلاستیکی ۳۰۵
۸-۲-۳-۴-۱- مصالح ۳۰۵
۸-۲-۳-۴-۲- مطالعه و آزمایش خاک ۳۰۵
۸-۲-۳-۴-۳- شعاع و فاصله‌ی نصب زهکش ۳۰۵
۸-۲-۳-۴-۴- ملاحظات طراحی ۳۰۶
۸-۲-۴- روش‌های فیزیکی و شیمیایی ۳۰۷
۸-۲-۴-۱- اختلاط خاک ۳۰۷
۸-۲-۴-۱-۱- مقدمه ۳۰۷
۸-۲-۴-۱-۲- ملاحظات طراحی ۳۰۸
۸-۲-۴-۱-۳- تجهیزات اجرا و مصالح مناسب ۳۱۲
۸-۲-۴-۲-۴- مفاهیم طراحی ۳۱۴

۸-۲-۴-۲- تزریق ۳۱۹
۸-۲-۴-۲-۱- تعریف و تاریخچه ۳۱۹
۸-۲-۴-۲-۲- تجهیزات اجرا و مصالح مناسب ۳۲۳
۸-۲-۴-۲-۳- ملاحظات طراحی ۳۲۷
۸-۲-۴-۲-۴- تزریق نفوذی ۳۳۰
۸-۲-۴-۲-۵- تزریق تراکمی ۳۳۳
۸-۲-۴-۲-۶- تزریق تحت فشار ۳۳۴
۸-۲-۵- روش‌های اضافه‌کردن اجزای مقاوم ۳۳۵
۸-۲-۵-۱- مقدمه ۳۳۵
۸-۲-۵-۲- شمع‌های بتنی پیش‌ساخته و فلزی ۳۳۵
۸-۲-۵-۳- ستون‌های بتنی ارتعاشی ۳۳۶
۸-۲-۵-۴- سپرهای فولادی ۳۳۶
۸-۲-۵-۵- شیشه‌ای کردن خاک ۳۳۶
۸-۲-۵-۶- نوارهای فلزی و ژئوسنتتیک ۳۳۶
۸-۳- مراحل طرح بهسازی خاک ۳۳۷
۸-۳-۱- ملاحظات و پارامترهای طراحی ۳۳۷
۸-۳-۱-۱- نیازمندی‌های طراحی و عملکرد ۳۳۷
۸-۳-۱-۲- محدودیت‌های ساختگاه ۳۳۷
۸-۳-۱-۳- شرایط زیرسطحی ۳۳۸
۸-۳-۱-۴- زمان‌بندی ۳۳۸
۸-۳-۱-۵- بودجه و در دسترس بودن پیمانکار ۳۳۸
۸-۳-۲- روند طراحی ۳۳۸
۸-۳-۲-۱- انتخاب روش‌های بهسازی قابل کاربرد ۳۳۹
۸-۳-۲-۲- ارایه و ارزیابی مفاهیم طرح بهسازی ۳۳۹
۸-۳-۲-۳- انتخاب روش‌هایی برای ارزیابی دقیق‌تر ۳۳۹
۸-۳-۲-۴- انجام طراحی نهایی برای یک یا چند طرح اولیه ۳۳۹
۸-۳-۲-۵- مقایسه‌ی طرح‌های نهایی و انتخاب بهترین آن‌ها ۳۴۰
۸-۳-۲-۶- انجام ازمون‌های محلی برای کنترل کارایی طرح و پیشرفت مراحل اجرا ۳۴۰
۸-۳-۲-۷- ارایه‌ی مشخصات فنی و برنامه‌ی کنترل کیفیت ۳۴۰
۸-۳-۳- مشکلات طراحی ۳۴۰
۸-۳-۳-۱- زهکش‌های شنی ۳۴۰

۸-۳-۳-۲- زهکش‌های پلاستیکی ۳۴۰
۸-۳-۳-۳- کاربردهای لرزه‌ای ۳۴۱
۸-۳-۴- توصیه‌های طراحی ۳۴۱
۸-۳-۴-۱- عمق اصلاح ۳۴۱
۸-۳-۴-۲- محدوده‌ی ناحیه‌ی اصلاح ۳۴۲
۸-۴- نیازمندی‌های کنترل کیفیت برای زمین بهسازی شده ۳۴۲
۸-۴-۱- نظارت‌های اجرایی ۳۴۲
۸-۴-۱-۱- خاک‌های پایدارسازی شده به کمک مواد مضاف ۳۴۳
۸-۴-۱-۲- روش‌های ارتعاشی ۳۴۳
۸-۴-۱-۳- تراکم دینامیکی ۳۴۳
۸-۴-۱-۴- تزریق نفوذی و تراکمی ۳۴۳
۸-۴-۱-۵- تزریق تحت فشار ۳۴۳
۸-۴-۱-۶- زهکش‌های پلاستیکی ۳۴۴
۸-۴-۲- آزمون‌های بازبینی و کنترل ۳۴۴
۸-۴-۲-۱- آزمون‌های برجا ۳۴۴
۸-۴-۲-۲- آزمون‌های ازمایشگاهی ۳۴۴

فصل ۹- مثال‌های کاربردی

۹-۱- ارزیابی استعداد و پتانسیل روانگرایی ۳۵۱
۹-۱-۱- ارزیابی استعداد روانگرایی ۳۵۸
۹-۱-۲- ارزیابی پتانسیل روانگرایی با استفاده از نتایج آزمون‌های محلی ۳۶۰
۹-۱-۲-۱- پتانسیل روانگرایی بر اساس نتایج SPT ۳۶۰
۹-۱-۲-۲- پتانسیل روانگرایی بر اساس نتایج CPT ۳۶۷
۹-۱-۳- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری ۳۷۰
۹-۲- بررسی پایداری کلی پس از زلزله ۳۷۱
۹-۲-۱- حالت اول ۳۷۲
۹-۲-۱-۱- فرضیات مساله ۳۷۲
۹-۲-۱-۲- ارزیابی پتانسیل روانگرایی ۳۷۳
۹-۲-۱-۳- تحلیل پایداری شیب ۳۷۴
۹-۲-۲- حالت دوم ۳۷۵
۹-۲-۲-۱- فرضیات مساله ۳۷۵

۹-۲-۱-۲- ارزیابی پتانسیل روانگرایی ۳۷۵
۹-۲-۱-۳- تحلیل پایداری شیب ۳۷۶
۹-۲-۳- حالت سوم ۳۷۸
۹-۲-۳-۱- فرضیات مساله ۳۷۹
۹-۲-۳-۲- ارزیابی پتانسیل روانگرایی ۳۷۹
۹-۲-۳-۳- تحلیل پایداری شیب ۳۸۰
۹-۲-۴- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری ۳۸۱
۹-۳- تخمین نشست ناشی از روانگرایی ۳۸۲
۹-۳-۱- تعیین عمق مورد تحلیل در ارزیابی پتانسیل روانگرایی ۳۸۴
۹-۳-۲- بررسی استعداد روانگرایی ۳۸۵
۹-۳-۳- تعیین شتاب بیشینه بر روی سطح زمین با استفاده از روابط کاهندگی ۳۸۵
۹-۳-۴- ارزیابی پتانسیل روانگرایی ۳۸۶
۹-۳-۵- تعیین نشست کل ۳۸۷
۹-۳-۵-۱- نشست خاک خشک ۳۸۷
۹-۳-۵-۲- نشست خاک اشباع ۳۸۷
۹-۳-۶- بررسی وضعیت بروز سطحی ۳۸۸
۹-۳-۶-۱- بروز سطحی بر روی سطح زمین (پیاده‌رو) ۳۸۸
۹-۳-۶-۲- بروز سطحی در تراز پی ۳۸۹

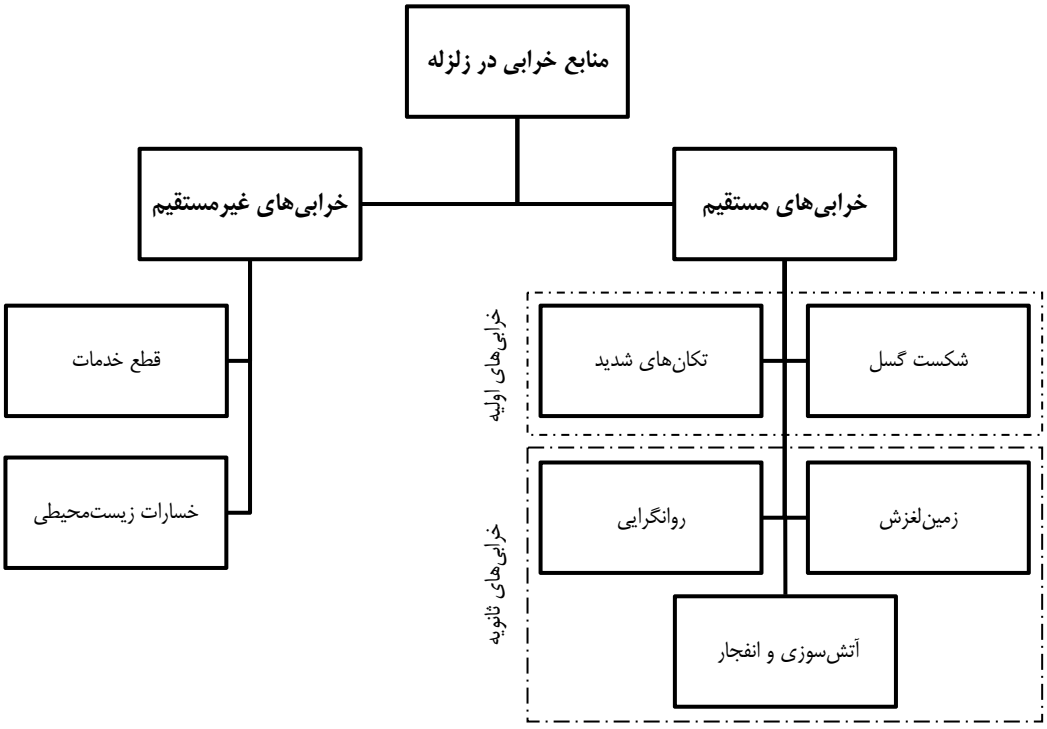
فصل ۱

مقدمه

۱-۱- معرفی پدیده‌ی روانگرایی

۱-۱-۱- روانگرایی به عنوان یکی از عوامل خرابی در زلزله

خرابی‌های ناشی از زلزله ممکن است به طور مستقیم منسوب به اثرات زلزله بوده و یا نتیجه‌ی غیرمستقیم خرابی‌های مستقیم آن باشند. به‌علاوه، خرابی‌های مستقیم ممکن است ناشی از اثرات اولیه‌ی لرزش (به عبارتی تکان‌های زمین و جابجایی‌های گسل) و یا اثرات ثانویه‌ای مانند زمین‌لغزش و روانگرایی خاک باشند که خود از اثرات اولیه به وجود می‌آیند (شکل ۱-۱).



شکل۱-۱- منابع خرابی در زلزله

۱-۱-۱-۱- خرابی‌های مستقیم

خرابی‌های مستقیم به خرابی‌هایی گفته می‌شود که به طور مستقیم مرتبط با اثرات زلزله می‌باشند. خرابی‌های مستقیم می‌توانند به دو بخش جداگانه‌ی گسترده تفکیک شوند:

الف) خرابی‌های اولیه؛

ب) خرابی‌های ثانویه.

الف- خرابی‌های اولیه

خرابی‌های اولیه خسارت‌هایی هستند که نتیجه‌ی مستقیم تکان‌های شدید یا شکست گسل بوده و شامل فروپاشی جزیی و کلی سازه می‌باشند. میزان خرابی‌های ناشی از تکان‌های شدید هم به شدت[1] و هم به بسامد (یا محتوای بسامدی) حرکت بستگی خواهد

1- Intensity

داشت. این عوامل نیز ممکن است به نوبه‌ی خود به بزرگای زلزله و سازوکار منبع (به طور مثال گسله‌ی امتداد لغز[2] یا رانشی[3])، موقعیت ساختگاه نسبت به نقطه‌ی آزادسازی انرژی زلزله (نظیر فاصله، گرا[4]) و ویژگی‌های پاسخ پی سازه‌ی تحت اثر و خود سازه (مثلا دوره‌ی تناوب طبیعی) وابسته باشد. خرابی‌های ناشی از شکست گسل به دامنه و توزیع سه بعدی[5] تغییرمکان گسل (به طور مثال تمرکز در امتداد یک کرانه یا انتشار در عرض یک منطقه) و جهت آن (قائم یا جانبی) وابسته می‌باشد.

ارتباط فرکانس طبیعی سازه (اعم از سازه‌های خاکی طبیعی یا ساخته شده توسط بشر) با فرکانس غالب تکان‌های شدید ناشی از زلزله در ساختگاه، عامل مهمی است که بر پتانسیل خرابی حرکات زمین تاثیر می‌گذارد. فرکانس غالب تکان‌های شدید در ساختگاه نیز به نوبه خود نه تنها تحت تاثیر سازوکار منبع زلزله قرار دارد، بلکه مسیر پیموده شده‌ی موج‌های لرزه‌ای از منبع تا ساختگاه و همچنین زمین‌شناسی و توپوگرافی محلی ساختگاه نیز بر آن تاثیرگذار است. یک مثال قابل توجه از این موضوع، پاسخ لرزه‌ای حوزه‌ی رسوبی مکزیکوسیتی به زلزله‌های دور و خرابی‌های سازه‌ای مربوط به آن می‌باشد. در هر دو زلزله‌ی سال‌های ۱۹۵۷ و ۱۹۸۵، تنها ساختمان‌های خاص در مناطق مشخصی از شهر آسیب دیدند، در حالی که مناطق دیگر دست نخورده باقی ماندند.

خرابی‌های مرتبط با جابجایی‌های افقی و قائم گسل، در غالب موارد مربوط به سامانه‌های خطی[6] از جمله خطوط آب، لوله‌های اصلی گاز، شاهراه‌ها، و خطوط راه‌آهن هستند. بسیاری از این سامانه‌های خطی، فراهم کننده سرویس‌های لازم برای جوامع می‌باشند و از این رو به آن‌ها شریان‌های حیاتی[7] نیز گفته می‌شود. شکست گسل همچنین می‌تواند سازه‌هایی را که مستقیما بر روی گسل ساخته می‌شوند، تحت تاثیر قرار دهد.

ب- خرابی‌های ثانویه

علاوه بر خرابی اولیه‌ی سازه‌ها و شیب‌های طبیعی در اثر نیروهای اینرسی ناشی از تکان‌های زمین و تغییرمکان‌های ماندگار زمین به سبب گسلش، سازه‌ها ممکن است تحت اثر خرابی‌های ثانویه نیز قرار گیرند که این خرابی‌ها نتیجه‌ی خرابی‌های اولیه‌ی حرکات لرزه‌ای زمین می‌باشند. برای مثال، حرکات شدید ممکن است زمین‌لغزشی را به وجود آورند که به پل‌ها آسیب رساند. در برخی از خاک‌ها، نظیر ماسه‌های اشباع، تکان‌های شدید ممکن است سبب از دست رفتن مقاومت یا سختی خاک در زمین‌های مسطح شود که منجر به نشست یا گسترش‌جانبی پی‌ها و شکست سازه‌های خاکی خواهد شد. زمین‌لغزش، روانگرایی، آتش‌سوزی و انفجار را می‌توان به عنوان مثال‌هایی از این نوع منابع خرابی ذکر نمود.

۱-۱-۱-۲- خرابی‌های غیر مستقیم

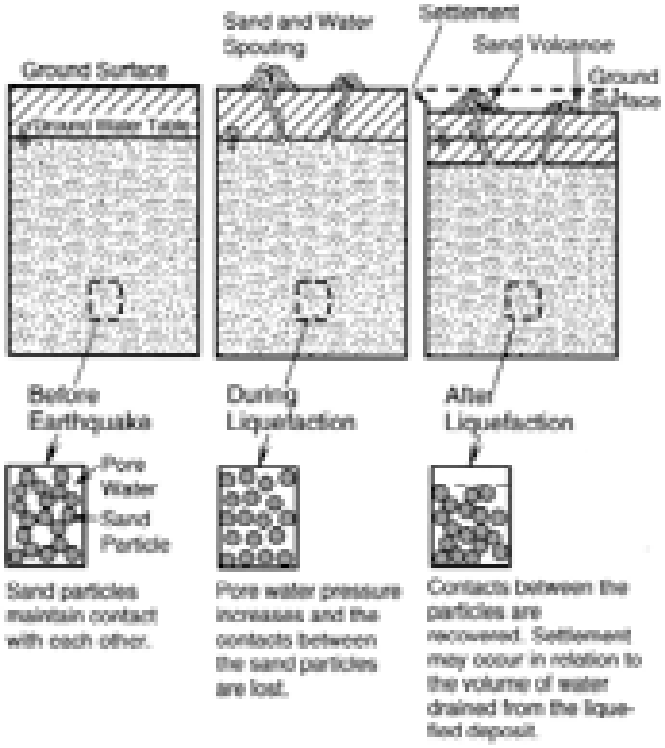
خرابی‌های غیرمستقیم به اثرات اجتماعی-اقتصادی یک زلزله مربوط می‌شود. این نوع خرابی‌ها می‌تواند شامل قطع خدمات حیاتی یا اقتصادی و نیز صدمه‌های زیست‌محیطی باشند. خسارت‌های تجاری و قطع خدمات اجتماعی یکی از اثرات مهم زلزله می‌باشند که به سادگی قابل سنجش نیستند. همچنین اثرات زیست‌محیطی شامل افزایش آلودگی هوا و مخاطرات سلامتی در اثر قطع خدمات بهداشت عمومی نیز به عنوان اثرات ثانویه‌ی زلزله حایز اهمیت هستند.

2- Strike Slip
3- Thrust
4- Azimuth
5- Spatial Distribution
6- Linear System
7- Lifelines

با توجه به طبقه‌بندی ذکر شده از خرابی‌های زلزله، روانگرایی از مجموعه خرابی‌های مستقیم زلزله می‌باشد که به واسطه‌ی اثرات اولیه‌ی حرکات لرزه‌ای زمین ایجاد می‌شود. در بخش بعد، این پدیده و نحوه‌ی شکل‌گیری آن بر اثر تکان‌های لرزه‌ای، معرفی می‌شود.

۱-۱-۲- بررسی شکل‌گیری پدیده‌ی روانگرایی

هنگامی‌که نهشته‌های خاک اشباع در اثر حرکات لرزه‌ای به سرعت و به صورت دوسویه 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 به‌صورت مجزا از یکدیگر معلق شوند و برای لحظاتی مقاومت و سختی خاک به طورکامل از بین برود. این پدیده که در اصطلاح به آن روانگرایی خاک گفته می‌شود، به صورت شماتیک در شکل (۱-۲) نشان داده شده است.



شکل۱-۲- نمایی از شکل‌گیری پدیده‌ی روانگرایی

مقاومت خاک‌های دانه‌ای ناشی از برآیند مقاومت اصطکاکی و چفت و بست میان ذرات خاک می‌باشد. در هر عمقی از زمین، قبل از زلزله، بخشی از وزن خاک و دیگر بارهای روی آن توسط نیروهای میان ذرات و بخشی دیگر به وسیله آب تحمل می‌شود. هنگامی که خاک سست مورد لرزش قرار می‌گیرد، گرایش به متراکم شدن و یا فشرده شدن دارد. وجود آب در میان منافذ، سبب می‌شود تا این کاهش حجم به دلیل زهکشی تدریجی و کند به سرعت صورت نپذیرد. در نتیجه با ادامه‌ی تکان‌های لرزه‌ای، وزن فوقانی بیش‌تر و بیش‌تر به آب منفذی منتقل شده و نیروی میان ذرات خاک کاهش می‌یابد. در انتها، فشار آب منفذی ممکن است به درجه‌ای برسد که موجب شود آب با شکافتن لایه‌های فوقانی جهش نماید و تمام وزن مصالح فوقانی به آب منفذی انتقال یابد. در

این شرایط، خاک روانگرا شده به صورت یک سیال غلیظ رفتار می‌نماید و ممکن است جابجایی‌های بزرگ در زمین به وقوع بپیوندد. این وضعیت روانگرایی تا زمانی که اضافه فشار آب منفذی دوباره زهکشی گردد و تماس میان ذرات خاک ایجاد گردد ادامه خواهد یافت. در اثر این فرآیند برخی لایه‌ها در زمین متراکم خواهند شد و نشست‌های غالبا نامتقارن بر روی زمین مشاهده می‌شود. لایه‌های دیگر در شرایط خیلی سست باقی مانده و در معرض روانگراشدن مجدد در طی زلزله‌های آتی خواهند بود.

خرابی‌های وسیع ناشی از تغییرشکل‌های حاصل از روانگرایی در طی زلزله‌های گذشته سبب شده است تا این پدیده به یکی از مهم‌ترین، پیچیده‌ترین و بحث‌برانگیزترین موضوعات در مهندسی ژئوتکنیک لرزه‌ای تبدیل شود. آشنایی با این پدیده و بررسی شرایط شکل‌گیری آن به چندین دهه‌ی گذشته باز می‌گردد. بازبینی تعاریف ارایه شده برای روانگرایی در ادبیات فنی، از یک سو اهمیت این پدیده و اثرات ناشی از آن را بیان می‌کند و از سوی دیگر روند تکاملی شناخت پدیده را نشان می‌دهد. در بند ۱-۱-۴ به مجموعه‌ای از این تعاریف اشاره می‌شود.

۱-۱-۳- تاریخچه‌ای از تعریف روانگرایی

اثرات مخرب ناشی از روانگرایی در یک دوره‌ی سه ماهه در سال ۱۹۶۴ هنگامی که زلزله‌ی Good Friday در آلاسکا[8] و به دنبال آن زلزله‌ی نیگاتا[9] در ژاپن به وقوع پیوست، توجه مهندسان ژئوتکنیک را به خود جلب نمود. هر دو زلزله مثال‌های شگفت‌انگیزی را از خسارت‌های ناشی از روانگرایی شامل شکست شیروانی‌ها، گسیختگی پی ساختمان‌ها و پل‌ها و شناوری سازه‌های مدفون به وجود آوردند. از آن زمان پدیده‌ی روانگرایی خاک یکی از ملاحظات عمده در طراحی سازه‌های ساخته شده درون و یا روی خاک‌های ماسه‌ای سست اشباع به شمار می‌رود. این درحالی است که آشنایی با این پدیده به چند دهه‌ی قبل یعنی سال ۱۹۲۰ باز می‌گردد، زمانی که Hazen عبارت مایع‌شدگی[10] را برای توصیف گسیختگی لغزش جریانی خاکریز هیدرولیکی سد کالاوراس استفاده کرد. در سال ۱۹۲۵، Terzaghi 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."

از بررسی متون فنی این‌گونه به نظر می‌رسد که Casagrande (1936) اولین محققی باشد که این پدیده را مورد مطالعه قرار داده است. در آن مطالعه، کاساگراند مشخصه‌های خاک‌های غیرچسبنده‌ی تاثیرگذار بر پایداری شیروانی‌ها و خاکریزها را با دقت و در نظرگرفتن تمام جزییات تشریح نمود. اگرچه در آن زمان او از عبارت روانگرایی استفاده نکرد، ولیکن مفهوم و تعریف این پدیده را به طور واضح پایه‌گذاری کرد. او روانگرایی را به وسیله‌ی تعدادی آزمایش ساده توصیف نمود و چند تاریخچه‌ی موردی مربوط به آن زمان را معرفی کرد. یکی از نتایج کاساگراند که به روشنی پدیده‌ی روانگرایی را تشریح می‌نماید، به صورت زیر بوده است:

"تراکم بسیاری از خاک‌های غیرچسبنده در حالت سست، خصوصا ماسه‌های با دانه‌بندی یکنواخت متوسط تا ریز، به میزان قابل توجهی کم‌تر از تراکم بحرانی است. برخی مصالح در حالت سست خود، چنانچه در معرض تغییرشکل‌های پیوسته قرار گیرند، گرایش

8- Alaska
9- Niigata
10- Liquefies

به کاهش حجم دارند. اگر منافذ به وسیله‌ی آب پر شده باشد و آب نتواند با همان سرعتی که تغییرشکل ایجاد می‌شود فرار کند، در این‌صورت یک انتقال بار موقتی به آب اتفاق می‌افتد و کاهش به وجود آمده در زاویه‌ی اصطکاک به پایداری توده آسیب می‌رساند؛ که در حالت نهایی خود می‌تواند به لغزش جریانی منجر گردد."

عبارت "روانگرایی خودبه‌خودی یا طبیعی"[11] نخستین بار توسط Terzaghi and Peck (1948) برای نشان دادن تغییر ناگهانی نهشته‌های سست ماسه‌ای به جریان‌هایی شبیه سیال لزج به واسطه‌ی اغتشاش جزیی مورد استفاده قرار گرفت. این پدیده به عنوان دلیل اصلی گسیختگی‌های محتمل وقوع شیب در نهشته‌های اشباع ماسه‌ی سیلت‌دار ریز در نظر گرفته شد. شاید تا سال ۱۹۵۳ و مشاهده‌ی این پدیده توسط Mogami and Kubo (1953)، پدیده‌ی مشابهی که در طی زلزله رخ داده و بتوان تحت نام روانگرایی به‌عنوان یکی از موضوعات مهم مهندسی به آن اشاره نمود، وجود نداشت. ظاهرا انگیزه‌ی مطالعات اولیه‌ی Mogami and Kubo در آزمایشگاه، از تجربی‌های زلزله‌ی ۱۹۴۸ فوکیو در ژاپن پدید آمده است که در آن روانگرایی زمین و خرابی‌های ناشی از آن، در ناحیه‌ی وسیعی از جلگه‌های رسوبی اتفاق افتاد.

همان‌طور که در ابتدای این بخش نیز ذکر شد وقوع دو زلزله در سال ۱۹۶۴ و روانگرایی‌های ایجاد شده در پی آن‌ها سبب رشد فزاینده‌ی دانش محققان در زمینه‌ی رفتار زهکشی نشده‌ی ماسه‌های اشباع در محل شد؛ هرچند پیشرفت‌های حاصل در زمینه‌ی مطالعات آزمایشگاهی نیز در این سال‌ها بر درک هرچه بهتر این رفتار تاثیرگذار بوده و ردپای آن در تعاریف ارایه شده‌ی زیر مشاهده می‌گردد.

Casagrande (1975) روانگرایی را در قالب روانگرایی واقعی[12] و روانگرایی تناوبی[13] به‌صورت ذیل تعریف نمود:

"۱- روانگرایی واقعی پاسخ ماسه‌ی اشباع سست تحت اثر کرنش یا تکان ناگهانی است که منجر به کاهش قابل توجه مقاومت و در حالت نهایی لغزش جریانی می‌شود.

۲- روانگرایی تناوبی پاسخ یک نمونه‌ی آزمایشگاهی از ماسه‌ی اتساعی به بارگذاری تناوبی در آزمایش سه محوری می‌باشد هنگامی که فشار منفذی حداکثر به صورت لحظه به لحظه در هر دوره افزایش می‌یابد تا در یک دوره با فشار همه جانبه برابر شود."

Seed (1979) از روانگرایی تعریف زیر را ارایه نمود:

"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 همه‌جانبه 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 شکل گیرد."

Castro et al. (1982) روانگرایی را به صورت زیر تعریف نمود:

11- Spontaneous Liquefaction
12- Actual Liquefaction
13- Cyclic Liquefaction

"روانگرایی پدیده‌ای است که در آن هنگامی که یک توده‌ی خاک تحت اثر بارگذاری زهکشی نشده‌ی یکنواخت، تناوبی یا ضربه‌ای قرار می‌گیرد، درصد قابل توجهی از مقاومت برشی‌اش را از دست داده و تا زمانی که تنش‌های برشی اعمالی بر روی توده با مقاومت برشی کاهش یافته برابر شود شبیه یک سیال جریان می‌یابد."

Robertson (1994) و Robertson and Wride (1995) بر اساس درکی از رفتار خاک دانه‌ای که در طی یک دهه پیش از آن به دست آمده بود، تعریف اصلاح شده‌ای از روانگرایی را با تقسیم‌بندی آن به روانگرایی جریانی[۱۴] و نرم شوندگی تناوبی[۱۵] ارایه نمودند که در انتهای این بخش به آن اشاره شده و در بخش ۱-۳ نیز به تفصیل شرح داده خواهد شد.

Poulos (1997) تعریف زیر را برای روانگرایی ارایه نمود:

"روانگرایی، گسیختگی برشی زهکشی نشده‌ی ماسه‌ی سست یا رس نرم است و هنگامی رخ می‌دهد که: ۱) تنش‌های برشی محرک برجا بر روی توده‌ی خاک قبل از گسیختگی، از مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی حالت پایدار توده بیش‌تر گردد. ۲) تنش‌های برشی اضافی با چنان سرعتی اعمال گردند که سبب برش زهکشی نشده شوند. ۳) تنش‌های اخیر وارد شده به توده‌ی خاک به اندازه‌ی کافی بزرگ باشند تا سبب ایجاد کرنش‌هایی بیش‌تر از کرنش حداکثر در آن شوند؛ به طوری‌که توده‌ی خاک به تغییرشکل حالت پایدار نزدیک شود."

Kramer and Elgamal (2001) روانگرایی را در قالب روانگرایی جریانی، تحرک تناوبی[۱۶] و روانگرایی اولیه[۱۷] مطرح نمودند:

۱- روانگرایی جریانی: این پدیده زمانی روی می‌دهد که روانگرایی در خاکی که مقاومت پس‌ماند آن کم‌تر از مقدار مورد نیاز برای برقراری تعادل ایستایی باشد (به عبارتی، تنش‌های محرک ایستایی بیش از مقاومت پس‌ماند شود) آغاز شود. روانگرایی جریانی تنها در خاک‌های سست با مقاومت پس‌ماند کم اتفاق می‌افتد. این پدیده می‌تواند منجر به تغییرشکل‌های بیش از حد بزرگ گردد (به طور مثال لغزش جریانی)؛ هرچند که این تغییرشکل‌ها در واقع از تنش برشی ایستایی ناشی می‌شوند. در عمل، روانگرایی جریانی به نسبت کم اتفاق می‌افتد اما می‌تواند منجر به خرابی‌های بزرگی گردد.

۲- تحرک تناوبی: پدیده‌ای است که در آن تنش‌های برشی تناوبی سبب ایجاد اضافه فشار منفذی در خاکی شود که مقاومت پس‌ماند آن بزرگ‌تر از مقدار مورد نیاز برای برقرای تعادل ایستایی باشد. پدیده‌ی تحرک تناوبی غالبا در زمین به صورت گسترش جانبی پدیدار می‌شود که در ادامه توضیح داده خواهد شد. این تغییرشکل‌ها، که می‌توانند در خاک‌های سست تا نسبتا متراکم روی دهند، ممکن است کوچک یا بسیار بزرگ باشند. اضافه فشار منفذی ایجاد شده در اثر تحرک تناوبی، هنگامی که سبب باز توزیع نسبت تخلخل در مجاورت لایه‌ی غیرقابل نفوذ می‌گردد، می‌تواند منجر به روانگرایی جریانی شود که احتمال وقوع آن پس از تکان‌های زلزله نیز وجود دارد.

۳- روانگرایی اولیه: شرایطی است که در آن تنش موثر در خاک، دست‌کم به صورت لحظه‌ای، به مقدار صفر می‌رسد (یعنی نسبت فشار آب منفذی برابر با صددرصد می‌شود). سختی خاک در نقطه‌ی روانگرایی اولیه غالبا بسیار کم (یا صفر) می‌باشد، اما تمایل به اتساع می‌تواند سبب افزایش مقاومت برشی به مقداری بیش‌تر از صفر شود که متناظر با تولید کرنش‌های نامحدود است.

14- Flow Liquefaction
15- Cyclic Softening
16- Cyclic Mobility
17- Initial Liquefaction

از تعاریف مذکور این چنین می‌توان دریافت که عبارات روانگرایی، روانگرایی واقعی و روانگرایی جریانی همگی به یک پدیده باز می‌گردند که در آن تغییرمکان بزرگی از توده‌ی خاک در نتیجه‌ی افزایش ناگهانی فشار آب منفذی و در پی آن کاهش تنش موثر همه جانبه شکل می‌گیرد. عبارت روانگرایی که توسط Youd et al. (1997) استفاده شده است، با توجه به اختلاف نظرهای موجود، به تغییر حالت مصالح دانه‌ای جامد به یک مایع شبه لزج غلیظ بدون درنظرگرفتن امکان تغییرشکل یا ناپایداری مصالح روانگراشده اشاره دارد.

هدف از ذکر تعاریف مختلف ارایه شده در قسمت قبلی، با در نظر گرفتن ترتیب زمانی، آشنایی خوانندگان با نظرات محققان مختلف و سیر تکاملی تحقیق در زمینه‌ی روانگرایی می‌باشد. با توجه به اینکه تعیین میزان صحت هر یک از این تعاریف در محدوده-ی اهداف تعیین شده برای این راهنما قرار نمی‌گیرد، در ادامه برای آشنایی با مباحث مطرح شده در بخش‌های آتی تنها به ارایه‌ی تعریفی ساده و جامع که بتواند پاسخ‌گوی نیازهای خوانندگان در برخورد با واژه‌های مربوط به روانگرایی و پدیده‌های مرتبط با آن باشد، پرداخته خواهد شد.

۱-۱-۴- اصطلاحات علمی

با پیدایش مفهوم و مشاهده‌ی اثرات روانگرایی در طی چند دهه‌ی گذشته، بررسی این پدیده به دلیل استفاده از اصطلاحات متناقض برای توصیف پدیده‌های فیزیکی مختلف مرتبط با آن، همواره مورد بحث و تردید بوده است. در این سال‌ها این امر مشخص گردیده است که بسیاری از سردرگمی‌های تاریخی و مجادله‌های مربوط به روانگرایی در نتیجه‌ی اصطلاحات علمی به‌کارگرفته شده می‌باشد. در برخی موارد، یک لغت (به طور مثال روانگرایی) برای تعریف پدیده‌های فیزیکی مختلف به کار برده شده است. در بعضی موارد دیگر، یک پدیده‌ی فیزیکی به وسیله‌ی عبارات مختلف تعریف شده است. هدف از این بخش تعریف واضح عبارات مختلفی می‌باشد که در طی این راهنما مورد استفاده قرار خواهند گرفت.

۱- روانگرایی: عبارتی است که برای توصیف پدیده‌هایی که در آن‌ها تولید اضافه فشار آب منفذی منجر به نرم شوندگی قابل توجه و یا ضعیف شدن نهشته‌های خاک شود، به کار می‌رود. این عبارت تعدادی از پدیده‌های فیزیکی مختلف را از جمله روانگرایی جریانی و نرم شوندگی تناوبی، که در زیر به صورت مشخص توضیح داده می‌شوند، شامل می‌شود.

۲- روانگرایی جریانی: هنگامی که خاک اشباع و انقباضی، تحت بارگذاری زهکشی نشده‌ی تناوبی یا یکنواخت، پاسخ نرم‌شوندگی کرنشی از خود به نمایش بگذارد، روانگرایی جریانی اتفاق می‌افتد. برای وقوع روانگرایی جریانی تنش برشی وارد شده در محل باید بیش‌تر از مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی خاک باشد.

۳- نرم شوندگی تناوبی: این پدیده به بالا رفتن اضافه فشار منفذی در طی بارگذاری تناوبی در خاک‌هایی گفته می‌شود که تحت اثر بارگذاری یک‌سویه معمولا اتساع می‌یابند. این افزایش فشار منفذی پیش از رسیدن خاک به شرایط کرنش حدی اتفاق می‌افتد. رفتار خاک پس از کرنش حدی به بزرگای تنش برشی اولیه نسبت به تنش برشی اعمالی و این که تنش برشی اعمالی برای ایجاد دوسویه‌سازی تنش برشی[۱۸] در خاک به اندازه‌ی کافی بزرگ است یا نه، بستگی دارد. رفتار پس از کرنش حدی به دو نوع تقسیم می‌شود:

18- Shear Stress Reversal

الف) روانگرایی تناوبی[۱۹]: زمانی که تنش برشی تناوبی اعمال شده بر خاک برای ایجاد دوسویه‌سازی تنش برشی به اندازه‌ی کافی بزرگ باشد، روانگرایی تناوبی اتفاق می‌افتد. در این حالت ممکن است شرایط تنش موثر صفر به وجود آمده و یا در خاک‌هایی با خاصیت اتساعی بیش‌تر منجر به کرنش‌های بزرگ شود. محققان معمولا هر کدام از این معیارها را که زودتر اتفاق بیفتد به عنوان معیار گسیختگی در نظر می‌گیرند. به عنوان مثال در دستگاه سه محوری تناوبی در شرایطی که تنش موثر به صفر نمی‌رسد، معیار کرنش دو دامنه‌ی ۵ درصد می‌تواند معیار گسیختگی باشد؛ هرچند که شرایط تنش موثر صفر سبب ایجاد تغییرشکل‌های بزرگ‌تری می‌شود. تغییرشکل‌ها در طی بارگذاری تناوبی می‌توانند بزرگ باشند، اما غالبا با توقف بارگذاری تناوبی ثابت می‌شوند.

ب) تحرک تناوبی: زمانی که تنش برشی تناوبی اعمال شده بر خاک برای ایجاد دوسویه‌سازی تنش برشی به اندازه‌ی کافی بزرگ نباشد، تحرک تناوبی اتفاق می‌افتد. شرایط تنش موثر صفر در این حالت ایجاد نمی‌شود و تغییرشکل‌ها غالبا کوچک هستند.

۴- نسبت فشار آب منفذی: نسبت اضافه فشار آب منفذی به تنش موثر اولیه که غالبا به صورت درصد بیان می‌شود. نسبت فشار منفذی معمولا قبل از شروع بارگذاری تناوبی (در محل و در آزمون‌های آزمایشگاهی) برابر صفر است؛ هنگامی که این نسبت به ۱۰۰ درصد برسد تنش موثر برابر صفر می‌شود.

۵- مقاومت پس‌ماند[۲۰]: مقاومت برشی بسیج شده در یک جزء خاکی که تحت کرنش‌های بسیار بزرگ تغییرشکل یافته است. مقاومت پس‌ماند غالبا با محاسبه‌ی بازگشتی از تاریخچه‌های موردی لغزش جریانی تعیین می‌شود که خود ممکن است تحت تاثیر زهکشی موضعی، باز توزیع فشار آب و نسبت تخلخل قرارگرفته باشد.

۶- جوشش ماسه[۲۱]: متداول‌ترین جلوه‌ی مشاهده شده از روانگرایی، وقوع جوشش ماسه بر روی سطح زمین است. این عوارض آتشفشان‌گونه نشان می‌دهد که تکان‌های زلزله سبب تولید اضافه فشار سیال در داخل خاک شده و باعث می‌شوند آب منفذی با ایجاد مجرا ذرات خاک را به سطح منتقل نماید. اگرچه این پدیده از آن جهت که به تنهایی سبب تغییرشکل زمین نمی‌شود دقیقا نوعی از گسیختگی زمین نیست، اما جوشش ماسه مدرکی برای تشخیص اضافه فشار آب منفذی در عمق و نشانه‌ی وقوع روانگرایی می‌باشد. درستیِ این شاخصِ تغییرات درونی خاک، با مقادیر واقعی اضافه فشار آب منفذی در عمق که در طی زلزله‌های گذشته اندازه‌گیری شده، تایید شده است.

۷- گسترش جانبی[۲۲]: گسترش جانبی هنگامی رخ می‌دهد که تنش‌های برشی دینامیکی ناشی از زلزله به طور موقت از مقاومت جاری‌شدگی خاک روانگرا شده بیش‌تر شوند. گسترش جانبی با تغییرشکل‌های جانبی که در طی تکان‌های لرزه‌ای رخ داده و با اتمام آن‌ها تمام می‌شوند، مشخص می‌شود. این تغییرشکل‌ها بسته به شیب زمین، تراکم خاک و مشخصات حرکت زمین می‌توانند کوچک یا بزرگ باشند. گسترش جانبی می‌تواند در نواحی با شیب کم و یا در نواحی مسطح مجاور سطوح آزاد رخ دهد. در هر دو حالت تنش‌های برشی ایستایی وجود دارند که تمایل به ایجاد تغییرشکل در جهت رو به پایین شیب دارند.

19- Cyclic Liquefaction
20- Residual Strength
21- Sand Boils
22- Lateral Spreading

۱-۲- سوابق

۱-۲-۱- مقدمه

پدیده‌ی روانگرایی و اثرات مرتبط با آن در بسیاری از زلزله‌های گذشته مشاهده شده است. همان‌طور که در بخش قبل نیز اشاره شد، پیشینه‌ی آشنایی با روانگرایی به چندین دهه‌ی قبل باز می‌گردد و مسیر درک هرچه بهتر این پدیده، از نقطه‌نظر تاریخی، از میان مطالعات موردی وقوع این پدیده در محل عبور نموده است. با این وجود، قابل توجه‌ترین مشاهدات به‌دست‌آمده از وقوع روانگرایی، موارد مربوط به زلزله‌ی سال ۱۹۶۴ Niigata (نیگاتا) در ژاپن می‌باشد. این زلزله، نمونه‌های متعددی از روانگرایی در مناطق پست نیگاتا، به‌خصوص در امتداد رودخانه‌ی Shinano ایجاد کرد. وقوع روانگرایی گسترده در نیگاتا، به همراه روانگرایی قابل توجه مشاهده شده در زلزله‌ی Alaska (آلاسکا) در همان سال، منجر به شناخت پدیده‌ی روانگرایی خاک، به عنوان یک خطر لرزه‌ای مهم شد. از سوی دیگر، با توجه به این که برخی نواحی کشورمان نیز این پدیده را در طی زلزله‌های گذشته تجربه نموده‌اند، آشنایی با نوع و میزان خسارت‌های وارد به ساختمان‌ها و تاسیسات موجود در اثر رخداد روانگرایی خاک، لزوم توجه جدی‌تر متخصصان ژئوتکنیک را به این پدیده روشن می‌سازد.

در طی زلزله‌های گذشته خسارت‌های وارد به شهرهای پیشرفته همواره قابل توجه بوده است. زلزله‌ی Loma Prieta در سال ۱۹۸۹ با بزرگای گشتاوری ۷/۱ و همچنین زلزله‌ی Northridge در سال ۱۹۹۴ با بزرگای گشتاوری ۶/۴، به ترتیب در حدود ۸ و ۲۰ میلیارد دلار آمریکا خسارت به‌بار آوردند. ضررهای مالی ناشی از زلزله‌ی Kobe (کوبه) در سال ۱۹۹۵ با بزرگای گشتاوری ۷/۲ بیش از ۱۰۰ میلیارد دلار تخمین زده شد. به‌علاوه زیان‌های مالی ناشی از زلزله‌ی آلاسکا در سال ۱۹۶۴ با بزرگای گشتاوری ۹/۲ نیز، بیش از ۳۰۰ میلیون دلار آمریکا برآورد شد. توجه به این نکته ضروری است که بخش عمده‌ای از این آسیب‌های مالی در پیِ تغییرمکان‌های ناشی از روانگرایی به‌وجود آمده است. جدول (۱-۱) مجموعه‌ای از آسیب‌های ناشی از روانگرایی را در پی زلزله‌های گذشته به اختصار معرفی می‌نماید.

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

در بخش بعدی مرور مختصری بر برخی از مهم‌ترین و مفیدترین تاریخچه‌هایِ موردیِ روانگرایی در جهان، به‌همراه شاخص‌ترین نمونه‌ی رخداد روانگرایی در کشور ایران در طی زلزله‌ی منجیل-رودبار پرداخته خواهد شد. تاریخچه‌های موردی ذکر شده به همراه موارد دیگر، از یک سو در ایجاد مبنایی محکم برای پایه‌گذاری روش‌های تجربیِ ارزیابی خطر روانگرایی، که به‌طور معمول در شیوه-های رایج مهندسی ژئوتکنیک مورد استفاده قرار می‌گیرند، مفید هستند. از سوی دیگر تحلیل دقیق این تاریخچه‌های موردی، بینشی مهم نسبت به سازوکار روانگرایی خاک ایجاد نموده که در گسترش روش‌های اصلاح شده‌ی پیش‌بینی عملکرد ضروری است.

در انتهای این بخش و پیش از پرداختن به موارد رخداد روانگرایی در طی زلزله‌های گذشته، ذکر این نکته ضروری است که علاوه بر وقوع روانگرایی در شرایط زلزله (همان‌گونه که اشاره شد)، این پدیده در شرایط ایستایی نیز قابل شکل‌گیری است. خرابی‌های ناشی از سد Fort Peck (http://www.fortpeckdam.com) و همچنین سد Calaveras (Hazen, 1918,1920)

نمونه‌هایی از این نوع روانگرایی هستند. با توجه به این نکته که بررسی روانگرایی ایستایی در شرح اهداف این راهنما نیست، موارد ذکر شده که به‌خوبی مورد مطالعه و تحقیق قرار گرفته و اطلاعات زیادی از آن‌ها در دسترس است، می‌تواند به‌عنوان مرجع برای مطالعه مورد استفاده قرار گیرد.

جدول ۱-۱- فهرست محدودی از رویدادهای تغییرشکل ناشی از روانگرایی

زلزله	رویداد تغییرشکل/روانگرایی
Chi-Chi (1999)	تخریب بیش از ۲۰۰ محل سکونت در شهر Yuanlin خسارت‌های گسترده به ۴ لنگرگاه در بندر Taichung
Kocaeli (1999)	تغییرمکان جانبی زمین در نواحی ساحلی نشست و کج‌شدگی ساختمان‌ها در شهر Adapazari
Kobe (1995) (Hyogoken-Nanbu)	خرابی گسترده‌ی خاکریزها و دیوارهای کناره‌ی رودخانه تغییرمکان اسکله‌ها و دیوارهای ساحلی خسارت به پی ساختمان‌ها گسیختگی یا خرابی خاکریز ۴ سد خاکی کوچک
Northridge (1994)	شکستگی لوله‌ها و خرابی پیاده‌روها لغزش جریانی سد باطله‌ی Tapo Canyon
Manjil-Roodbar (1990)	نشست برخی خانه‌های مسکونی تا بیش از ۱ متر بازشدگی سطح زمین تا عمق بیش از ۱ متر شکستگی لوله‌ها و مجراهای زیرگذر
Loma Prieta (1989)	آسیب به آپارتمان‌های واقع در ناحیه‌ی Marina
Central Chile (1985)	آسیب گسترده به سدهای باطله‌ی معدنی
Izu-Oshima (1979)	لغزش در سد باطله‌ی Mochikoshi
San Fernando (1971)	لغزش جریانی در شیب بالادست سد بالایی San Fernando تغییرمکان سد پایینی San Fernando به میزان ۲ متر گسترش جانبی وسیع در مناطق با شیب کم
Tokachi-Oki (1968)	گسیختگی خاکریز راه‌آهن Kona Numa
Chile (1965)	گسیختگی سدهای باطله‌ی متعدد
Niigata (1964)	از دست رفتن ظرفیت باربری پی ساختمان‌ها و پایه پل‌ها گسیختگی خاکریز راه‌آهن و دیوارهای ساحلی خرابی گسترده‌ی ساختمان‌ها عمدتا در اثر روانگرایی
Alaska (1964)	آسیب وارد به ساختمان‌ها و اسکله‌ها در اثر زمین‌لغزش‌های عظیم آسیب عمده به بیش از ۲۵۰ پل
San Francisco (1957)	لغزش جریانی به‌طرف دریاچه‌ی Merced
El Centro (1940)	گسیختگی سیل‌شکن Solfatra
Santa Barbara (1925)	گسیختگی سد Sheffield

۱-۲-۲- زلزله‌ی Alaska، ۱۹۶۴

زلزله‌ی آلاسکا، دومین زلزله‌ی بزرگ قرن بیستم، در ۲۷ مارس سال ۱۹۶۴ منطقه‌ی آلاسکا را لرزاند. بزرگای گشتاوری این زلزله برابر با ۹٫۲ تخمین زده شد؛ درحالی‌که بزرگ‌ترین زلزله‌ی این قرن، زلزله‌ی سال ۱۹۶۰ شیلی با بزرگای گشتاوری ۹٫۵ بود.

مرکز زلزله‌ی آلاسکا در فاصله‌ی ۹۰ کیلومتری غرب شهر Valdez و ۱۲۰ کیلومتری شرق شهر Anchorage قرار داشته و عمق کانونی آن بین ۲۰ تا ۵۰ کیلومتر برآورد شد.

با وجود آن که شهر Anchorage در فاصله‌ی ۱۲۰ کیلومتری مرکز زلزله قرار داشت، این شهر و نواحی اطراف آن آسیب‌های سنگینی را در اثر زلزله متحمل شدند. در بخش مرکزی شهر، زلزله حدود ۳۰ بلوک شهری را ویران نمود. برخی خرابی‌ها به سبب وقوع زمین‌لغزش بودند. در مناطق تحت تاثیر آسیب‌های روانگرایی خاک، نشست‌های بزرگ و گسترش جانبی به تعداد زیادی از پل‌های بزرگراهی، راه‌آهن و نیز خیابان‌ها آسیب رساند. شکل (۱-۳) نمونه‌ای از خرابی‌های ناشی از روانگریی را در یکی از خیابان های Anchorage نشان می‌دهد. در طی این رویداد، در اثر کاهش مقاومت لایه‌های رسی و وقوع روانگرایی در عدسی‌های ماسه‌ای و سیلتی لغزشی به وجود آمد که نتیجه‌ی آن فرونشست خیابان به میزان ۳٫۳ متر و حرکت افقی آن به مقدار ۴٫۲ متر بود. در بخش بعد، به مطالعه‌ی موردی یک نمونه از خرابی‌های مرتبط با گسترش‌جانبی در پی روانگرایی خاک پرداخته خواهد شد.

شکل ۱-۳- فروریزش بخشی از خیابان در شهر Anchorage در طی زلزله‌ی آلاسکا

۱-۲-۲-۱- ساختگاه Snow River

منطقه‌ی Snow River در فاصله‌ی ۳۵ کیلومتری از مرکز زلزله‌ی آلاسکا قرار گرفته است. در طی این زلزله حرکت زمین در حدود ۹۰ ثانیه با شتاب حداکثر 0.4g ادامه پیدا کرد. شرایط خاک محل و مشخصه‌های حرکت زلزله به پل‌های متعددی در قالب گسترش جانبی آسیب رساند.

جلگه‌ی آبرفتی واقع در منطقه‌ی Snow River از نهشته‌های یخچالی و رسوبی پوشیده شده است. تحقیقات محلی[۲۳] آشکار کرد که قسمت عمده‌ی لایه‌های زیرسطحی تا عمق ۵۰ متر از خاک‌های دانه‌ای تشکیل یافته است. در اطراف یکی از پل‌های قرارگرفته در این ناحیه، نهشته‌ی سستی از ماسه‌ی سیلت‌دار با متوسط عدد نفوذ استاندارد ۱۱ تا عمق ۳۰ متری امتداد یافته بود. پس از زلزله تمام پایه‌های تکمیل شده‌ی پل دچار جابجایی، نشست و دوران شدند؛ به‌طوری‌که یکی از پایه‌ها ۲٫۴ متر به سمت دریاچه‌ی Kenai

23- Site Investigation

حرکت نمود و یکی دیگر از پایه‌ها به اندازه‌ی ۱۵ درجه چرخید. این در حالی بود که سایر پل‌های موجود در این منطقه نیز خسارت‌های مشابهی را بر روی پایه و عرشه‌ی خود متحمل شدند. شکل (۱-۴) نمونه‌ای از این نوع خرابی‌ها را نشان می‌دهد.

شکل ۱-۴- خرابی پل راه‌آهن واقع بر روی دریاچه‌ی Kenai در طی زلزله‌ی آلاسکا

۱-۲-۳- زلزله‌ی نیگاتا، ۱۹۶۴

در ۱۶ ژوئن سال ۱۹۶۴، زلزله‌ای با بزرگای ۷/۵ ریشتر شهر نیگاتای ژاپن را لرزاند. مرکز زلزله در فاصله‌ی ۲۲ کیلومتری ساحل در نزدیکی جزیره‌ی Awa واقع بوده و نقطه‌ی کانونی شکست گسل در عمق حدود ۴۰ کیلومتری قرار داشت.

شهر نیگاتا در دهانه‌ی رودخانه‌های Aguno و Shinano قرار گرفته است. این شرایط زمین‌شناختی، در مناطقی از شهر که ارتفاع پایین نسبت به سطح دریا دارند، نهشته‌های سست ماسه‌ای را با سطح آب زیرزمینی بالا به وجود آورده است. در این نواحی سطح زمین نسبتا صاف است (شیب معمول کم‌تر از 2° است). دلیل عمده‌ی فاجعه‌ی بزرگ رخ داده در این شهر در طی زلزله‌ی سال ۱۹۶۴، روانگرایی گسترده‌ی خاک در نواحی کم ارتفاع بود. خرابی‌های عمده در شهر نیگاتا را می‌توان به این‌صورت خلاصه نمود: خرابی‌های سازه‌ای به وجود آمده در اثر گسیختگی پی‌ها، خرابی سازه‌های زیرسطحی در اثر نیروی شناوری خاک روانگرا شده و خرابی سازه‌های نگهبان در اثر افزایش فشار خاک وارد بر آن‌ها و کاهش مقاومت خاک.

حرکت زمین در دو ایستگاه نظارت در شهر نیگاتا ثبت شد. یکی از ایستگاه‌ها بر روی سقف ساختمان و دیگری در زیرزمین قرار داشت. هر دو ایستگاه نظارت در ناحیه‌ی Kawagishi-Cho قرار داشتند. با توجه به این که ناحیه‌ی مذکور خسارات عمده‌ای را در اثر روانگرایی متحمل شد، رفتار خاک روانگرا شده در داده‌های ثبت شده‌ی شتاب قابل مشاهده است. در ۷ ثانیه‌ی نخست تاریخچه-ی ثبت‌شده، هنگامی که خاک روانگرا نشده بود، دوره‌ی تناوب غالب ۰/۲ ثانیه و دامنه‌ی شتاب 0.05g بود. در بازه‌ی زمانی ۷ تا ۱۱ ثانیه، حداکثر مقادیر شتاب اندازه‌گیری شده در زیرزمین و روی بام ساختمان به ترتیب برابر 0.159g و 0.184g با دوره‌ی تناوب غالب ۰/۸ ثانیه بود. این رفتار نشان می‌دهد که خاک پس از روانگرایی سست شده و پس از آن، بزرگ‌نمایی شدت حرکت زمین را به دنبال داشته است.

بیش‌تر خرابی‌های مشاهده شده در شهر نیگاتا در امتداد رودخانه‌ی Shinano متمرکز شده بود. پس از وقوع زلزله، جوشش ماسه و ترک خوردگی سطحی در نزدیکی ساحل رودخانه رخ داده و هر دو ساحل شمالی و جنوبی رودخانه به سمت رودخانه حرکت کردند. دیوارهای سپری واقع در امتداد رودخانه، توان مقابله با فشار جانبی اضافی از سوی خاک روانگرا شده را نداشته و به سمت رودخانه حرکت کردند. به دنبال آن خاک پشت دیوارها نیز حرکت کرده و تا محدوده‌ی ۳۰۰ متری پشت رودخانه تغییرمکان‌های جانبی زیاد به‌وجود آورد. در اثر این تغییرمکان‌ها، سازه‌های زیادی از جمله پل‌ها، ساختمان‌ها و لوله‌های مدفون به شدت آسیب دیدند. آزمایش های برجا نشان داد که لایه‌ی روانگرای موجود در منطقه در هر دو ساحل به سمت مرکز رودخانه متمایل شده است. اما در ساحل جنوبی لایه‌ی خاک روانگرا شده سست‌تر و ضخیم‌تر بوده و خسارات جدی‌تری نسبت به ساحل سمت راست به وجود آورد.

در قسمت بعد سه ناحیه‌ی شاخص که تحت تاثیر خسارات ناشی از روانگرایی قرار گرفتند، مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد.

۱-۲-۳-۱- ساختمان‌های شهر Kawagishi-Cho

در شهر Kawagishi-Cho، زلزله نمونه‌های شدیدی از تغییرمکان زمین، جوشش ماسه و ترک‌خوردگی سطحی را به وجود آورد. بیشینه تغییرمکان زمین در برخی نواحی به ۱۱ متر نیز رسید. از جمله‌ی این خرابی‌ها، گسیختگی پی مجموعه‌ای از ساختمان‌های آپارتمانی در منطقه‌ی Kawagishi-Cho بود که به عنوان نماد اثرات بالقوه‌ی روانگرایی خاک معروف شده‌اند. این ساختمان‌ها بر روی پی‌های سطحی مشبک قرار داشتند. زمانی که روانگرایی رخ داد، مقاومت خاک زیر پی از مقدار اولیه- که ظرفیت باربری کافی برای نگهداری ساختمان را تامین می‌کرد- به مقاومت پسماند خاک روانگرا شده کاهش یافت. با توجه به این که مقاومت پسماند از تنش برشی اعمال شده بر خاک در اثر وزن ساختمان‌ها کم‌تر بود، گسیختگی ناشی از کاهش ظرفیت باربری رخ داد. این خرابی‌ها از انواع روانگرایی جریانی بوده و تغییرشکل‌های خیلی بزرگ به وجود آوردند. اما ذکر این نکته ضروری است که خودِ سازه‌ها متحمل خرابی‌های اندکی شده و در واقع به صورت یک جسم صلب با از دست‌رفتن ظرفیت باربری دچار نشست و دوران شدند (شکل ۱-۵).

شکل ۱-۵- خرابی آپارتمان‌های Kawagishi-Cho در اثر روانگرایی در زلزله‌ی نیگاتا

پس از زلزله تعدادی از این آپارتمان‌ها به کمک جک زدن به وضعیت قائم برگشته و با استفاده از پی‌های جدید به زمین دوخته شدند. حتی در ساختمان‌هایی که دچار بیش‌ترین جابجایی شده بودند تغییرشکل‌های سازه‌ای به قدری کوچک بود که همچنان درها و پنجره‌ها باز شده و به ساکنان اجازه داد بسیاری از وسایل خود را دوباره به دست آورند. این موضوع که عملکرد سازه‌ای خوب تا چه حد ناشی از طراحی بیش از حد محافظه‌کارانه بوده- نظریه‌ای که با مشاهده‌ی خرابی‌های کوچک حتی در سازه‌هایی که نزدیک به ۶۰° دوران داشته‌اند، تایید می‌شود- و یا تعدیل حرکت ورودی زمین در اثر روانگرایی منجر به آن شده است، به طور واضح معلوم نیست. در هر صورت این مورد از خرابی‌های ناشی از روانگرایی، اهمیت بحرانی ارزیابی عوامل ژئوتکنیکی و سازه‌ای را - هر دو در کنار هم- در روند بررسی عملکرد کلی سازه نشان می‌دهد.

۱-۲-۳-۲- ساختمان‌های NHK (رادیو و تلویزیون ژاپن)

روانگرایی همچنین باعث وقوع گسترش جانبی در مجاورت ساختمان NHK در نیگاتا شد. این ساختمان ۴ طبقه‌ی بتن مسلح بر روی مجموعه‌ای از شمع‌ها به طول ۱۱ متر تکیه داشت که این شمع‌ها به وسیله‌ی سرشمع‌هایی با عمق تقریبی ۲ متر به یکدیگر متصل شده بودند. شمع‌های بتن مسلح در داخل خاکی قرار داشتند که نیمرخ ژئوتکنیکی آن شامل ماسه‌ی سیلتی سست تا عمق حدود ۱۰ متر و ماسه‌ی سیلتی نسبتا متراکم تا متراکم در اعماق بیش‌تر بود. سطح آب زیرزمینی در عمق حدود ۵ متر بود. در طی زلزله خاک مجاور ساختمان NHK به صورت جانبی به میزان ۱ تا ۲ متر گسترش یافت. با این وجود ساختمان خسارات جزیی و ناچیزی را متحمل شده و تا سال‌ها پس از زلزله به طور پیوسته مورد استفاده قرار گرفت. در سال ۱۹۸۵، حدود ۲۰ سال پس از زلزله، حفاری در زیر ساختمان به عنوان بخشی از روند ساخت پی‌های تقویتی برای افزایش ارتفاع ساختمان، آشکار نمود که در طی زلزله‌ی نیگاتا شمع‌ها به طور گسترده‌ای آسیب دیده بودند (شکل ۱-۶). تغییرشکل‌های به وجود آمده در خاک در اثر گسترش جانبی باعث گسیختگی خمشی شمع‌ها در بالا و پایین لایه‌ی روانگرا شده بود. حفاری شمع‌ها موقعیت و ماهیت خرابی به وجود آمده را تایید کرد. ساختمان NHK یک تاریخچه‌ی موردی از گسترش جانبی وسیع و گسیختگی پی با وجود عملکرد کلی قابل قبول برای سازه است.

شکل ۱-۶- ترک‌خوردگی پی‌های شمعی ساختمان NHK در اثر روانگرایی در زلزله‌ی نیگاتا

۱-۲-۳-۳- پل Showa

بسیاری از سازه‌های مجاور رودخانه‌ی Shinano بر روی پی‌های شمعی متکی بودند. به طور مثال پل Showa از یک سری دهانه‌های با اتکای ساده ساخته شده بود که بر روی پایه‌های متکی بر شمع‌های فلزی کوبشی قرار داشتند. تکیه‌گاه هر یک از پایه-های پل قرار گرفته در داخل رودخانه یک ردیف از شمع‌های به طول ۲۵ متر بود که ۱۴ متر آن در داخل خاک سست بستر رودخانه و خاک متراکم‌تر زیر آن قرار داشت. شمع‌ها با یک سرشمع مشترک که پایه‌های پل با ارتفاع حدود ۹ متر را نگه می‌داشت، به یکدیگر متصل شده بودند.

روانگرایی در حدود ۱۰ متر بالایی خاک بستر رودخانه- که به سمت مرکز رودخانه شیب داشت- مشاهده شد. هنگامی که روانگرایی رخ داد، گسترش جانبی باعث حرکت خاک‌های سطحی بستر رودخانه به سمت خط مرکزی رودخانه شد. خاک گسترش یافته فشارهای اضافی روی پی‌های شمعی وارد نموده و باعث تغییرشکل آن‌ها به سمت مرکز رودخانه شد. ترکیب تغییرمکان جانبی و دوران سر شمع‌ها منجر به تغییرمکان‌های جانبی پایه‌های پل شد و این تغییرمکان‌ها آن‌قدر بزرگ بود که لحظاتی پس از زلزله ۵ دهانه‌ی قرارگرفته بین مرکز و ساحل جنوبی رودخانه فروریخته و به داخل رودخانه سقوط کردند (شکل ۱-۷).

شکل ۱-۷- خرابی پل Showa در اثر روانگرایی در زلزله‌ی نیگاتا

۱-۲-۴- زلزله‌ی San Fernando، ۱۹۷۱

این زلزله در نهم فوریه سال ۱۹۷۱ در منطقه‌ی San Fernando رخ داد. مرکز زلزله در فاصله‌ی ۱۳ کیلومتری امتداد میانی شمال و شمال غربی San Fernando قرار داشت. نقطه‌ی کانونی زلزله‌ی San Fernando در عمق ۸/۴±۴ کیلومتری سطح زمین قرار داشته و بزرگای آن برابر با ۶/۴ در مقیاس ریشتر بود. لرزش زلزله در جنوب کالیفرنیا، غرب آریزونا و جنوب غربی نوادا احساس شد. همچنین گسلش سطحی توسط ساکنان San Fernando و Sylmar مشاهده شد.

اهمیت ویژه‌ی زلزله‌ی San Fernando به این خاطر بود که این زلزله تعداد زیادی تاریخچه‌ی حرکت شدید لرزه‌ای به وجود آورد. از مجموع ۲۴۱ ایستگاه اندازه‌گیری حرکات لرزه‌ای ۱۷۵ ایستگاه در قسمت مرکزی شهر Los Angles قرار داشت. ایستگاه واقع در سد Pacoima که در ۸ کیلومتری جنوب مرکز زلزله و ۴ کیلومتری گسلش سطحی قرار داشت، نزدیک‌ترین ایستگاه اندازه-گیری به مرکز زلزله بود. تاریخچه‌ی ثبت شده در این ایستگاه مقدار شتاب بیشینه را در جهت قائم 0.72g و در جهت افقی 1.25g

نشان داد. حرکت ثبت شده در مرکز شهر Los Angles که در فاصله‌ی ۲۸ کیلومتری مرکز زلزله قرار داشت، بیشینه‌ی شتاب 0.27g را در جهت افقی نشان می‌داد. یکی از اندازه‌گیری‌های مهم تاریخچه‌ی حرکات لرزه‌ای در محل سد پایینی San Fernando بود، چرا که در اثر زلزله، گسیختگی لغزش جریانی فاجعه‌آمیزی در شیب بالادست آن رخ داد. ایستگاه اندازه‌گیریی که در فاصله‌ی ۱۷ کیلومتری جنوب مرکز زلزله قرار داشت، شتاب 0.55-0.6g را در تکیه‌گاه سد نشان داد.

در این رویداد انواع مختلفی از گسیختگی‌های زمین شامل تغییرشکل زمین، شکست شیروانی، جوشش ماسه، ترک‌خوردگی سطحی و گسترش جانبی پدید آمد. در این قسمت دو مورد از گسیختگی خاک ناشی از روانگرایی در سد پایینی San Fernando و ساختمان Juvenile Hall مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد.

۱-۲-۴-۱- سد پایینی SanFernando

سد پایینی San Fernando در نزدیکی دریاچه‌ی Van Norman واقع شده و یکی از ۳ سد خاکی‌ای بود که برای نگهداری آب دریاچه مورد استفاده قرار می‌گرفت. مرکز زلزله در فاصله‌ی ۸/۵ مایلی سد قرار داشته و شتاب بیشینه‌ای برابر 0.55-0.6g را در سطح زمین به وجود آورد. این سد خاکی ۲۰ تا ۳۰ ثانیه پس از وقوع حرکات زلزله در قالب گسیختگی لغزش جریانی فرو ریخت. شکل (۱-۸) تصویری از شرایط پس از گسیختگی سد را نشان می‌دهد. ارتفاع آزاد[۲۴] سد که پیش از گسیختگی برابر ۳۵ فوت بود، پس از اتمام لغزش به حدود ۵ فوت کاهش یافت. همچنین پنجه‌ی خاکریز بالادست ۱۰۰ فوت به سمت مخزن حرکت کرد. به منظور جلوگیری از جاری شدن آب به مناطق مسکونی پایین دست، کارکنان سد در طی ۴ روز آب را به تراز بی‌خطر و امن پمپ کردند. تحقیقات Seed و همکارانش در سال ۱۹۷۵ نشان داد که خاکریز این سد بر روی رسوبات متشکل از رس سخت حاوی عدسی‌های ماسه‌ای و شنی قرار داشته است. ساخت سد پایینی San Fernando با خاکریزیِ هیدرولیکیِ قسمت پایینی آن در طی سال‌های ۱۹۱۲ تا ۱۹۱۵ به انجام رسید و بخش بالایی سد با استفاده از خاکریزی خشک و غلتکی در سال ۱۹۲۴ ساخته شد.

شکل ۱-۸- خرابی سد پایینی San Fernando پس از وقوع زلزله

24- Freeboard

به منظور تعیین مشخصات خاک یک سری حفاری توسط Seed و همکارانش انجام شد. نمونه‌گیری برجا و ترانشه‌های حفرشده نوع خاک موجود در واریزه‌های لغزشی را مشخص کردند. بلوک‌های بزرگی از خاک دست نخورده و سالم در داخل واریزه‌های لغزشی به‌دست آمد. این بلوک‌های خاکی عمدتا شامل رس و مصالح ریخته شده در قسمت بالایی سد بودند. نمونه‌گیری برجا و آزمایش‌های بیش‌تر نوعی دست‌خوردگی را در خاکریز هیدرولیکی واقع در بخش پایینی قسمت میانی سد نشان داد؛ درحالی که پی رسوبی سد و لایه‌ی نازکی از خاکریز هیدرولیکی قرار گرفته بر روی آن دست‌نخورده باقی مانده بود.

بر اساس شواهد به‌دست آمده، گسیختگی سد با وقوع روانگرایی خاک در خاکریز هیدرولیکی شروع شده بود. به دلیل کاهش ناگهانی مقاومت خاک در این ناحیه، پس از شروع روانگرایی، روند بازیابی پایداری[25] به کمک خاک اطراف، تغییرشکل‌های بزرگ را در خاکریز به وجود آورد. بررسی‌های پس از روانگرایی نشان داد که خاک موجود در خاکریز به بلوک‌های خاکی دست‌نخورده‌ی بزرگی شکسته شده که این بلوک‌ها در داخل خاکریز هیدرولیکی روانگرا شناور شده و لغزیده‌اند. همچنین به کمک آزمایش‌های برجای مختلف، امکان نفوذ خاکریز هیدرولیکی روانگرا شده به داخل فضای میان بلوک‌های خاکی مورد بررسی و تحقیق قرار گرفت. در نهایت ثابت شد که خاکریز هیدرولیکی به‌صورت مواد شبه‌سیال روانگرا شده است.

۱-۲-۴-۲- ساختگاه Juvenile Hall

منطقه‌ی Juvenile Hall در فاصله‌ی تقریبی ۷/۵ مایلی جنوب مرکز زلزله و ۲/۵ مایلی شمال غربی گسلش سطحی واقع شده است. پس از زلزله، وقوع یک گسترش جانبی بزرگ سبب شد تا زمین و سازه‌های خاکی موجود به تاسیسات آسیب ببینند. از جمله حرکات کلی مشاهده شده در طی گسترش جانبی، تغییرمکان‌های زمین به سمت دریاچه‌ی بالایی Van Norman بود. شکل (۱-۹) ترک‌ها و تغییرمکان‌های زمین را در اثر گسترش جانبی نشان می‌دهد. گسیختگی سطحی در طول ۴۰۰۰ فوت و عرض ۹۰۰ فوت گسترش یافت. این ناحیه از Juvenile Hall تا پست فشارقوی Sylmar در کنار دریاچه‌ی بالایی Van Norman امتداد یافته بود. در ساختگاه Juvenile Hall سنگ بستر زیرین در عمق ۱۰۰ فوتی قرار داشت. جریان آب و گل در نهشته‌های رسوبی بالای سنگ بستر انباشته شدند. در سال ۱۹۷۳ حفاری‌هایی تا عمق ۸۰ فوت در این ناحیه انجام شد. در عمق ۲۰ فوتی یک لایه‌ی متشکل از ماسه‌ی سیلت‌دار سست با ضخامت ۱۰ فوت شناسایی شد. با ترکیب این شواهد و مشاهدات جوشش ماسه می‌توان گفت که این لایه‌ی ماسه سیلتی سست سبب شروع شدن روانگرایی خاک شده و گسترش جانبی را به وجود آورده است.

۱-۲-۵- زلزله‌ی Loma Prieta، ۱۹۸۹

زلزله‌ی Loma prieta در ۱۷ اکتبر ۱۹۸۹ کالیفرنیا را لرزاند. بزرگای این زلزله در مقیاس ریشتر برابر ۷ بود. مرکز زلزله در فاصله‌ی تقریبی ۱۶ کیلومتری شمال شرقی شهر Santa Cruz و ۳۰ کیلومتری جنوب شهر San Jose قرار داشت.

در این رویداد گسیختگی اولیه‌ی گسل در عمق ۱۸ کیلومتری زمین قرار داشت. پس از آن، در مدت ۷ تا ۱۰ ثانیه گسیختگی گسل در حدود ۲۰ کیلومتر به شمال و ۲۰ کیلومتر به جنوب امتداد یافت. این گسیختگی در امتداد رو به سطح زمین گسترش یافته و در عمق ۵ تا ۷ کیلومتری متوقف شد.

25- Stability Regaining

شکل ۱-۹- تغییرمکان زمین ناشی از گسترش جانبی در منطقه‌ی Juvenile Hall در طی زلزله‌ی San Fernando

مرکز زلزله در بیرون از هرگونه منطقه‌ی شهری قرار داشته و نزدیک‌ترین رخداد خرابی عمده در یک شهر بزرگ مربوط به Santa Cruz بود که در فاصله‌ی ۱۰ مایلی قرار داشت. با وجود این فاصله، برخی نواحی شهری در اثر تغییرات زمین‌شناسی محلی و یا اثرات ساختگاه محلی به شدت آسیب دیدند. نمونه‌ای دیگر از این اثرات در ناحیه‌ی خلیج San Francisco در فاصله‌ی ۶۰ مایلی مرکز زلزله رخ داد. برخی نقاط شهری گسیختگی‌های زمین و خرابی‌های سازه‌ای شدیدی را متحمل شدند. در این ناحیه، مقادیر شتاب بیشینه‌ی زمین روی سنگ بستر تقریبا برابر 0.06-0.12g بود. در محل‌های متشکل از خاکریزهای هیدرولیکی قرارگرفته بر روی لایه‌ای از رس سخت با تراکم کم تا متوسط مقادیر شتاب بیشینه‌ی زمین به 0.16-0.33g رسید. در وقوع خرابی‌های ناشی از این زلزله، اثرات ساختگاه محلی نقش مهمی را ایفا کردند.

۱-۲-۵-۱- ناحیه‌ی ساحلی Marina

در این ناحیه که در فاصله‌ی ۴۰ مایلی مرکز زلزله قرار داشت، با وجود حرکات نسبتا ضعیف زلزله، خسارت‌های گسترده‌ای به زمین و سازه‌های موجود وارد آمد. این خرابی‌ها شامل جوشش ماسه، تغییرشکل زمین، گسترش جانبی، گسیختگی پی‌ها و سازه‌ها و نیز خرابی شریان‌های حیاتی بود. دلیل این خرابی‌ها را می‌توان در تاریخ شکل‌گیری این ناحیه جستجو کرد.

در اواخر قرن نوزدهم، خلیج Marina با انباشت مصالح متشکل از ماسه‌ی سست پر شد. مصالح مورد استفاده برای پرکردن از خاکریزهای ماسه‌ای مجاور تامین شد. در قرن بیستم، به منظور فراهم کردن زمین کافی برای برپایی نمایشگاه Panama Pacific ناحیه‌ی ساحلی فعلی به صورت هیدرولیکی و با استفاده از ماسه‌ی سیلتی سست خاکریزی شد. این خاکریزهای هیدرولیکی تا کنار دیوار دریایی ساخته شده در سال ۱۸۹۹ امتداد یافتند. خاک‌های اولیه‌ی قرار گرفته در زیر خاکریزهای ماسه‌ای، از نوع رس با تراکم کم تا متوسط بودند. ناحیه‌ی محصور که متشکل از خاکریز هیدرولیکی بود، متحمل خرابی‌های شدیدِ ناشی از روانگرایی در طی زلزله‌ی ۱۹۸۹ شد. هنگامی که امواج زلزله به سمت سنگ بستر محلی منتشر شدند، لایه‌ی رس نرم با افزایش دوره‌ی تناوب و دامنه

بزرگا، مشخصات موج لرزه‌ای را تغییر داد؛ که این اثر ساختگاه محلی باعث وقوع مخاطرات روانگرایی خاک و خرابی‌های سازه‌ای شد. شکل (۱-۱۰) فرورفتن یک ساختمان را در اثر روانگرایی نشان می‌دهد.

شکل ۱-۱۰- فرورفتن ساختمان در اثر روانگرایی در ناحیه‌ی ساحلی Marina در زلزله‌ی Loma Prieta

۱-۲-۵-۲- جزیره‌ی Treasure

به منظور برگزاری نمایشگاه Golden Gate در سال ۱۹۳۹، جزیره‌ی Treasure به عنوان یک جزیره‌ی مصنوعی در مرکز خلیج San Francisco ساخته شد. محیط جزیره با قرار دادن بندهای سنگی، شکل گرفته و پس از آن قسمت میانی با خاکریزی هیدرولیکی مصالح متشکل از ماسه و ماسه‌ی سیلتی پر شد. مصالح پرکننده از لایروبی بستر دریا در نقاط مختلف خلیج به دست آمده بود.

خرابی‌های زیادی پس از زلزله اتفاق افتاد که از جمله‌ی آن‌ها گسترش جانبی و نشست در اطراف محیط جزیره بود. وقوع جوشش ماسه مشکل همه‌جانبه‌ای بود که منجر به ایجاد تغییرشکل‌های بزرگ در زمین شد. مقدار بیشینه‌ی نشست در خاکریز به ۲ فوت رسید. درکنار خسارات ناشی از روانگرایی خاک، خرابی‌های سازه‌ای و آسیب‌های وارد بر شریان‌های حیاتی نیز به همان نسبت شدید و مهم بودند.

مقادیر بیشینه‌ی شتاب موضعیِ ثبت شده بزرگ‌نمایی ناشی از اثرات ساختگاه محلی را به روشنی منعکس کرد. بیشینه‌ی شتاب زمین در جزیره‌ی سنگی مجاور یعنی Yerba Buena، 0.067g بود؛ در حالی که مقدار مشاهده شده‌ی شتاب در جزیره‌ی Treasure به 0.16g می‌رسید. نمونه‌ای از خرابی‌های ناشی از روانگرایی در شکل (۱-۱۱) نشان داده شده است.

شکل ۱-۱۱- ترک‌خوردگی زمین و جوشش ماسه در جزیره‌ی Treasure در زلزله‌ی Loma Prieta

۱-۲-۶- زلزله‌ی منجیل-رودبار، ۱۹۹۵

زلزله‌ی منجیل-رودبار در ۲۱ ژوئن سال ۱۹۹۰ (۳۱ خرداد ۱۳۶۹ هجری شمسی) استان‌های گیلان و زنجان در ایران را لرزاند. 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.

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 داد که بیش‌تر خرابی‌ها در اثر نشست‌های نامتقارن و گاهی بر اثر ناپایداری پی ایجاد شده است. در ابتدای جاده‌ی آستانه-رودبنه بر اثر پدیده‌ی روانگرایی، کانال‌های آبرسانی کاملا جابجا و درهم‌ریخته شده و خسارت‌های فراوانی به آن‌ها وارد آمد. در همین منطقه و در راستای جاده، بازشدگی‌هایی به ضخامت ۲۰ تا ۳۰ سانتی‌متر و عمق یک تا دو متر به وجود آمد.

در فاصله‌ی ۴ کیلومتری آستانه، روانگرایی خاک به خانه‌ها و مزارع چورکوچان که نوع خاک موجود در آن ماسه‌ی ریز همراه با مقدار کمی لای بود، صدماتی وارد کرد. مشاهدات خرابیِ ناشی از روانگرایی در این منطقه در قالب موارد زیر گزارش شد:

الف- خانه‌های مسکونی حدود نیم متر در خاک فرورفته و نشست کردند. این نشست در ساختمان‌هایی که دیوارهای باربر و کف‌سازی آن‌ها از سطح زمین شروع شده بود، موجب خرابی در کف‌سازی و دیوارها و غیرقابل استفاده شدن بیش‌تر این ساختمان‌ها شد.

ب- سطح آب در چاه‌ها حدود ۲ متر بالا آمده و حفاظ چاه‌ها تا عمق ۱٫۵ متری از سطح زمین از ماسه پر شد. بنابر اظهار ساکنان این خانه‌ها، به هنگام زلزله و مدتی پس از آن، آب همراه با ماسه از لبه‌ی چاه‌ها سرازیر شده بود.

پ- نشانه‌هایی از وقوع جوشش ماسه در مجاورت و زیر ساختمان‌ها و نیز در داخل مزارع برنج مشاهده شد.

ت- بازشدگی‌هایی به عمق ۱ تا ۲ متر در نقاط مختلف، به موازات جاده و عمود بر آن، در اطراف سازه‌ها و در میان مزارع رخ داد.

ث- بیش‌تر کانال‌ها و لوله‌های زیرگذر تخریب شدند.

ج- یک کارخانه‌ی شالی‌کوبی در چورکوچان حدود ۶۰ سانتی‌متر نشست کرد و در اطراف این کارخانه شیارهایی به وجود آمد.

چ- سطح جاده دچار پستی و بلندی‌های متعدد شد.

در ۳ کیلومتری آستانه و در امتداد جاده‌ی آستانه به کیاشهر، در طولی حدود ۴ کیلومتر، لوله‌های آبرسانی آستانه-کیاشهر که در عمق حدود ۱/۵ متری از سطح زمین مدفون بودند، در مفاصل از یکدیگر جدا شده و حدود ۳۰ تا ۴۰ سانتی‌متر در جهت عمود بر محور طولی لوله‌ها و حدود ۲۰ سانتی‌متر در جهت طولی لوله‌ها حرکت کردند. در همین ناحیه زمین‌های اطراف جاده در طول حدود ۱۰۰ متر نسبت به سطح جاده تغییرمکان داده و به میزان ۷۰ سانتی‌متر بالا آمدند.

با توجه به بررسی‌های صورت‌گرفته شاید بتوان مرکز پدیده‌ی روانگرایی را رودبنه دانست. ابعاد خرابی‌ها و بازشدگی‌های سطح زمین، نشست ساختمان‌ها و سایر اثرات روانگرایی در این منطقه بسیار وسیع‌تر از آستانه و چورکوچان بوده است. ساختمان‌های یک طبقه بیش از ۱ متر نشست کرده و بعضی از آن‌ها دچار نشست نامتقارن و همچنین چرخش گردیدند. سطح آب چند متر بالا آمده و چاه‌ها پر از ماسه شدند. ترک‌خوردگی سطح زمین با عرض بیش از ۱ متر در محدوده‌ای به‌طول چندین کیلومتر امتداد یافت. در بسیاری از موارد، این بازشدگی‌ها توسط ماسه‌های ریز اشباع پر شده بود که خود نشان‌دهنده‌ی وقوع روانگرایی در این منطقه است.

۱-۲-۷- زلزله‌ی Kobe، ۱۹۹۵

در هفدهم ژانویه سال ۱۹۹۵ زلزله‌ی Kobe (کوبه) یا Hyogoken-Nanbo کلان‌شهر کوبه و حومه‌ی آن را لرزاند. این زلزله ناحیه‌ای وسیع شامل شهرهای بزرگ کوبه و اوزاکا به همراه شهرهای اقماری اطراف آن‌ها را که مراکز صنعتی، تجاری و فرهنگی غرب ژاپن را تشکیل می‌دادند، تحت تاثیر قرار داد. زلزله‌ی کوبه پس از زلزله‌ی Kanto که در سال ۱۹۲۳ شهرهای توکیو و یوکوهاما را لرزانده بود، مخرب‌ترین زلزله در ژاپن بود. مرکز زلزله در ۲۰ کیلومتری جنوب غربی مرکز شهر کوبه بین شمال شرقی جزیره‌ی Awaji و خشکی مرکزی ژاپن واقع بود. مرکز زلزله‌ی کوبه در عمق ۱۴ کیلومتری و بزرگای گشتاوری آن برابر با ۷/۲ تخمین زده شد.

منطقه‌ی کوبه خسارات شدیدی را در طی زلزله‌ی سال ۱۹۹۵ متحمل شد. مرکز شهر کوبه در فاصله‌ی ۲۰ کیلومتری از گسیختگی اولیه قرار داشت. فعالیت گسل نزدیک، حرکات شدید لرزه‌ای را به وجود آورد؛ که در طی این رویداد، چهار گسیختگی عمده‌ی متوالی رخ داد. راستای گسیختگی به سمت مرکز شهر کوبه یعنی محل انباشتگی انرژی لرزه‌ای بود. به دلیل اثر راستا، نیمرخ‌های سرعت حرکات زلزله دامنه‌ی بزرگی در مدت زمان کوتاه داشتند. به عنوان مثال سرعت در منطقه‌ی Takatori در غرب کوبه به ۱۷۵ سانتی‌متر بر ثانیه رسید. نکته‌ی دیگر این که اثر ساختگاه محلی در بزرگ‌نمایی حرکات لرزه‌ای مشارکت داشت. مثلا مقدار بیشینه‌ی شتاب زمین در ساختگاه‌های رسوبی کوبه و Nishinimya به 0.8g رسید حال آن که این مقدار در ساختگاه‌های سنگی از 0.3g فراتر نرفت.

روانگرایی خاک در جزایر مصنوعی و زمین‌های رسوبی کم‌ارتفاع کوبه و نواحی مجاور آن با وسعت زیادی به وجود آمد. این پدیده منجر به خرابی قابل توجه سازه‌های شریان‌های حیاتی و تعداد زیادی از تاسیسات بنادر شد. خرابی‌های رخ‌داده نیاز به تجدیدنظر در روش‌های موجود ارزیابی پتانسیل روانگرایی در خاک‌های ماسه‌ای و شنیِ حاوی ریزدانه را آشکار ساخت. در ادامه‌ی این بخش نمونه‌ای از این نوع خرابی‌ها با جزییات بیش‌تر مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۱-۲-۷-۱- جزیره‌ی Port Island

ساخت جزیره‌ی Port Island در طی دو مرحله صورت گرفت. مرحله‌ی اول ۱۵ سال به طول انجامیده و در سال ۱۹۸۱ به پایان رسید. پیش‌بینی شده بود مرحله‌ی دوم ساخت جزیره در سال ۱۹۹۶ به پایان برسد؛ اما این طرح با وقوع زلزله ناتمام ماند. ساخت جزیره شامل ریختن مصالح خاکریزی به منظور شکل‌گیری جزیره و تراکم خاک‌های سطحی بود. برای نگهداری خاکریز در سرتاسر محیط جزیره از یک‌سری دیوار ساحلی صندوقه‌ای استفاده شد. اما تلاش برای تراکم خاک تنها به متراکم شدن چند متر بالاییِ خاکریز ۱۲ متری منجر شد. مصالح تشکیل‌دهنده‌ی خاکریز خاک‌های حاصل از هوازدگی سنگ‌های گرانیت در کوه‌های اطراف بود. نیمرخ خاک این مصالح شامل شن ریز، ماسه و سیلت بود. مقادیر عدد نفوذ استاندارد این لایه بین ۵ تا ۱۰ بود که احتمال بالای روانگرایی را نشان می‌داد.

جزیره‌ی Port Island خسارات شدیدی را در امتداد محیط خود متحمل شد. گسترش جانبی تا فاصله‌ی ۳ کیلومتری از خط ساحلی در داخل جزیره امتداد یافت در حالی که عرض آن در امتداد خلیج چندین کیلومتر بود. این پدیده، تاسیسات ساحلی مختلف از جمله دیوارهای ساحلی، ساختمان‌ها و جرثقیل‌های بارانداز را خراب کرد (شکل ۱-۱۲). در پی‌های عمیق مجاور خلیج، نیروی ناشی از گسترش جانبی، اتصال میان شمع‌ها و سرشمع را برید.

شکل ۱-۱۲- گسترش جانبی دیوار ساحلی در جزیره‌ی Port Island در زلزله‌ی کوبه

روانگرایی در داخل جزیره سبب بروز تغییرشکل‌های سطحی، ترک‌خوردگی زمین و جوشش ماسه شد. عملکرد کلی سازه‌ها نسبتا قابل قبول بود، اما نشست زمین مشکلاتی را در عملکرد پی‌ها به وجود آورد. برخی سازه‌های متکی بر شمع از روی سطح زمین بلند شدند در حالی که پی آن‌ها همچنان دست‌نخورده باقی مانده بود. تعدادی از سازه‌های کوچک قرار گرفته بر روی پی‌های سطحی در اثر نشست نامتقارن دچار دوران جزیی شدند.

۱-۲-۸- زلزله‌ی Kocaeli، ۱۹۹۹

زلزله‌ی Kocaeli یا Izmit در هفدهم آگوست سال ۱۹۹۹ استان‌های Kocaeli و Sakarya در شمال غربی ترکیه را لرزاند. مرکز زلزله در نزدیکی شهر کوچک Golcuk در فاصله‌ی ۱۱ کیلومتری جنوب شرقی شهر Izmit، مرکز استان Kocaeli و ۸۰ کیلومتری جنوب شرقی استانبول قرار داشت. نقطه‌ی کانونی این زلزله در عمق ۱۷ کیلومتری قرار داشته و بزرگای گشتاوری آن برابر با ۷٫۴ بود.

ایستگاه اندازه‌گیری Sakarya در جنوب غربی شهر Adapazari و در فاصله‌ی ۳٫۳ کیلومتری از محل شکست گسل واقع شده بود. این ایستگاه مقادیر شتاب افقی بیشینه‌ی زمین، سرعت و تغییرمکان را به ترتیب برابر با 0.41g، 81 cm/s و 220 cm ثبت کرد. این ایستگاه بر روی کف یک ساختمان یک طبقه‌ی کوچک و بدون زیرزمین واقع بود که در زیر آن یک لایه‌ی خاک محکم کم عمق بر روی سنگ بستر قرار داشت. مرکز شهر Adapazari در فاصله‌ی ۷ کیلومتری از محل شکست گسل قرار داشت و به علت شرایط نرم‌تر زمین، انتظار می‌رفت مولفه‌هایی از حرکت زمین که دوره‌ی تناوب بزرگ‌تری دارند، تحت اثر این شرایط ساختگاهی تقویت شوند. ضربه اصلی حرکت زمین که در فاصله‌ی مشابه ساختگاه-منبع ثبت شده بود، نشان داد که مقدار بیشینه‌ی شتاب زمین در شهر Adapazari در محدوده‌ی 0.3-0.5g بوده است.

در طی زلزله‌ی Kocaeli، ساختمان‌های زیادی در شهرهای Adapazari (مرکز استان Sakarya)، Golcuk و Sapanca در اثر پدیده‌ی روانگرایی و نرم‌شدگی زمین دچار نشست و فرورفتگی در داخل زمین، کج‌شدگی و فروریزش شدند. در این مناطق، جلوه‌ی سطحی روانگرایی خاک شامل خروج مصالح ماسه‌ای به سطح زمین در قالب جوشش ماسه و نیز گسترش جانبی بود. در قسمت بعدی، سازوکار و جلوه‌ی سطحیِ خرابی‌ها در دو ناحیه‌ای که بیش‌ترین خسارات ناشی از روانگرایی را متحمل شدند، مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۱-۲-۸-۱- شهر Adapazari

شهر Adapazari بر روی نهشته‌های رسوبیِ دوران هولوسن[۲۶] که به وسیله‌ی رودخانه‌ی Sakarya ایجاد شده، قرار گرفته است. بیش‌تر نیمرخ‌های نشان‌دهنده‌ی مشخصات خاک به صورت لایه‌ای از سیلت و ماسه‌ی سیلت‌دار سست با ضخامت ۴ تا ۶ متر هستند که بر روی یک لایه‌ی رسی محکم به همراه میان‌لایه‌های ماسه‌ی سیلت‌دار قرار گرفته است، هرچند در برخی مناطق یک لایه ماسه‌ی درشت محکم و یا شن ریز با ضخامت ۴ تا ۵ متر بین لایه‌ی ماسه‌ی سیلت‌دار یا سیلت سطحی و لایه‌ی رسی عمیق‌تر قرار گرفته است. سطح آب زیرزمینی به‌طور فصلی تغییر می‌کند، اما در حالت معمول در عمق ۱ تا ۲ متری سطح زمین قرار دارد.

در طی این زلزله، شدیدترین و گسترده‌ترین آسیب‌های وارد بر سازه‌ها در اثر وقوع روانگرایی، در شهر Adapazari مشاهده شد. صدها ساختمان دچار نشست و کج‌شدگی شده و یا به طور کلی تخریب شدند. در این شهر، میزان نشست و فرورفتگی موضعی ساختمان‌ها به ۱٫۵ متر نیز رسید. ساختمان نشان داده شده در شکل (۱-۱۳) یکی از مثال‌های معمولِ کج‌شدگی شدید می‌باشد که در اثر کاهش مقاومت خاک و از بین رفتن ظرفیت باربری شالوده به وجود آمده است. این نوع از خرابی سازه‌ها با خرابی‌های مشاهده شده در آپارتمان‌های Kawagishi-Cho در طی زلزله‌ی سال ۱۹۶۴ نیگاتا مشابه می‌باشد.

26- Holocene

عمده‌ترین جلوه‌ی سطحیِ وقوع روانگرایی در شهر Adapazari جوشش ماسه بود. در این رویداد، مصالح ماسه‌ای بر روی سطح پیاده‌روی کنار ساختمان‌ها و نیز در داخل طبقه‌ی زیرین آن‌ها پخش شدند. بسیاری از این پیاده‌روها به سمت بالا خیز برداشتند که این موضوع نشان‌دهنده‌ی آن است که هنگامی که ساختمان‌ها به داخل زمین فرو می‌رفتند، مصالح روانگرا شده در زیر آن‌ها تمایل به بیرون آمدن داشته و به سمت بالا فشار می‌آوردند.

شکل ۱-۱۳- نمونه‌ای از کج‌شدگی و تخریب ساختمان‌ها در شهر Adapazari در زلزله‌ی Kocaeli

۱-۲-۸-۲- نواحی ساحلی

در امتداد ساحل جنوب شرقی دریاچه‌ی Sapanca، ساختمان یک هتل به طور فاجعه‌آمیزی تحت تاثیر خسارات ناشی از وقوع روانگرایی خاک قرار گرفت. این هتل بر روی زمین‌های آبرفتی دهانه‌ی رودخانه و به صورت ناحیه‌ای پیش‌رونده در داخل دریاچه ساخته شده بود. در طی زلزله‌ی Kocaeli، ساختمان هتل به میزان ۰٫۳ متر به داخل زمین فرورفته و با نشست زمین‌های اطراف آن خط ساحلی، در آب فرو رفت. علاوه بر تغییرمکان قائم، در اثر گسترش جانبی در امتداد خط ساحلی دریاچه، این ساختمان به میزان ۰٫۵ متر به سمت دریاچه حرکت کرد (شکل ۱-۱۴). با وقوع روانگرایی، حجم زیادی از مصالح ماسه‌ای زیرسطحی بر روی سطح پخش شد؛ که بخش عمده‌ای از راه‌های عبوری، پیاده‌روها و خیابان‌بندی‌های اطراف هتل را پوشاند.

نمونه‌های جزیی‌تری از فرونشست ساختمان‌ها در اثر روانگرایی در ساحل خلیج Izmit و در شهر Golcuk رخ داد. در این رویداد، تعدادی از ساختمان‌های چند طبقه حدود ۰٫۱ متر نشست کردند. گسترش جانبی که منجر به حرکت بخشی از خط ساحلی به سمت خلیج شده بود در کنار جوشش ماسه شواهدی از وقوع روانگرایی در نواحی ساحلی بودند. در بخش شرقی شهر نیز فرونشست‌های موضعی به صورت گسترده‌ای روی داد.

ترک‌های سطحی زمین در اثر روانگرایی و جوشش ماسه شواهدی هستند که در طول رودخانه‌ی Sakarya در شهرهای Adapazari و Akyazi، ساحل جنوبی دریاچه‌ی Sapanca و خلیج Izmit، در هر جایی که نهشته‌های سست اشباع کواترنری[۲۷] موجود بود، مشاهده شد.

شکل ۱-۱۴- گسترش جانبی و نشست هتل در طول ساحل دریاچه‌ی Sapanca در زلزله‌ی Kocaeli

۱-۲-۹- زلزله‌ی Chi Chi، ۱۹۹۹

زلزله‌ی Chi Chi در بامداد روز ۲۱ سپتامبر سال ۱۹۹۹ تایوان مرکزی را لرزاند. مرکز زلزله در فاصله‌ی ۵۰ کیلومتری امتداد میانی غرب و جنوب غربی شهر Hualien و ۹ کیلومتری جنوب غربی دریاچه‌ی Sun Moon قرار داشت. این زلزله بزرگ‌ترین زلزله‌ی رخ داده‌ی داخل خشکی در قرن بیستم است که تایوان را لرزانده است. عمق کانونی زلزله‌ی Chi Chi با بزرگای گشتاوری ۷/۶ تنها ۸ کیلومتر بوده و این بدان معنا است که مقدار زیادی انرژی در نزدیکی سطح زمین آزاد شده است. بیشینه‌ی شتاب افقی و قائم زمین به ترتیب برابر با 1.0g و 0.7g ثبت شده است.

در طی این زلزله، روانگرایی خاک آسیب‌های قابل توجهی به ساختمان‌ها، شریان‌های حیاتی و بنادر وارد آورد. وقوع این پدیده در قالب رویدادهایی نظیر جوشش ماسه، گسترش جانبی، دوران و نشست ساختمان‌ها و نیز تغییرمکان زمین مشاهده شد. بخشی که وسیع‌ترین آسیب‌های ناشی از روانگرایی را متحمل شد، شهر Yuanlin بود که در کنار شهرهای Nantou و Wufeng و بندر Taichung بخش عمده‌ای از موارد روانگرایی را به خود اختصاص دادند.

در شهر Nantou بخشی از خاکریز رودخانه‌ی Maolo در اثر روانگرایی به شدت آسیب دید. ایستگاه اندازه‌گیری حرکات لرزه‌ای که در فاصله‌ی ۱۵ کیلومتری از آن قرار داشت، بیشینه‌ی شتاب را برابر با 0.42g و مدت زمان حرکت شدید زمین را ۴۱ ثانیه ثبت کرد. وقوع روانگرایی به عمق‌های ۴ تا ۸ متر محدود شده و هیچ نشانه‌ای از وقوع روانگرایی در لایه‌ی شنی زیری وجود نداشت.

27- Quaternary

نشست پس از روانگرایی در محدوده‌ی بین ۵ تا ۲۶ سانتی‌متر اندازه‌گیری شد. لایه‌بندی زمین در شهر Nantou عموما شامل رسوبات آبرفتی هولوسن با تراز سطح آب زیرزمینی در حدود ۲ تا ۵ متر زیر سطح زمین می‌باشد. در شهر Wufeng نیز که در فاصله‌ی ۱ کیلومتری از گسل قرار دارد، روانگرایی خاک منجر به بروز گسترش جانبی در ۴ نقطه در امتداد رودخانه‌ی داخل شهر شده و تعدادی از ساختمان‌های با ارتفاع کم را خراب کرد. ایستگاه اندازه‌گیری مقدار بیشینه‌ی شتاب افقی زمین در جهت‌های شرقی-غربی و شمالی-جنوبی را به‌ترتیب برابر 0.77g و 0.56g ثبت نمود؛ در حالی که مولفه‌ی قائم شتاب از 0.26g فراتر نرفت. در قسمت بعد به مرور خرابی‌های ناشی از روانگرایی در دو منطقه‌ی باقی‌مانده با جزییات بیش‌تر پرداخته می‌شود.

۱-۲-۹-۱- شهر Yuanlin

همان‌طور که ذکر شد، چشم‌گیرترین خرابی‌های ناشی از روانگرایی در طی زلزله‌ی Chi Chi در شهر Yuanlin با مساحتی در حدود ۶۰ کیلومتر مربع به وقوع پیوست و آن را به شدت تحت تاثیر قرار داد. مطالعات ژئوتکنیکی انجام‌شده در محل نشان می‌دهد که تراز سطح آب زیرزمینی در محدوده‌ی ۰/۵ تا ۴ متر زیر سطح زمین قرار دارد. در این منطقه یک لایه‌ی ماسه‌ای خیلی سست وجود دارد که مستعد روانگرایی است. به طورکلی یک لایه‌ی رسی ضخیم در قسمت غربی شهر Yuanlin وجود دارد که در بخش شرقی شهر از ضخامت آن کاسته می‌شود. آسیب‌های شدید به ساختمان‌ها عموما در ساختگاه‌هایی که لایه‌ی رسی رویی ضخامت کمی داشته و یا وجود نداشته است، مشاهده شدند.

در اثر وقوع روانگرایی بیش از دویست محل سکونت تخریب شده و یا آسیب‌های جبران‌ناپذیری دیدند. بیش‌تر خانه‌های تخریب شده از نوع ساختمان‌های یک‌طبقه‌ی ضعیف بودند که با آجر و خشت ساخته شده بودند. ساختمان‌های پیشرفته عملکرد بهتری داشته و آسیب‌های وارده بر آن‌ها تنها در حد کج‌شدگی و مقداری آسیب‌های سازه‌ای بوده است (شکل ۱-۱۵). جوشش ماسه تنها در مکان‌هایی که لایه‌ی رسی ضخامت کمی داشته و یا وجود نداشته، مشاهده شده است. در مناطقی با لایه‌ی رسی ضخیم، هیچ‌گونه مشخصه‌ی سطحی روانگرایی به جز فرونشست زمین که منجر به نشست برخی ساختمان‌ها تا یک متر یا بیش‌تر شده بود، مشاهده نشد.

شکل ۱-۱۵- گسیختگی پی در اثر روانگرایی در شهر Yuanlin در زلزله‌ی Chi Chi

۱-۲-۹-۲- بندر Taichung

روانگرایی در بندر Taichung که در فاصله‌ی ۵۵ کیلومتری شمال غربی مرکز زلزله قرار داشت، به ۴ اسکله‌ی بارانداز از مجموع ۴۵ لنگرگاه این بندر آسیب وارد نمود. این بندر بر روی یک زمین استحصالی و در طی ۴ مرحله احداث شده و سطح آب زیرزمینی در حدود ۲ متری سطح زمین قرار دارد. خاکریز هیدرولیکی پشت اسکله‌های ۱ تا ۴، توسط صندوقه‌های قرار گرفته بر روی لایه‌ای نازک از قلوه‌سنگ و تخته‌سنگ، نگاه داشته شده بود. در طی زلزله، ماسه‌ی سست ریخته‌شده در کنار صندوقه‌ها روانگرا شده و جوشش ماسه در تمام نقاط اتفاق افتاد؛ به گونه‌ای‌که ماسه‌های فوران یافته از زمین تا فاصله‌ی ۱۵۰ متری اسکله نیز یافت می‌شدند. در اثر روانگرایی، صندوقه‌ها به طور متوسط یک متر به سمت آب حرکت کرده و خاکریز پشت این صندوقه‌ها در حدود ۷۰ سانتی‌متر نشست کرد. در اثر حرکت رو به بیرون صندوقه‌ها، شکاف‌هایی در اتصال بین صندوقه‌ها ایجاد شد و شرایطی را ایجاد کرد تا امکان شسته‌شدن مصالح موجود در پشت صندوقه‌ها در هنگام جزر و مد فراهم شود؛ که منجر به ایجاد حفره‌هایی با قطر ۳۰ متر و عمق ۴ متر شد (شکل ۱-۱۵). نزدیک‌ترین ایستگاه لرزه‌نگاری که در فاصله‌ی ۴/۷ کیلومتری جنوب شرقی بندر قرار داشت، بیشینه‌ی شتاب زمین را در امتدادهای شرقی-غربی و شمالی-جنوبی به‌ترتیب برابر 0.17g و 0.15g ثبت نمود؛ ضمن آن که در این رویداد، مولفه‌ی قائم حرکت زمین ناچیز بود. لازم به ذکر است که اسکله‌های دیگر این بندر که با سپرهای شمعی نگه داشته شده بودند، هیچ آسیبی ندیدند.

شکل ۱-۱۶- ایجاد حفره و تغییرشکل زمین پشت دیوار ساحلی در بندر Taichung در زلزله‌ی Chi Chi

۱-۳- سازوکار روانگرایی

۱-۳-۱- مفهوم مقدماتی

در طی زلزله (و یا عوامل دیگری نظیر موج دریا، بار ماشین‌آلات و انفجار)، بارهای دینامیکی به‌صورت متناوب اعمال می‌شوند و سرعت اعمال بار به حدی بالاست که حتی خاک‌های درشت‌دانه‌ی اشباع با مشخصات زهکشی مناسب نیز قادر به استهلاک فشار آب منفذی اضافی دینامیکی ایجاد شده نمی‌باشند. بنابراین در طی این نوع بارگذاری‌ها، خاک‌ها به‌صورت تناوبی و تحت شرایط زهکشی نشده، بارگذاری می‌شوند. بارهای تناوبی، مقاومت برشی و سختی خاک را کاهش می‌دهند. در خاک‌های درشت‌دانه، فشار منفذی اضافی دینامیکیِ ایجاد شده، می‌تواند منجر به کاهش تنش موثر خاک در حد صفر و در نتیجه روانگرایی دینامیکی شود.

خاک‌های درشت‌دانه‌ی خشک نیز می‌توانند به‌طور موقت به‌صورت یک سیال لزج در طی زلزله عمل کنند اما رفتار جریانی مشابه با خاک‌های اشباع تحت روانگرایی دینامیکی را از خود به نمایش نمی‌گذارند.

یک جزء خاک را در عمق z در زیر سطح زمین، در یک توده‌ی خاک همگن و در شرایطی که سطح آب بر روی سطح زمین باشد، در نظر بگیرید. در شرایط استاتیکی داریم:

$$\sigma'_{z0} = \sigma_{z0} - u_0 \qquad (۱-۱)$$

که در این رابطه σ'_{z0} و σ_{z0} به ترتیب تنش‌های اولیه‌ی قائم موثر و کل می‌باشند و u_0 ($u_0 = \gamma_w \times z$) معرف فشار آب منفذی اولیه است. در طی یک رویداد لرزه‌ای، فشار آب منفذی به اندازه‌ی Δu_d افزایش می‌یابد که زیرنویس d معرف عملکرد دینامیکی می‌باشد و تنش موثر در خاک به‌صورت زیر کاهش می‌یابد:

$$\sigma'_z = \sigma_{z0} - u_0 - \Delta u_d = \sigma_{z0} - (u_0 + \Delta u_d) \qquad (۱-۲)$$

اگر Δu_d به مقداری افزایش یابد که رابطه‌ی $(u_0 + \Delta u_d) = \sigma_{z0}$ برقرار گردد، تنش قائم موثر در خاک برابر با صفر خواهد شد و خاک به‌صورت یک سیال لزج درخواهد آمد (به عبارتی روانگرا می‌شود). در رابطه‌ی (۱-۲) تنها شرایط تنش یک بعدی در نظر گرفته شده بود؛ حال اگر تمام تنش‌ها در سه بعد در نظر گرفته شوند، معادله‌ی (۱-۲) را می‌توان در قالب نامتغیرهای تنش[۲۸] به صورت زیر بازنویسی کرد:

$$P'_0 = P - (u_0 + \Delta u_d) \qquad (۱-۳)$$

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

در قسمت قبلی یک توده‌ی خاک همگن با فرض این که حرکت لرزه‌ای موجب کرنش و تنش یکنواخت شود، در نظر گرفته شد. اما واضح است که در واقعیت خاک‌ها غیر همگن بوده و حرکت لرزه‌ای، تنش و کرنش یکنواختی را به خاک اعمال نمی‌کند. نتیجه این خواهد بود که برخی قسمت‌های خاک گرایش به فشردگی (فشار آب منفذی اضافی مثبت) دارند در حالی که دیگر بخش‌ها تمایل به منبسط شدن (فشار آب منفذی اضافی منفی) نشان می‌دهند. اختلاف در فشار آب منفذی اضافی، گرادیان فشار آب منفذی

28- Stress Invariants

را به وجود آورده و تراوش اتفاق خواهد افتاد. مولفه‌ی رو به بالای نیروی جریان آب (تراوش) j_z منجر به کاهش تنش موثر می‌شود؛ ($\sigma'_z = \sigma_{z0} - u_0 - \Delta u_d - j_z \times z$ که در این روابط $j_z = i \times \gamma_w$، i گرادیان هیدرولیکی و z طول مسیر تراوش قائم است) در حالی که مولفه‌ی رو به پایین در افزایش تنش موثر عمل خواهد کرد ($\sigma'_z = \sigma_{z0} - u_0 - \Delta u_d + j_z \times z$). پیامد نهایی این است که برخی قسمت‌های توده‌ی خاک می‌توانند پیش از آن که فشار آب منفذی برابر با تنش کل متوسط گردد، روانگرا شوند.

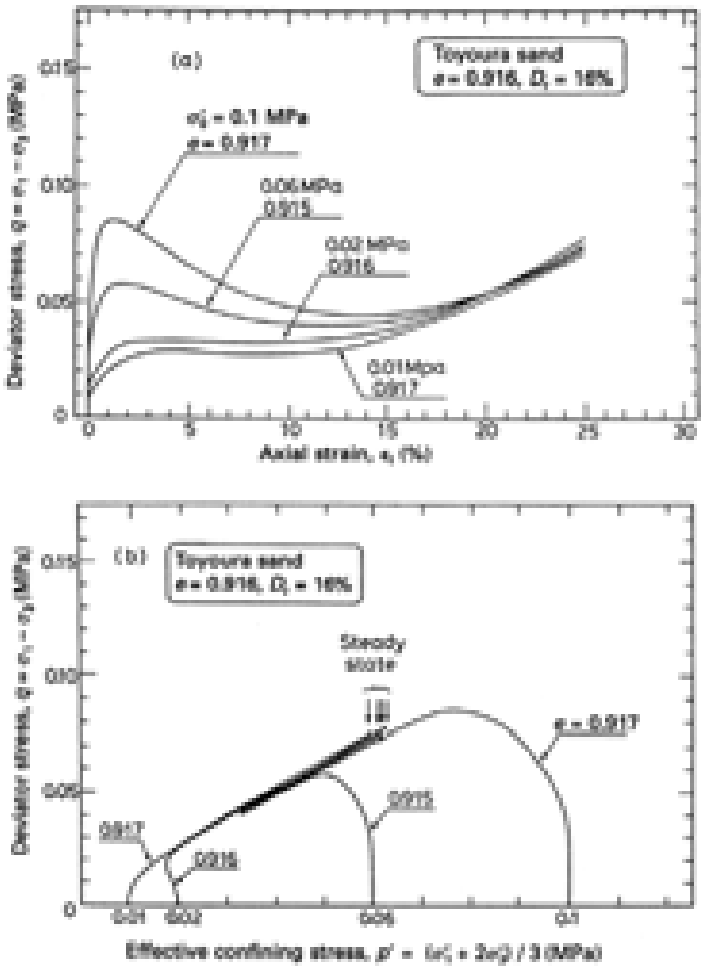
۱-۳-۲- تعریف جامع روانگرایی

۱-۳-۲-۱- رفتار خاک تحت برش زهکشی نشده

پیش از آن که به تعریف روانگرایی پرداخته شود، لازم است تا ابتدا رفتار زهکشی نشده‌ی خاک مورد بررسی قرار گیرد. شکل (۱-۱۶) نتایج حاصل از آزمایش‌های سه‌محوری فشاری زهکشی نشده‌ی ارایه شده توسط Ishihara (1993) را در ماسه‌ی Toyoura نشان می‌دهد. این نتایج تصویر روشنی از رفتار ماسه را در شرایط برشی زهکشی نشده به نمایش می‌گذارد چرا که نمونه-های مورد آزمایش دارای نسبت تخلخل (e) یکسان و تحت تنش‌های موثر محدود کننده‌ی متفاوت هستند. نتایج در قالب نمودارهای تنش تفاضلی (q) در مقابل کرنش محوری و نیز مسیرهای تنش (تنش تفاضلی در برابر تنش موثر نرمال متوسط (p')) ارایه شده‌اند. ماسه‌ی بسیار سست (شاخص تراکم[۲۹] برابر با ۱۶ درصد) رفتار نرم‌شونده‌ی کرنشی[۳۰] مشخصی را به هنگام برش زهکشی نشده از خود به نمایش می‌گذارد. تنش برشی به مقدار بیشینه‌ی خود رسیده و سپس حالت نرم‌شوندگی کرنشی پدید می‌آید. این حالت ادامه می‌یابد تا سرانجام به یک وضعیت نهایی تحت عنوان شرایط بحرانی یا حالت دایمی برسد. در این راهنما، وضعیت نهایی تحت عنوان حالت نهایی[۳۱] (US)، همچنان که Poorooshasb and Consoli (1991) پیشنهاد نمودند، شناخته می‌شود.

واضح است که مسیر تنش در هنگام نرم‌شوندگی کرنشی از یک سطح فروپاشی[۳۲]، همانند آنچه توسط Sladen et al. (1985) پیشنهاد شده است، پیروی می‌کند. با این وجود در تنش‌های همه‌جانبه‌ی کم‌تر، ماسه با همان نسبت تخلخل، پیش از رسیدن به حالت نهایی، رفتار سخت‌شوندگی کرنشی از خود به نمایش می‌گذارد. برای همان ماسه و در تراکم بالاتر، رفتار مشابهی مشاهده می‌شود و تنها تفاوت آن با حالت قبل در این است که وقوع حالت نهایی در تراز بالاتری از تنش اتفاق می‌افتد (Ishihara, 1993). در ماسه‌های متراکم غالبا پاسخ به صورت سخت‌شوندگی کرنشی[۳۳] است چرا که حالت نهایی مقاومت در تنش‌های بسیار بالا اتفاق می‌افتد. این موضوع رفتار پیشنهادی از سوی Castro (1969) و آنچه در مکانیک خاک حالت بحرانی آمده است را مورد تایید قرار می‌دهد (Rosco et al., 1958). Been et al. (1991) نشان دادند که وضعیت دایمی و حالت بحرانی شرایط مشابهی هستند و در فضای $e - p'$ مستقل از مسیر تنش طی شده تا رسیدن به این وضعیت نهایی می‌باشند. وضعیت دایمی یا حالت بحرانی یک حالت نهایی را به نمایش می‌گذارند که در فضای $e - p' - q$ قابل مشاهده خواهد بود.

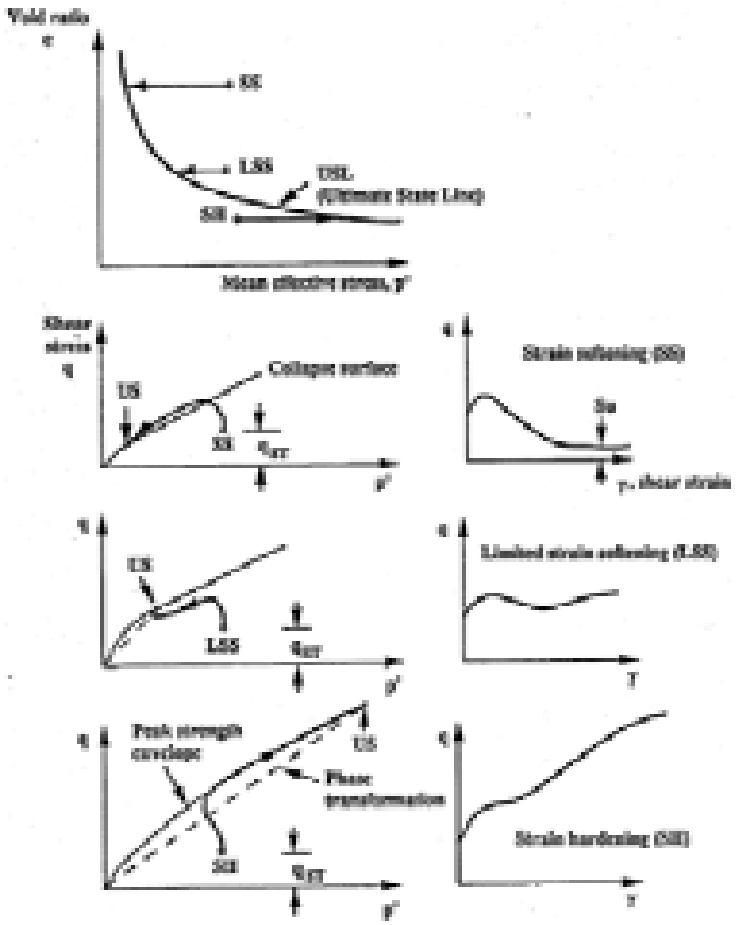
29- Density Index
30- Strain Softening
31- Ultimate State
32- Collapse Surface
33- Strain Hardening



شکل ۱-۱۷- رفتار زهکشی نشده‌ی ماسه Toyoura (Ishihara, 1993)

شکل (۱-۱۷) خلاصه‌ای از رفتار خاک‌های دانه‌ای را تحت بارگذاری فشاری سه محوری در شرایط زهکشی نشده نشان می‌دهد. در فضای ($e - p'$)، در صورتی که نسبت تخلخل اولیه‌ی خاک بالای خط وضعیت نهایی[۳۴] (USL) باشد، رفتار نرم‌شوندگی کرنشی (SS) در کرنش‌های بزرگ رخ می‌دهد. در مقابل، اگر نسبت تخلخل اولیه کم‌تر از USL باشد، رفتار سخت‌شوندگی کرنشی (SH) در کرنش‌های بزرگ به وقوع می‌پیوندد. این امکان وجود دارد که خاک دارای نسبت تخلخل بزرگ‌تر از USL ولیکن نزدیک به آن باشد، در این حالت پاسخ خاک به‌صورت نرم‌شوندگی کرنشی محدود شده[۳۵] (LSS) در قالب یک وضعیت شبه دایمی[۳۶] (QSS) خواهد بود (Ishihara, 1993)؛ اما سرانجام در کرنش‌های بزرگ و تا پیش از رسیدن به وضعیت نهایی، پاسخ به‌صورت سخت-شوندگی کرنشی خواهد بود. در برخی از ماسه‌ها، کرنش‌های بزرگی برای رسیدن به وضعیت نهایی مورد نیاز است، در حالی که دستگاه سه‌محوری متداول قابلیت فراهم آوردن یک چنین کرنش‌های بزرگی (کرنش محوری بزرگ‌تر از ۲۰ درصد) را ندارند (شکل ۱-۱۶ را ملاحظه کنید).

34- Ultimate State Line
35- Limited Strain Softening
36- Quasi-Steady State



شکل ۱-۱۸- شمایی از رفتار خاک‌های ماسه‌ای تحت بارگذاری فشاری سه محوری در شرایط زهکشی نشده

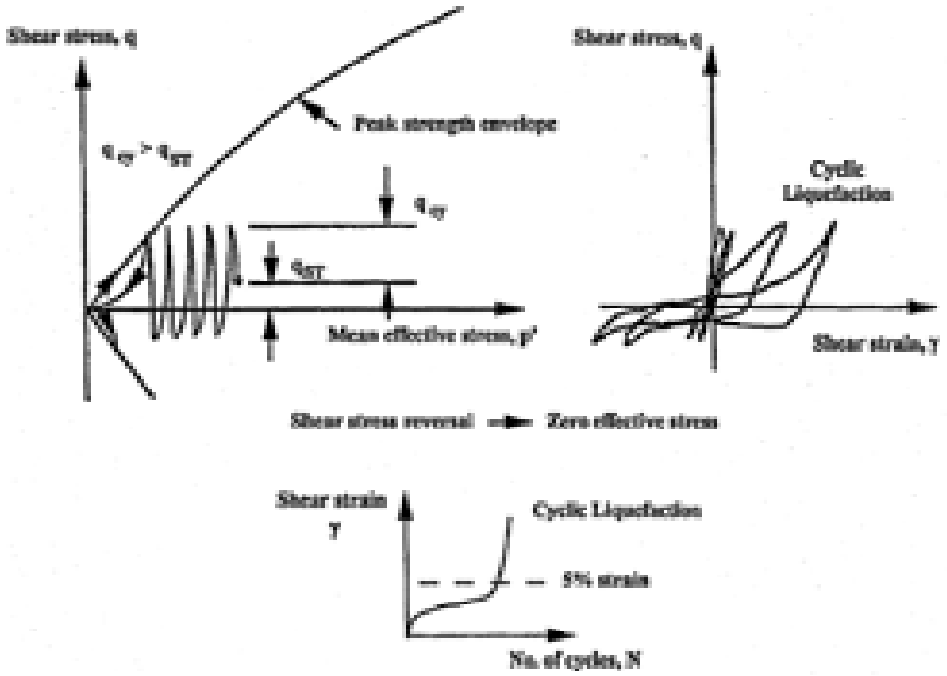
۱-۳-۲-۲- رویه‌های خرابی ناشی از روانگرایی

در صورتی که یک شیب یا سازه‌ی خاکی نظیر سد خاکی یا سد باطله کاملا از خاکی که در وضعیت نرم‌شوندگی کرنشی قرار دارد تشکیل شده باشد و تحت تنش‌های برشی ثقلی درجا با مقادیر بزرگ‌تر از مقاومت حالت نهایی قرار گیرد (مانند یک شیب تند متشکل از ماسه‌ی خیلی سست)، در چنین وضعیتی با تحریک نرم‌شوندگی کرنشی، فروپاشی ناگهانی و لغزش جریانی فاجعه‌آمیزی رخ خواهد داد. هر دو نوع بارگذاری زهکشی نشده‌ی تناوبی و یک‌سویه می‌توانند به عنوان عوامل تحریک فروپاشی عمل نمایند. Sasitharan et al. (1994) نشان دادند که برخی انواع بارگذاری زهکشی شده‌ی یک‌سویه (نظیر بالا آمدن آهسته‌ی تراز آب زیرزمینی) می‌توانند فروپاشی زهکشی نشده را به دنبال داشته باشند.

در صورتی که یک سازه‌ی خاکی کاملا از خاک سخت‌شونده‌ی کرنشی تشکیل شده باشد، معمولا فروپاشی زهکشی نشده اتفاق نمی‌افتد مگر این که به علت بازتوزیع فشار آب منفذی، خاک به وضعیت سست‌تری برسد. چنانچه سازه‌ی خاکی متشکل از هر دو ناحیه‌ی دارای وضعیت نرم‌شوندگی کرنشی (SS) و سخت‌شوندگی کرنشی (SH) باشد و خاک محدوده‌ی SS تحت اثر تحریک نرم-شوندگی کرنشی قرار گیرد، فروپاشی و جریان تنها در صورتی روی می‌دهد که پس از باز توزیع تنش به علت نرم‌شوندگی خاک ناحیه‌ی SS، خاک منطقه‌ی SH قادر به تحمل تنش‌های برشی ثقلی (q_{ST}) نباشد. یک لغزش جریانی تنها هنگامی رخ می‌دهد که یک سازوکار قابل قبول جنبشی فراهم شود. به‌طورکلی سازوکار جنبشی مطلوب تحت شرایط زمین مسطح و نبود نیروهای محرک

پدید نخواهد آمد. سازوکاری که موجب رخداد یک فروپاشی جریانی فاجعه‌آمیز می‌گردد می‌تواند تناوبی، نظیر بارگذاری زلزله، و یا یک‌سویه همانند بالا آمدن تراز آب زیرزمینی یا بارگذاری زهکشی نشده سریع باشد.

در طی بارگذاری تناوبی زهکشی نشده، تقریبا در تمام خاک‌های فاقد چسبندگی و اشباع، فشار آب منفذی مثبت پدید می‌آید که علت آن رفتار انقباضی خاک در کرنش‌های کوچک است. در صورتی که دوسویه‌سازی تنش برشی وجود داشته باشد، وضعیت تنش موثر می‌تواند تا نقطه‌ی تنش موثر صفر پیش رود (شکل۱-۱۸).



شکل ۱-۱۹- شمایی از رفتار تناوبی زهکشی نشده‌ی ماسه در حالت روانگرایی تناوبی

به منظور پدید آمدن دوسویه‌سازی تنش برشی در طی بارگذاری زلزله باید سطح زمین به طور کلی فاقد شیب یا دارای شیب ملایم باشد؛ اگرچه می‌تواند در شیب‌های تند اما با ارتفاع محدود نیز به وقوع بپیوندد (Pando and Robertson, 1995). هنگامی که یک جزء خاک به شرایط تنش موثر صفر می‌رسد، سختی خیلی کمی داشته و امکان رخداد تغییرشکل‌های بزرگ در هنگام بارگذاری تناوبی وجود دارد. اما با توقف بارگذاری تناوبی، به جز تغییرشکل‌های ناشی از باز توزیع فشار آب منفذی موضعی، سایر تغییرشکل‌ها اساسا متوقف می‌شوند. در صورت عدم وجود دوسویه‌سازی تنش برشی (نظیر زمین‌های با شیب تند که تحت بارگذاری تناوبی متوسط قرار دارند) ممکن است وضعیت تنش به تنش موثر صفر نرسد. بنابراین در صورتی که نسبت تخلخل اولیه‌ی ماسه کم‌تر از USL بوده و پاسخ کرنش‌های بزرگ به صورت اتساعی باشد، تنها تحرک تناوبی با تغییرشکل‌های محدود رخ می‌دهد (به عبارتی مصالح برای وقوع یک جریان لغزشی ناگهانی مستعد نیستند). با این حال ممکن است در خارج از پای یک شیروانی با شرایط زمین مسطح، دوسویه‌سازی تنش برشی به علت وقوع شرایط نرم‌شوندگی خاک در ناحیه‌ی پای شیروانی منجر به ناپایداری و شکست کلی شیب گردد.

۱-۳-۲-۳- انواع روانگرایی

در ادامه با توجه به توضیحات ارایه شده در مورد رفتار خاک تحت برش زهکشی نشده و با توجه به نتایج به دست آمده از مطالعات Robertson (1994) و Robertson and Fear (1995)، انواع روانگرایی به صورت زیر تعریف می‌شود:

الف- روانگرایی جریانی[۳۷]

- روانگرایی جریانی تنها مختص خاک‌هایی است که در وضعیت نرم‌شوندگی کرنشی قرار دارند.
- روانگرایی جریانی نیاز به پاسخ نرم‌شوندگی کرنشی تحت بارگذاری زهکشی‌نشده -که این شرایط بارگذاری منجر به تنش برشی و تنش موثر ثابت می‌شود- دارد، چنانچه در شکل (۱-۱۷) نشان داده شده است.
- روانگرایی جریانی نیازمند تنش‌های برشی در جا با مقادیر بزرگ‌تر از مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی حداقل یا نهایی است.
- هر دو نوع بارگذاری یک‌سویه و تناوبی می‌توانند منجر به شروع روانگرایی جریانی شوند.
- برای شکست یک سازه‌ی خاکی نظیر شیروانی باید حجم کافی از مصالح در وضعیت نرم‌شوندگی کرنشی قرار گیرد. بسته به خصوصیات مصالح و هندسه‌ی زمین شکست حاصل می‌تواند لغزش یا جریان باشد. تغییرمکان‌های به وجود آمده در اثر عوامل درونی بوده و می‌توانند پس از وقوع سازوکار تحریک روانگرایی اتفاق بیفتند.
- روانگرایی جریانی می‌تواند در هر خاک اشباع کم‌ثبات مثل رسوبات دانه‌ای سست، رس‌های بسیار حساس و رسوبات رس‌های سیلت‌دار (سیلت) اتفاق بیفتد.

ب- نرم‌شوندگی تناوبی[۳۸]

- نرم‌شوندگی تناوبی در هر دو نوع خاک نرم‌شونده و سخت‌شونده‌ی کرنشی اتفاق می‌افتد.

در بررسی این پدیده دو عبارت را می‌توان به‌کار برد: روانگرایی تناوبی و تحرک تناوبی.

ب-۱- روانگرایی تناوبی[۳۹]

- روانگرایی تناوبی نیاز به بارگذاری تناوبی زهکشی نشده -که در طی آن دوسویه شدن تنش برشی یا ایجاد تنش برشی صفر رخ می‌دهد- دارد، چنانچه در شکل (۱-۱۸) نشان داده شده است. به عبارت دیگر روانگرایی تناوبی هنگامی رخ می‌دهد که تنش‌های برشی ایستایی درجا در مقایسه با تنش‌های برشی تناوبی کوچک باشند.
- روانگرایی تناوبی نیاز به بارگذاری تناوبی زهکشی نشده‌ی کافی دارد تا شرایط رسیدن به تنش‌های موثری معادل صفر پدید آید.
- در طی روانگرایی تناوبی، در نقطه‌ی تنش موثر صفر هیچ‌گونه تنش برشی وجود ندارد. زمانی که تنش برشی پدید می‌آید، به علت تمایل به اتساع، فشار آب منفذی افت می‌کند؛ اما ممکن است یک پاسخ بسیار نرم تنش-کرنش اولیه که می‌تواند منجر به تغییرشکل‌های بزرگ شود، پدید آید.

37- Flow Liquefaction
38- Cyclic Softening
39- Cyclic Liquefaction

– در طی روانگرایی تناوبی، تغییرشکل‌ها هنگام بارگذاری تناوبی می‌توانند تا مقدار زیاد روی هم انباشته شوند؛ اما معمولا با توقف بارگذاری تناوبی به حالت پایدار می‌رسند. تغییرمکان‌های به وجود آمده وابسته به عوامل خارجی بوده و تنها هنگامی اتفاق می‌افتند که بارگذاری تناوبی روی دهد.

– روانگرایی تناوبی تقریبا در کلیه‌ی خاک‌های ماسه‌ای اشباع که تحت بارگذاری تناوبی با بزرگا و مدت کافی قرار دارند، می‌تواند رخ دهد.

– خاک‌های رسی می‌توانند روانگرایی تناوبی را تجربه کنند اما تغییرشکل‌ها به علت وجود مقاومت چسبندگی در تنش موثر صفر کوچک خواهند بود. در بیش‌تر موارد، اثرات آهنگ تغییرات (خزش)، تغییرشکل‌ها را در خاک‌های چسبنده کنترل می‌کند.

ب-۲- تحرک تناوبی[40]

– تحرک تناوبی نیاز به بارگذاری تناوبی زهکشی نشده‌ای–که در طی آن تنش‌های برشی همواره بزرگ‌تر از صفر باشند– دارد (به عبارتی دوسویه شدن تنش برشی پدید نیاید).

– در طی تحرک تناوبی تنش موثر صفر اتفاق نمی‌افتد.

– در طی تحرک تناوبی، تغییرشکل‌ها هنگام بارگذاری تناوبی به حالت پایدار خواهند رسید. تغییرمکان‌های حاصل، وابسته به عوامل خارجی بوده و تنها هنگامی رخ می‌دهند که بارگذاری تناوبی وجود داشته باشد.

– تحرک تناوبی تقریبا در هر ماسه‌ی اشباعی که تحت بارگذاری تناوبی با بزرگا و مدت کافی باشد، می‌تواند اتفاق بیفتد. اما هیچ‌گونه دوسویه شدن تنش برشی رخ نمی‌دهد.

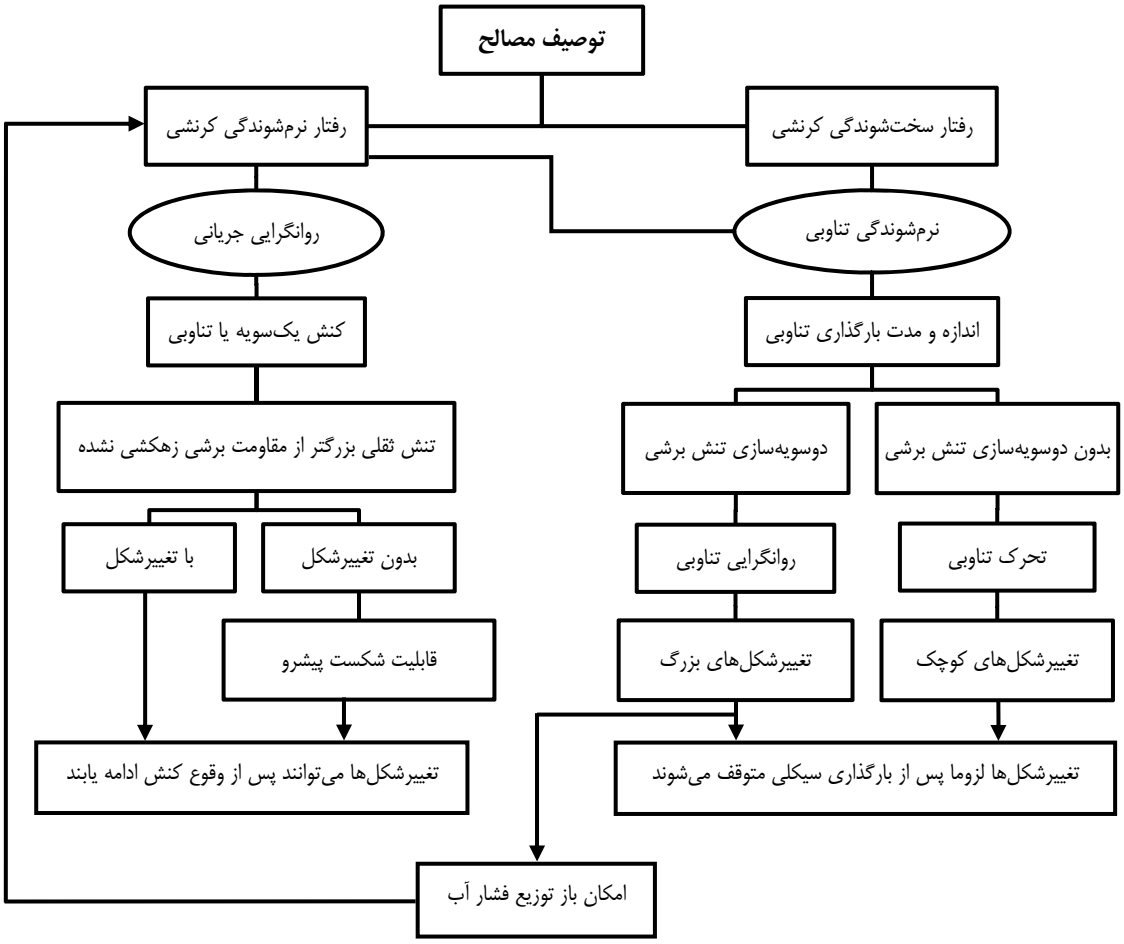
– خاک‌های چسبنده نیز می‌توانند دچار تحرک تناوبی شوند اما معمولا اثراتِ خزش تغییرشکل‌ها را کنترل می‌نماید.

لازم به ذکر است که خاک‌های با وضعیت نرم‌شوندگی کرنشی نیز می‌توانند نرم‌شوندگی تناوبی (روانگرایی تناوبی یا تحرک تناوبی) را تجربه کنند که این موضوع به هندسه‌ی زمین وابسته است.

به منظور ارزیابی روانگرایی بر طبق تعاریف بالا، روندنمای پیشنهاد شده توسط Robertson (1994) در شکل (۱–۱۹) نشان داده شده است. گام اول، ارزیابی خصوصیات مصالح است که به دو دسته‌ی پاسخ نرم‌شوندگی کرنشی و پاسخ سخت‌شوندگی کرنشی تقسیم می‌شود. اگر خاک دارای خاصیت نرم‌شوندگی کرنشی باشد، در صورتی که تحت اثر کنش (تحریک) قابلیت فروپاشی داشته و نیز تنش‌های برشی ثقلی بزرگ‌تر از مقاومت حداقل یا نهایی باشد، روانگرایی جریانی امکان‌پذیر خواهد بود. سازوکار کنش می‌تواند به صورت تناوبی و یا یک‌سویه باشد. شکست و لغزش یک شیروانی یا سازه‌ی خاکی بستگی به نسبتِ مقدار خاک نرم‌شونده‌ی کرنشی به خاک سخت‌شونده‌ی کرنشی در داخل سازه، میزان شکنندگی خاک نرم‌شونده‌ی کرنشی و هندسه‌ی زمین دارد. تغییرشکل‌های حاصل در سازه‌های خاکی متشکل ازخاک‌های نرم‌شونده‌ی کرنشی و سخت‌شونده‌ی کرنشی به عوامل زیادی نظیر توزیع خاک‌ها (نرم‌شونده و سخت‌شونده)، هندسه‌ی زمین، مقدار و نوع سازوکار کنش، شکنندگی خاک نرم‌شونده‌ی کرنشی و شرایط زهکشی بستگی دارد. خاک‌هایی که فقط به‌صورت موقت در وضعیت نرم‌شوندگی کرنشی قرار دارند (به عبارتی پیش از اتساع تا وضعیت نهایی یک مقاومت حداقل را تجربه می‌کنند) به خطرناکی خاک‌های بسیار سستی که می‌توانند به‌طور مستقیم در وضعیت نرم‌شوندگی به حالت نهایی برسند، نیستند. از جمله مثال‌های شکست در اثر روانگرایی جریانی، سد Fort Peck (Casagrande,

40- Cyclic Mobility

1965)، لغزش جریانی ضایعات معدنی انباشته‌شده در بالادست دهکده‌ی Aberfan (Bishop, 1973)، لغزش جریانی Zealand (Koppejan et al., 1948) و سد باطله‌ی Stava می‌باشند. به طور کلی گسیختگی‌های ناشی از روانگرایی جریانی از انواع مرسوم و رایج شکست نیستند؛ اما هنگامی که اتفاق می‌افتند، در زمانی کوتاه و با کم‌ترین هشدار اثرات مخربی بر جای گذاشته و معمولا فاجعه‌آمیز هستند. بنابراین طراحی سازه‌ها در برابر روانگرایی باید با احتیاط کامل انجام شود.



شکل ۱-۲۰- نمودار پیشنهادی برای ارزیابی روانگرایی خاک (Robertson, 1994)

اگر خاک در وضعیت سخت‌شوندگی کرنشی قرار داشته باشد، عموما روانگرایی جریانی رخ نمی‌دهد. اگرچه ممکن است تحت اثر بارگذاری زهکشی نشده‌ی تناوبی نظیر بارگذاری زلزله، نرم‌شوندگی تناوبی رخ دهد. مقدار و گسترش تغییرشکل‌ها در طی بارگذاری تناوبی به دانسیته‌ی خاک، بزرگا و مدت بارگذاری تناوبی و وسعت و دامنه‌ی دوسویه شدن تنش برشی بستگی دارد. در صورتی که دوسویه‌شدگی تنش برشی با وسعت زیاد روی دهد، این امکان وجود دارد که تنش‌های موثر به صفر رسیده و در نتیجه روانگرایی تناوبی اتفاق بیفتد. وضعیت تنش موثر صفر می‌تواند منجر به تغییرشکل‌های بزرگ شود. اگر بارگذاری تناوبی ادامه یابد، تغییرشکل‌ها می‌توانند به صورت پیش‌رونده افزایش یابند. در صورتی که دوسویه‌شدگی تنش برشی اتفاق نیفتد، عموما رسیدن به وضعیت تنش موثر معادل صفر امکان‌پذیر نبوده و تغییرشکل‌ها کوچک‌تر خواهند بود؛ به عبارتی تحرک تناوبی اتفاق خواهد افتاد. مثال‌های متداول رخداد نرم‌شوندگی تناوبی، زلزله‌های بزرگ نیگاتا در سال ۱۹۶۴ و کوبه در سال ۱۹۹۵ هستند. در این زلزله‌ها پدیده‌ی فوق به صورت

جوشش ماسه، خرابی شریان‌های حیاتی، گسترش جانبی، فروریزش خاکریزهای کوچک، نشست و ترک در سطح زمین آشکار شد. در صورت وقوع روانگرایی و مسدودشدن مسیرهای زهکشی به علت وجود لایه‌های فوقانی با نفوذپذیری کم‌تر، این امکان وجود دارد که ماسه‌ی واقع در زیر این لایه‌ها به علت بازتوزیع فشار آب منفذی سست شده و در صورت وجود هندسه‌ی مستعد منجر به وقوع روانگرایی جریانی خواهد شد.

هر دو نوع روانگرایی جریانی و تناوبی می‌توانند تغییرشکل‌های بسیار بزرگی را به وجود آورند. بنابراین شناسایی دقیق نوع پدیده فقط بر اساس مشاهده‌ی تغییرشکل‌ها پس از بارگذاری زلزله بسیار مشکل است. تغییرمکان‌های به وجود آمده در اثر روانگرایی جریانی ناشی از زلزله، پس از متوقف‌شدن بارگذاری تناوبی نیز، به دلیل طبیعت پیش‌رونده‌ی باز توزیع بار، تمایل به ادامه‌ی رخداد دارند. اما اگر خاک به حد کافی سست و تنش‌های برشی ایستایی به حد کافی بزرگ باشند، این امکان وجود دارد که بارگذاری زلزله در تناوب‌های نخستین بارگذاری منجر به روانگرایی طبیعی[۴۱] شود. همچنین اگر خاک به حد کافی سست باشد، این امکان وجود دارد که مقاومت نهایی زهکشی نشده و تنش موثر محدود کننده‌ی مربوط به آن بسیار به صفر نزدیک شوند (Ishihara, 1993). از سوی دیگر تغییرمکان‌های روانگرایی تناوبی به هنگام بارگذاری تناوبی اتفاق می‌افتند چرا که نیروهای داخلی عامل پدیدآورنده‌ی این تغییرمکان‌ها هستند. بررسی خرابی‌ها پس از زلزله، به دلیل امکان باز توزیع فشار آب منفذی پس از بارگذاری تناوبی و به دنبال آن تغییر تراکم خاک و همچنین امکان کنش‌های بعدی روانگرایی جریانی، پیچیده‌تر می‌باشد. شناخت نوع پدیده پس از بارگذاری زلزله دشوار است و در حالت مطلوب علاوه بر شناسایی و توصیف جامع ساختگاه، نیاز به ابزاربندی در هنگام بارگذاری تناوبی و پس از آن دارد.

متداول‌ترین نوع روانگرایی خاک در مشاهدات محلی، نرم‌شوندگی تناوبی تحت بارگذاری زلزله می‌باشد. بیش‌تر تحقیقات موجود بر روی روانگرایی با نرم‌شوندگی تناوبی و خصوصا روانگرایی تناوبی مرتبط است. روانگرایی تناوبی در زمین‌های صاف و یا با شیب کم که دوسویه‌سازی تنش برشی در طی بارگذاری لرزه‌ای اتفاق می‌افتد، به وقوع می‌پیوندد.

41- Spontaneous liquefaction

مراجع

Been, K., Jefferies, M. G., and Hachey, J. (1991), "The Critical State of Sands," *Journal of Geotechnique*, 41(3), pp. 365-381.

Bishop, A. W. (1973), "The Stability of Tips and Spoil Heaps," *Quarterly Journal of Engineering, Geology and Hydrogeology*, 6, pp. 335-376.

Casagrande, A. (1936), "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.

Casagrande, A. (1965), "The Role of the Calculated Risk in Earthwork and Foundation Engineering," *The Terzaghi Lecture, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 91(4), pp. 1-40.

Casagrande, A. (1975), "Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands: a Critical Review," *Proceeding of 5th Pan-Amencan Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Buenos Aires, Argentina.

Castro, G. (1969), "Liquefaction of Sands," *Harvard Soil Mechanics Series*, No. 81, Harvard University, Cambridge, M.A.

Castro, G., Poulos, S. J., France, J. W., and Enos, J. L. (1982), "Liquefaction Induced by Cyclic Loading," *Report to National Science Foundation*, Washington, D.C.

Hazen, A. (1918), "A Study of the Slip in the Calaveras Dam," *Engineering News Record*, pp. 1158-1164.

Hazen, A. (1920), "Hydraulic Fill Dams," *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 83, pp. 1713–1745.

Ishihara, K. (1993), "Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes," *Geotechnique*, 43(3), pp. 351-415.

Koppejan, A. W., Van Wamelen, B. M., and Weinberg, L. J. H. (1948), "Coastal Landslides in the Dutch Province of Zealand," *Proceeding of the 2th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, Holland, pp. 89-96.

Kramer, S. L., and Elgamal, A. W. (2001), "Modeling Soil Liquefaction Hazards for Performance-Based Earthquake Engineering," Pacific Earthquake Engineering Research Center.

Mogami, T., and Kubo, K. (1953), "The Behaviour of Soil During Vibration," *Proceeding of 3th International Conference of Soil Mechanics*, 1, pp. 152-153.

Pando, M., and Robertson, P. K. (1995), "Evaluation of Shear Stress Reversal Due to Earthquake Loading for Sloping Ground," *Proceeding of the 48th Canadian Geotechnical Conference*, Vancouver, B.C., pp. 955-962.

Poorooshasb, H. B., and Consoli, N. C. (1991), "The Ultimate State," *Proceeding of the 9th Pan-Amencan Conference*, pp. 1083-1090.

Poulos, S. J. (I997), "Comments on Laboratory Determination of Undrained Steady State Shear Strength," NSF Workshop: *Post-Liquefaction Shear Strength of Granular Soils Workshop*, Urbana Illinois, USA, pp. 147-153.

Robertson, P. K. (1994), "Design Considerations for Liquefaction," *Proceeding of 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 5, pa., 185.

Robertson, P. K. (1994), "Suggested Terminology for Liquefaction," *Proceeding of the 48th Canadian Geotechnical Conference*, Halifax, Nova Scotia, pp. 277-286.

Robertson, P. K., and Fear, C. E. (1995), "Liquefaction of Sands and Its Evaluation," *IS-Tokyo'95, Proceeding of the 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Keynote Lecture, 3, pa., 1253-1289.

Robertson, P. K., and Wride, C. E. (1995), “Liquefaction of Sands and Its Evaluation,” *Proceeding of 1th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*.

Roscoe, K. H., Schofield, A. N., and Wroth, C. P. (1958), “On the Yielding of Soils,” *Geotechnique*, 8, pp. 22-53.

Sasitharan, S., Robertson, P. K., Sego, D. C., and Morgenstern, N. R. (1994), “State Boundary Surface for Very Loose Sand and Its Practical Implications,” *Canadian Geotechnical Journal*, 31(3), 321-334.

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

Sladen, J. A., D'Hollander, R. D., and Krahn, J. (1985), “The Liquefaction of Sands, a Collapse Surface Approach,” *Canadian Geotechnical Journal*, 22, pp. 564-578.

Terzaghi, K. (1925), “Modern Conceptions Concerning Foundation Engineering,” *Jurnal of Contributions to soil mechanics*, pp. 1-43.

Terzaghi, K., and Peck, R. B. (1948), *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley and Sons, New York, p. 108.

Youd, T. L., and Idriss, I. M., eds, (1997), “NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils,” *Technical Report NCEER-97-0022*, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.

فصل ۲

شناخت و ارزیابی مخاطرات روانگرایی

۲-۱- مقدمه

وقوع روانگرایی می‌تواند ساختمان‌ها، پل‌ها، سازه‌های ساحلی، شریان‌های حیاتی، شیب‌ها و بسیاری از تجهیزات ساخته شده‌ی دیگر را به شیوه‌های مختلف تحت تاثیر قرار دهد. روانگرایی با پدیده‌های مختلفی نظیر افزایش فشار آب منفذی، جوشش ماسه و حالت‌های مختلف تغییرشکل همراه است. اما این تغییرشکل‌ها، تنها هنگامی که به اندازه‌ی کافی بزرگ بوده و به سازه‌ها آسیب برسانند، برای مهندسان معنی‌دار هستند. این نوع تغییرشکل زمین، گسیختگی زمین نامیده می‌شود و ممکن است در شکل‌ها و انواع مختلف ظاهر شود. پس از وقوع زلزله، مشاهدات گسیختگی زمین به عنوان مدرکی از وقوع روانگرایی در اعماق لایه‌های زیرین خاک، به کار برده می‌شود.

همان‌گونه که در بخش (۱-۳) اشاره شد، نرم‌شوندگی تناوبی (شامل روانگرایی تناوبی و تحرک تناوبی) بسیار بیش‌تر از روانگرایی جریانی اتفاق می‌افتد؛ اما اثرات روانگرایی جریانی بر روی سازه‌ها معمولا از نرم‌شوندگی تناوبی شدیدتر است. این موضوع به آن دلیل است که در این نوع از روانگرایی، پتانسیل تغییرشکل‌های بزرگ‌تر وجود داشته و این تغییرشکل‌ها با سرعت نسبتا بیش‌تری رخ می‌دهند. در بخش بعدی برخی از مهم‌ترین انواع گسیختگی زمین در اثر وقوع روانگرایی معرفی شده و به تفصیل مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۲-۲- اثرات روانگرایی

۲-۲-۱- جوشش ماسه[1]

پیش از وقوع تکان‌های شدید زمین، آب زیرزمینیِ یک لایه‌ی خاک سست اشباع در شرایط ایستابی قرار دارد. تنش موثر وارد بر جزء خاک قرار گرفته در هر تراز برابر با مجموع تنش موثر ناشی از وزن کل خاک در بالای سطح آب زیرزمینی و وزن غوطه‌وری خاک در زیر آن است. حرکات شدید زمین موجب بالا رفتن فشار منفذی در زیر سطح آب زیرزمینی می‌شود. فشار منفذی ناشی از حرکات لرزه‌ای، با جریان یافتن آب منفذی به سمت بالا و کناره‌ها در حین لرزش و پس از اتمام آن، پراکنده می‌شود[2]. در شرایطی که زمین مسطح و یا تقریبا مسطح باشد، جریان رو به بالای آب سبب ایجاد گرادیان هیدرولیکی می‌شود که با رسیدن این گرادیان به مقدار بحرانی، تنش موثر قائم صفر خواهد شد. در صورت برقراری شرایط لازم، که در ادامه به آن‌ها اشاره خواهد شد، سرعت آب برای حمل مخلوط آب و ذرات معلق خاک به سطح زمین کافی خواهد بود. مخلوط آب و ماسه‌ی خارج شده روی سطح زمین می‌تواند به صورت ستون‌های مخروطی شکل ماسه‌ای و یا به صورت برجستگی‌های خطی ماسه‌ای که از ترک‌های موجود در سطح زمین بیرون می‌آیند، ظاهر شود (شکل ۲-۱). مجموعه‌ی این عوارض تحت عنوان جوشش ماسه بیان می‌شود.

اگرچه این پدیده از آن جهت که به تنهایی سبب تغییرشکل زمین نمی‌شود، دقیقا نوعی از گسیختگی زمین به حساب نمی‌آید؛ اما به عنوان مدرکی برای تشخیص اضافه فشار آب منفذی در عمق و نشانه‌ای از وقوع روانگرایی شناخته می‌شود. هرچند جوشش ماسه معمولا باعث ایجاد آسیب نمی‌شود، اما جریان آب و ماسه و ته‌نشینی رسوبات می‌تواند باعث تلفات اقتصادی و برخی آسیب‌های دیگر شود.

1- Sand Boil
2- Dissipate

شکل ۲-۱- نمونه‌هایی از وقوع جوشش ماسه

بالا) نمود مخروطی شکل در پی زلزله‌ی سال ۱۹۷۹ Imperial Valley، پایین) نمود خطی در پی زلزله‌ی سال ۱۹۸۹ Loma Prieta

شرایط محلی مورد نیاز برای شکل‌گیری جوشش ماسه پیچیده و تا حدی تصادفی هستند(Kramer, 1996). نخستین شرط لازم برای تشکیل جوشش ماسه، وجود اضافه فشار آب منفذی کافی است که توسط تکان‌های شدید زمین ایجاد می‌شود. چنانچه این اضافه فشار منفذی باعث ایجاد گرادیان هیدرولیکی کافی- به قدر کافی زیاد- شود، آن‌گاه جریان آب ذرات خاک را به سطح زمین حمل خواهد کرد. شرط دوم، وجود حجم کافیِ آب منفذی به منظور تولید جریان لازم برای رساندن مصالح به سطح زمین است. این مساله به نوبه‌ی خود به عمق، تراکم، ضخامت و پیوستگی ناحیه‌ی اضافه فشار منفذی بستگی دارد. همچنین ضخامت، نفوذپذیری و پیوستگی هر یک از لایه‌های رویی، می‌تواند به عنوان مسیر یا مانع جریان آب منفذی عمل کرده و تاثیر زیادی بر شکل‌گیری

جوشش ماسه خواهد داشت. به علاوه، ترک‌هایی که از قبل در خاک وجود دارند مانند فضاهای خالی، حفره‌ی ریشه‌ی درختان و غیره می‌توانند یک مسیر ترجیحی از پیش تعیین شده را برای جریان آب ایجاد نمایند.

در صورت برقراری شرایط شکل‌گیری جوشش ماسه، این پدیده در قالب الگوهای مختلف بر روی سطح زمین ظاهر می‌شود. این الگوها را که به وسیله‌ی جزییات نهشته‌ی خاک کنترل می‌شوند، می‌توان به چهار گروه کلی زیر دسته‌بندی نمود:

الف- خاک غیرچسبنده و نسبتا نفوذپذیر بر روی مصالح روانگرا شده موجب نشست کلی زمین می‌شود؛ به طوری که یکنواختی نشست بستگی به میزان همگنی مصالح دارد. هنگامی که لایه‌ی رویی مواد روانگرای غیر چسبنده و با نفوذپذیری پایین باشد، این لایه بر روی منطقه‌ی سیال شکل معلق شده و به صورت غیر یکنواخت نشست می‌کند. این نشست نامتقارن حفراتی را ایجاد می‌کند که با ماسه‌ی سست پر می‌شود؛ چنانچه این حفرات به سطح زمین نزدیک شوند، مخلوط آب و خاکِ تحت فشار موجود در حفرات می‌تواند با فوران لایه را شکافته و حالتی شبیه به یک گرداب یا آتشفشان ماسه‌ای شکل دهد. این جریان، ماسه‌ی موجود در لایه‌ی روانگرا شده را با خود به بیرون حمل می‌کند. هرچه ضخامت لایه‌ی بالایی بیش-تر باشد جوشش‌های با تعداد کم‌تر ولی با وسعت بیش‌تری روی می‌دهد؛ چرا که پیشروی مجاری اولیه از ایجاد حفرات همزمان جلوگیری می‌کند. همچنین با افزایش ضخامت لایه‌ی روی ناحیه‌ی روانگرا، حفرات کم‌تری به سطح زمین می-رسند.

ب- هنگامی که مصالح موجود در روی ناحیه‌ی روانگرا شده چسبنده باشد، گسترش روانگرایی و احتمالا ادامه‌ی حرکات لرزه‌ای منجر به ایجاد ترک در لایه‌ی بالایی می‌شود. مواد روانگرا شده از بین ترک‌ها خارج شده و جوشش ماسه به شکل نامنظم و خطی شکل می‌گیرد.

پ- هنگامی که جریان آب و خاک در نزدیکی سطح زمین به پی ساختمان، جاده و یا هر سطح روکش‌دار دیگری برخورد کند، این جریان منحرف شده و جوشش ماسه در کناره‌های سازه ظاهر می‌شود. وجود سوراخ‌ها و حفرات زیرزمینیِ طبیعی یا ترانشه‌ها و گودال‌های ایجاد شده به دست بشر می‌تواند بر روی مسیر خروج خاک روانگرا شده تاثیر گذارد. مسیر عبور مخلوط آب و ماسه به طرف سطح زمین، بسته به ناهمگنی و ناهمسانی خاک، معمولا پیچ در پیچ بوده و قائم نیست.

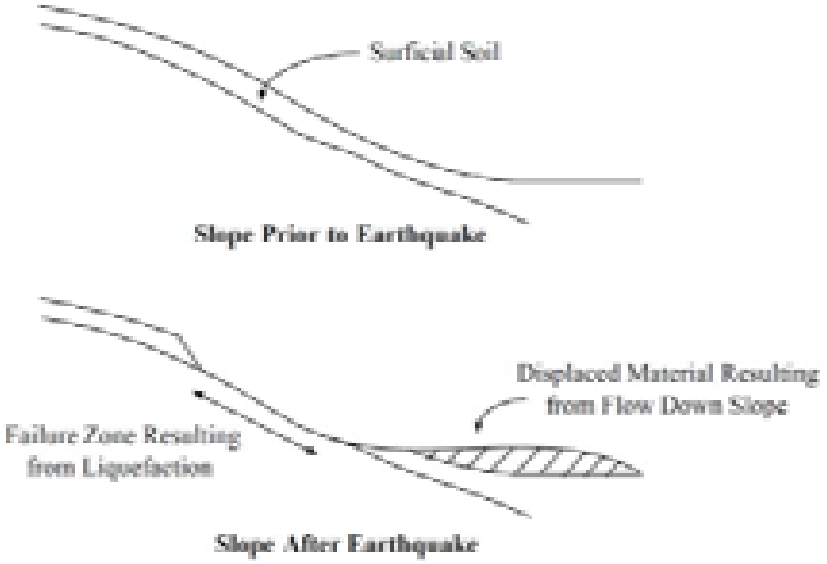
ت- حجم ماسه‌ی ته‌نشین شده بر روی سطح زمین در اثر وقوع جوشش ماسه، بستگی به عمق لایه‌ی روانگرا شده دارد. اگر یک لایه‌ی درشت‌دانه‌تر مثل شن بر روی منطقه‌ی روانگرا شده قرار داشته باشد، ممکن است مخلوط ماسه و آب از سطح زمین خارج نشده و تنها صرف پرکردن حفرات موجود در داخل خاک درشت‌دانه شود.

۲-۲-۲- گسیختگی جریانی[3]

گسیختگی جریانی فاجعه‌بارترین نوع گسیختگی زمین است که در اثر روانگرایی به وجود می‌آید. شکل (۲-۲) یک نمای شماتیک از گسیختگی جریانی را نشان می‌دهد که در طی آن وقوع روانگرایی در زیر سطح زمین موجب از دست رفتن مقاومت خاک و حرکت آن به سمت پایین شیب می‌شود. این نوع از گسیختگی معمولا توده‌های بزرگ خاک را ده‌ها متر جابجا می‌کند؛ حتی گاهی در اثر این پدیده توده‌های خاک با سرعت زیاد، ده‌ها کیلومتر به سمت پایین شیب حرکت می‌کنند. جریان‌های ناشی از گسیختگی ممکن است از خاک کاملا روانگرا شده و یا از بلوک‌های مصالح دست‌نخورده که روی لایه‌ای از خاک روانگرا شده شناور هستند، تشکیل

3- Flow Failure

شده باشد. این جریان‌ها معمولا در ماسه‌ها یا سیلت‌های سست اشباع و بر روی شیب‌های بزرگ‌تر از ۳ درجه به وجود می‌آیند. گسیختگی شیب بالا دست سد پایینی San Fernando در زلزله‌ی سال ۱۹۷۱ یک مثال معروف از گسیختگی جریانی است.



شکل ۲-۲- نمای شماتیک از وقوع گسیختگی جریانی

گسیختگی جریانی در بیش‌تر موارد، سدهای باطله‌ی[4] ساخته شده از سنگریزه‌های سست و اشباع ضایعات معدنی را تحت تاثیر قرار داده است. شکل (۲-۳) نمونه‌ای از خرابی یک سد باطله را که در زلزله‌ی سال ۱۹۸۵ شیلی (Central Chile) به وقوع پیوست، نشان می‌دهد. همچنین مواردی از وقوع گسیختگی جریانی در این سدهای باطله و دیگر سازه‌های خاکیِ سست ساخت بشر، در طی ساخت آن‌ها و بدون وقوع هیچ زلزله‌ای (روانگرایی ایستایی)، گزارش شده است (Casagrande, 1936).

شکل ۲-۳- گسیختگی سد باطله در Cerro Negro شیلی در زلزله‌ی سال ۱۹۸۵

4- Tailing Dam

بسیاری از بزرگ‌ترین و خسارت‌بارترین گسیختگی‌های جریانی در مناطق ساحلی به‌وقوع پیوسته‌اند. به‌عنوان مثال گسیختگی جریانی روی داده در زلزله‌ی سال ۱۹۶۴ آلاسکا- بیش‌تر در زیر سطح آب- بخش عمده‌ای از تجهیزات بندرگاه را به درون آب حمل کرده و سبب ایجاد امواج بزرگی شد که این امواج خسارات مالی و جانی دیگری را نیز در امتداد ساحل به‌وجود آوردند.

گسیختگی‌های جریانیِ خاک‌های طبیعی روی خشکی، معمولا جریان واریزه[5] نامیده می‌شوند و اگرچه نسبت به گسیختگی‌های رخ داده در زیر دریا کم‌تر اتفاق می‌افتند، اما فاجعه‌بارتر هستند. نمونه‌هایی ازگسیختگی جریانی شدید در نهشته‌های رمبنده‌ی رس سیلت‌دار نیمه اشباع در زلزله‌هایی در چین و روسیه گزارش شده‌است. گسیختگی جریانی ناشی از زلزله‌ی سال ۱۹۲۰ در چین محدوده‌ای با طول و عرض ۱/۶ کیلومتر را در شهر Kansu تحت تاثیر قرار داد. برخی گسیختگی‌های رخ داده در طی این زلزله، چندین کیلومتر به سمت پایین شیب جریان پیدا کردند.

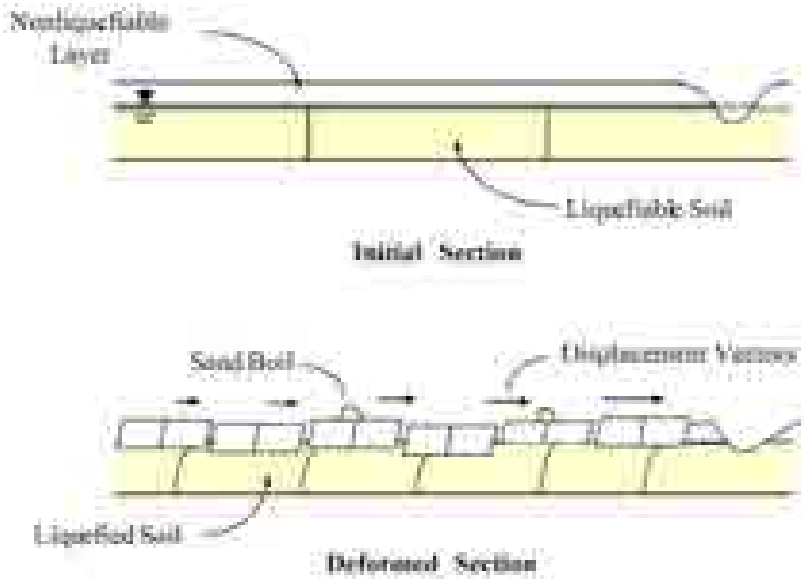
۲-۲-۳- گسترش جانبی[6]

گسترش جانبی شامل تغییرمکان جانبی بلوک‌های سطحیِ بزرگ خاک، در نتیجه‌ی وقوع روانگرایی در یکی از لایه‌های زیرین خاک می‌باشد. شکل (۲-۴) یک نمای شماتیک از وقوع گسترش جانبی را قبل و بعد از گسیختگی نشان می‌دهد. با وقوع روانگرایی در لایه‌ی خاک زیرین- لایه‌ی هاشور خورده- لایه‌ی بالایی به‌صورت جانبی به‌سمت پایینِ زمین با شیب ملایم حرکت کرده و در طی این حرکت به بلوک‌های محصور بین شکاف‌ها تجزیه می‌شود. این حرکت در نتیجه‌ی ترکیبی از نیروهای ثقلی و نیروهای اینرسی ناشی از زلزله اتفاق می‌افتد. به‌طور کلی گسترش جانبی بر روی زمین‌های با شیب ملایم (معمولا بین ۰/۳ تا ۳ درجه) رخ داده و به سمت سطوح آزاد نظیر ترانشه‌های ایجاد شده در مسیر رودخانه‌ها حرکت می‌کند. معمولا تغییرمکان‌های افقی ناشی از گسترش جانبی به چندین متر می‌رسد؛ اما در شرایطی که شیب‌ها مساعد و مدت زمان حرکت لرزه‌ای طولانی باشد، می‌تواند تا چند ده‌متر نیز افزایش یابد. خاک جابجا شده در اثر گسترش جانبی معمولا از درون گسیخته می‌شود که این امر ترک‌های عمیق، خندق‌ها و بیرون‌زدگی و فرورفتگی پوسته‌ی زمین را بر روی سطح گسیختگی شکل می‌دهد (شکل ۲-۵). گسترش جانبی عموما سبب گسیختگی پی ساختمان‌های قرار گرفته درون یا روی ناحیه‌ی شکست می‌شود. همچنین در اثر وقوع این پدیده مجراهای فاضلاب، خطوط لوله و دیگر تاسیسات موجود در داخل ناحیه‌ی گسیختگی تخریب شده و سازه‌های مهندسی واقع در پاشنه‌ی شکست دچار فشردگی و کمانش می‌شوند.

اگرچه آسیب‌های ناشی از گسترش جانبی به‌ندرت فاجعه‌آمیز هستند، اما این اثرات عملکرد سازه‌ها و تاسیسات را به‌شدت مختل کرده و غالبا گسترده می‌باشند. به‌طور مثال در زلزله‌ی سال ۱۹۶۴ آلاسکا با گسترش نهشته‌های دشت سیلابی به سمت کانال‌های رودخانه، بیش از ۲۵۰ پل آسیب دیده و یا به‌طور کلی تخریب شد. گسترش جانبی رخ‌داده سبب فشردگی پل موجود روی رودخانه و کمانش عرشه‌ی آن شد (شکل ۱-۴)؛ از سوی دیگر این گسیختگی رانش پایه‌های عمودی بر روی تکیه‌گاه‌های کناری پل و جابجایی و دوران پایه‌های کناری و ستون‌های پل را به‌دنبال داشت.

در مجموع با توجه به سوابق خرابی‌های ناشی از روانگرایی در زلزله‌های گذشته می‌توان گفت خرابی‌های به‌وجود آمده در اثر گسترش جانبی نسبت به دیگر انواع خرابی‌های حاصل از روانگرایی متداول‌تر است.

5- Debris
6- Lateral Spreading

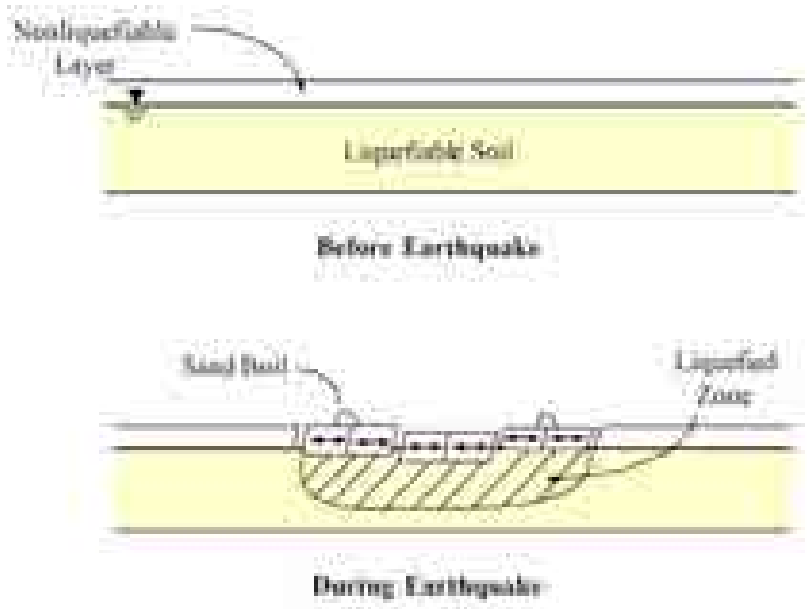


شکل ۲-۴- نمایی از گسترش جانبی قبل و بعد از گسیختگی

شکل ۲-۵- فرورفتگی زمین در اثر وقوع گسترش جانبی در طی زلزله‌ی سال ۱۹۸۹ Loma Prieta

۲-۲-۴- نوسان زمین

در مناطقی که شیب زمین برای وقوع گسترش جانبی خیلی ملایم است، روانگرایی در عمق، معمولا باعث جداسازی بلوک‌های بالایی خاک شده و به آن‌ها اجازه می‌دهد که در طی زلزله بر روی لایه‌ی روانگرا به سمت جلو و عقب تکان بخورند (شکل ۲-۶). این تکان بلوک‌ها نوسانی را ایجاد می‌کند که غالبا به‌صورت موج در سطح زمین دیده می‌شود. این نوسانات با باز و بسته شدن ترک‌ها و نشست زمین همراه می‌شود که می‌تواند خسارات جدی به سازه های روی زمین و خطوط لوله و دیگر تاسیسات مدفون در زمین وارد آورد.



شکل ۲-۶- سازوکار نوسان زمین

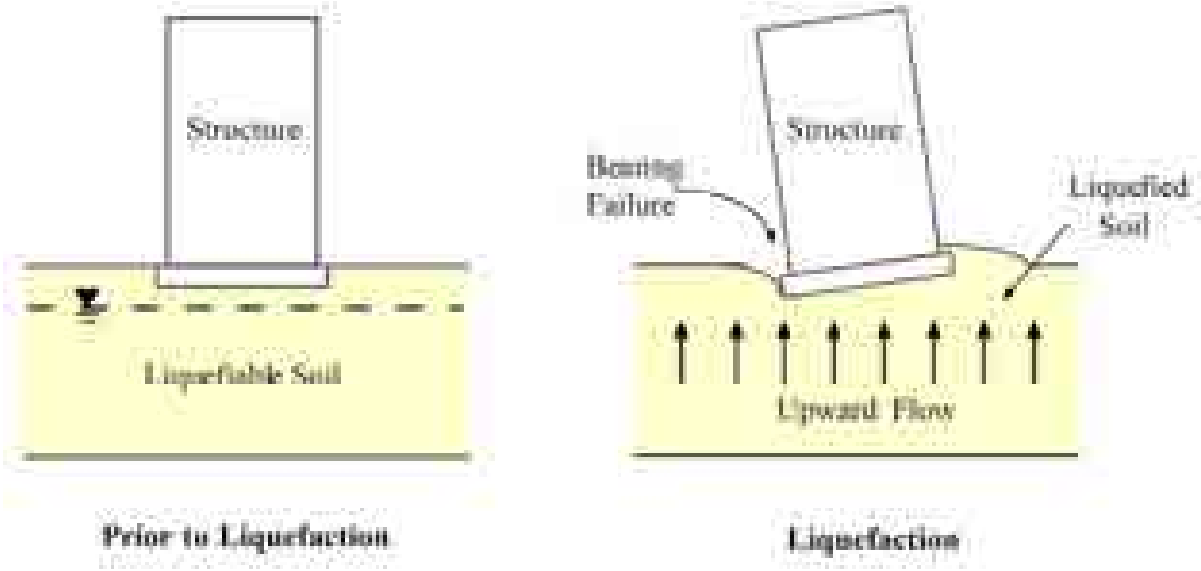
۲-۲-۵- از دست رفتن ظرفیت باربری[۷]

روانگرایی خاک می‌تواند با ساز وکارهای مختلفی منجر به گسیختگی پی ساختمان‌ها و سازه‌ها شود. پی‌های سطحی و عمیق هر دو ممکن است در اثر وقوع روانگرایی آسیب ببینند. شاید آشکارترین ساز وکار گسیختگی پی‌های سطحی، از دست دادن ظرفیت باربری در خاک‌های سست اشباع با مقاومت پس‌ماند کم باشد.

هنگامی که خاک تکیه‌گاه یک ساختمان و یا سازه‌های دیگر روانگرا شده و مقاومت خود را از دست می‌دهد، تغییرشکل‌های بزرگی در خاک اتفاق می‌افتد که منجر به نشست یا کج‌شدگی سازه می‌شود (شکل۲-۷). در زلزله‌ی سال ۱۹۶۴ Niigata در ژاپن نمونه‌ی شگفت‌انگیزی از گسیختگی ظرفیت باربری در مجموعه آپارتمان‌های Kawagishicho رخ داد؛ که در آن تعدادی از ساختمان‌های چهار طبقه تا حدود ۶۰ درجه کج شدند (شکل ۱-۵). از قرار معلوم روانگرایی ابتدا در لایه‌ی ماسه‌ای واقع در عمق چندین متری زیر سطح زمین شروع شده و سپس از طریق لایه‌های ماسه‌ای فوقانی به سمت بالا گسترش یافته است. موج رو به بالای روانگرایی، خاک تکیه‌گاه ساختمان‌ها را ضعیف کرده و سبب شد که سازه‌ها به آرامی نشست کرده و کج شوند. پس از این واقعه، بیش‌تر این ساختمان‌ها دوباره به وضعیت عمودی برگردانده شدند؛ پی آن‌ها با شمع به زمین دوخته شده و مجددا مورد استفاده قرار گرفتند.

علاوه بر خرابی پی‌های سطحی، روانگرایی می‌تواند اثرات شدیدی بر روی پی‌های عمیق (شمع‌ها) نیز داشته باشد. همان‌گونه که در بخش (۱-۲) ذکر شد، وقوع روانگرایی و گسترش جانبی در زلزله‌ی سال ۱۹۶۴ Niigata منجر به گسیختگی شمع‌ها در زیر ساختمان NHK (شکل ۱-۶) و پل Showa (شکل ۱-۷) شد. گسیختگی پی‌های عمیق در اثر روانگرایی در بسیاری از زلزله‌های دیگر نیز مشاهده شده است. به عنوان مثال شکل (۲-۸) نمونه‌ای از خرابی شمع‌ها در اثر گسترش جانبی را در طی زلزله‌ی کوبه نشان می‌دهد.

7- Loss of Bearing Capacity



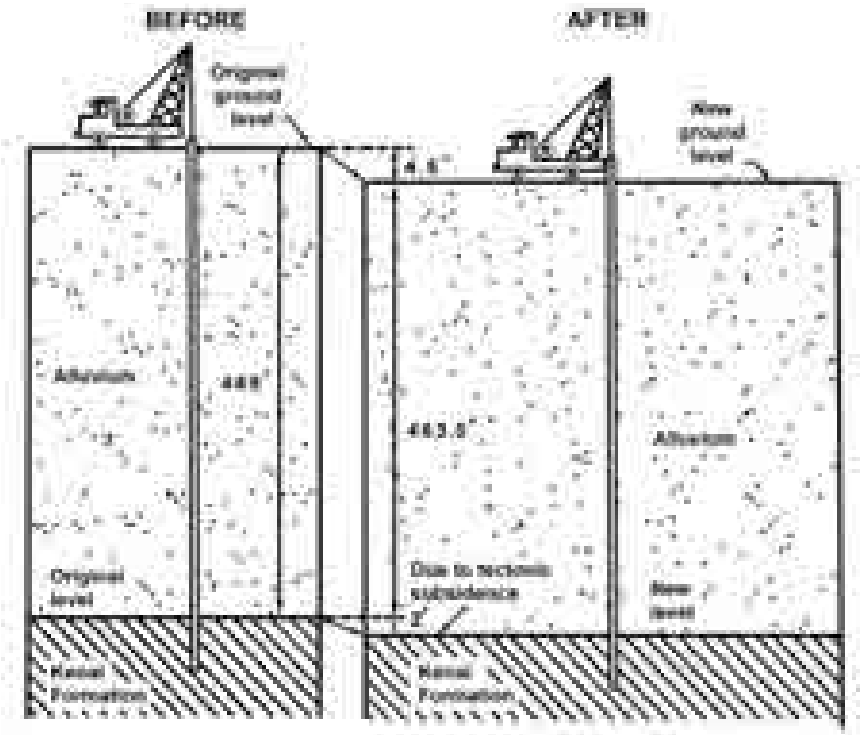
شکل ۲-۷- کج‌شدگی ساختمان در اثر وقوع روانگرایی و از دست دادن ظرفیت باربری خاک

شکل ۲-۸- خرابی شمع‌ها در اثر گسترش جانبی در طی زلزله‌ی کوبه در ژاپن

۲-۲-۶- نشست زمین

در زلزله‌ی سال ۱۹۶۴ در آلاسکا، چندین نمونه‌ی کلاسیک از نشست زمین در اثر تکان‌های لرزه‌ای اتفاق افتاد. در طی وقوع فرونشست ناشی از حرکات زمین‌ساختی در یک منطقه‌ی وسیع، در برخی نواحی موضعی، نشست تراکمی رسوبات نیز به‌طور قابل توجهی به نشست کل اضافه شد. به‌طور مثال، اختلاف سطح به‌وجود آمده در هنگام عملیات لوله‌گذاری چاه در نزدیکی شهر Portage (شکل ۲-۹)، سهمی از نشست کل را نشان می‌دهد که می‌توان آن را به تراکم خاک نسبت داد. وقوع نشست، سطح زمین را به قدری پایین آورد که خانه‌ها، خطوط راه‌آهن و سطح اتوبان‌ها در طی جزر و مدهای بزرگ به زیر آب فرو رفتند. نمونه‌ی دیگری از خرابی‌های عمده‌ی ناشی از نشست خاک، نشست زمین در محل تصفیه‌خانه‌ی Jensen در زلزله‌ی San Fernando در سال

۱۹۷۱ است که موجب آسیب‌های قابل توجهی شد. تراکم خاک و نشست زمین معمولا با روانگرایی خاک مرتبط بوده و با وقوع آن افزایش می‌یابند.



شکل ۲-۹- نشست زمین در اطراف ناحیه‌ی لوله‌گذاری چاه در زلزله‌ی سال ۱۹۶۴ آلاسکا

نشست زمین در اثر وقوع زلزله را می‌توان به دو بخش نشست خاک خشک و نشست خاک اشباع تقسیم‌بندی 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 ارایه شده‌اند که تطابق قابل قبولی با موارد مشاهده شده در محل دارند. در فصل ۷ به تفصیل به این روش‌ها اشاره شده و نشست کلی خاک در اثر وقوع زلزله مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

۲-۲-۷- خرابی سازه‌های ساحلی[8]

در بیش‌تر موارد تجهیزات بندرگاه و اسکله در مناطق مستعد برای وقوع روانگرایی قرار گرفته‌اند. تعداد زیادی از این تجهیزات در اثر روانگرایی ناشی از زلزله‌های گذشته خراب شده‌اند. معمولا در محدوده‌ی بندرگاه‌ها و اسکله‌ها، سازه‌های نگهبان بزرگی نظیر دیوارهای ساحلی[9]، فرازبندهای مهارشده[10]، دیوارهای وزنی و طره‌ای و نیز بندهای موقت سپری[11] وجود دارند که شرایط لنگر انداختن

8- Waterfront Structure
9- Seawall
10- Anchored Bulkhead
11- Sheet-Pile Cofferdam

کشتی‌های بزرگ در کنار ساحل و سپس بارگیری و باراندازی را فراهم می‌کنند. یکی از روش‌های معمول در ساخت دیوارهای حایل، به‌ویژه در مورد دیوارهای ساحلی و فرازبندهای موجود در تجهیزات بندرگاهی، پرکردن پشت دیوار با ماسه است. وقوع روانگرایی در خاکریز ماسه‌ای تنش‌های جانبی وارد بر پشت دیوار را افزایش می‌دهد؛ این پدیده که در برخی موارد با پایین آمدن سطح آب اقیانوس دراثر سونامی ترکیب می‌شود، منجر به خرابی دیوارها در طی زلزله‌های متعدد گذشته شده است. نمونه‌های قابل توجهی از این نوع خرابی در طی زلزله‌های سال ۱۹۶۰ و ۱۹۸۵ در شیلی به وقوع پیوست.

اما به‌طور کلی سه نوع مختلف از اثرات روانگرایی وجود دارد که می‌تواند به سازه‌های نگهبان آسیب برساند:

- نوع اول وقوع روانگرایی در جلوی دیوار حایل است. در این حالت فشار مقاوم در جلوی دیوار کاهش می‌یابد.
- در حالت دوم، خاک موجود در پشت دیوار روانگرا شده و فشار وارد بر دیوار به‌شدت افزایش می‌یابد. حالت‌های اول و دوم می‌توانند به صورت مجزا و یا همزمان عمل کرده و منجر به گسیختگی واژگونی، لغزش به طرف خارج و یا کج‌شدگی دیوار حایل به سمت آب شوند. امکان دیگری که در این حالت وجود دارد آن است که فشار افزایش یافته‌ی وارد بر پشت دیوار می‌تواند از مقاومت دیوار فراتر رفته و در نهایت به گسیختگی سازه‌ای دیوار منتهی شود.

روانگرایی خاک پشت دیوار حایل همچنین می‌تواند بر پشت‌بندهای مهاری[12] تاثیر بگذارد. برای مثال، فشار افزایش یافته در اثر وقوع روانگرایی خاک در پشت دیوار می‌تواند سبب شکست پشت‌بندهای مهاری و کاهش فشار مقاوم تامین شده توسط آن‌ها شود.

- حالت سوم وقوع روانگرایی در زیر دیوار است. در این حالت ظرفیت باربری و یا مقاومت لغزشی دیوار کاهش یافته و منجر به گسسیختگی ظرفیت باربری و یا افزایش حرکت دورانی دیوار می‌شود.

نمونه‌های شگفت‌انگیزی از خرابی سازه‌های ساحلی در اثر روانگرایی در زلزله‌ی سال ۱۹۹۵ کوبه به وقوع پیوست (شکل ۲-۱۰).

شکل ۲-۱۰- فرورفتگی زمین در پشت دیوار بارانداز در اثر حرکت و دوران ناشی از وقوع روانگرایی

12- Tieback Anchor

۲-۲-۸- شناوری سازه‌های مدفون

تانک‌ها، خطوط لوله، شمع‌های چوبی سپری و دیگر سازه‌های مدفون که سبک‌تر از خاک اطراف هستند، هنگامی که خاک اطراف آن‌ها روانگرا می‌شود، به صورت شناور در آن در می‌آیند. نمونه‌های شگفت‌انگیزی از شناوری تانک‌های مدفون در طی زلزله-های گذشته در ژاپن روی داده است. شکل (۲-۱۱) یکی از این موارد را که مربوط به بیرون‌زدگی یک مخزن بتنی در پی وقوع روانگرایی خاک اطراف آن است، نشان می‌دهد. این مخزن به گونه‌ای ساخته شده بود که تراز بالای آن بر روی سطح زمین قرار داشت. در زمان وقوع زلزله مخزن خالی بوده و نسبت به خاک اطراف تقریبا سبک‌تر بوده است. آسیب‌های ناشی از شناوری سازه‌ها به ندرت فاجعه‌بار است، اما می‌تواند اثرات مهمی بر شریان‌های حیاتی و استقرار مجدد خدمات اجتماعی داشته باشد.

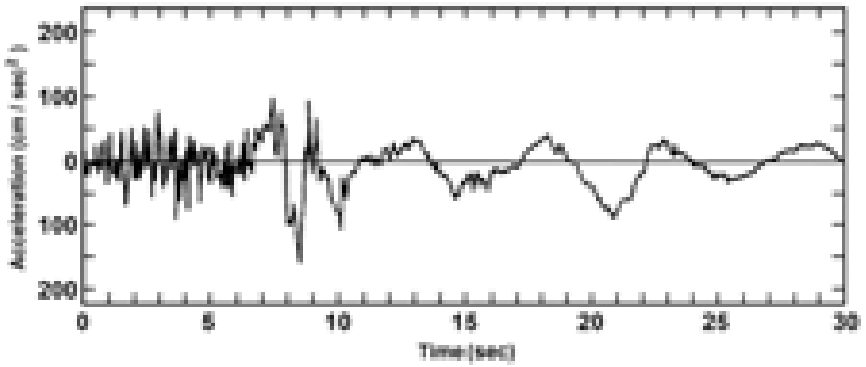
شکل ۲-۱۱- بیرون‌زدگی مخزن بتنی از زمین در اثر روانگرایی خاک اطراف مخزن در زلزله‌ی سال ۱۹۶۴ نیگاتا

۲-۲-۹- اثر بر روی پاسخ ساختگاه[۱۳]

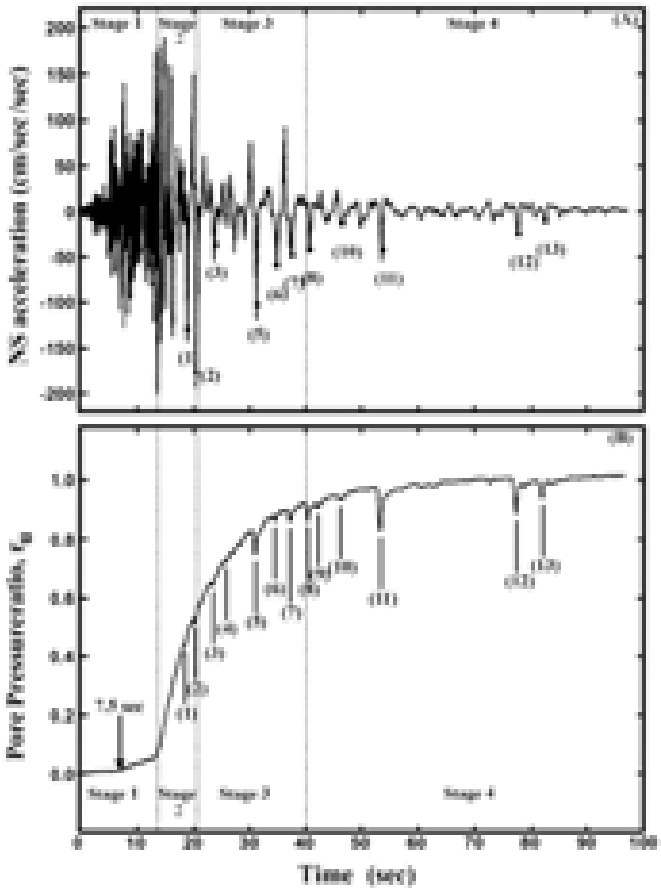
این مساله به خوبی شناخته شده است که مشخصات حرکات سطحی زمین تحت تاثیر شرایط ساختگاه محلی قرار دارد. مشخصاتی از قبیل ضخامت، سختی و میرایی لایه‌های مختلف خاک قرار گرفته در زیر یک ساختگاه خاص، بزرگ‌نمایی یا کوچک‌نمایی نسبی مولفه‌های مختلف حرکات سنگ بستر را کنترل می‌کنند. نهشته‌های خاکی سخت تمایل به بزرگ‌نمایی مولفه‌های با بسامد بالای حرکات سنگ بستر دارند؛ در حالی که نهشته‌های سست حرکات با بسامد پایین را بزرگ‌نمایی می‌کنند. پاسخ ساختگاه‌های روانگرا شده از این نظر که سختی یک نهشته‌ی خاک مشخص در بازه‌ی زمانی بین شروع و پایان زلزله می‌تواند به سرعت و با شدت زیاد تغییر کند، تا حدی غیرمتعارف است. به طور کلی ایجاد اضافه فشار آب منفذی و در پی آن کاهش تنش موثر موجب نرم‌شدگی نهشته‌ی خاکی روانگرا شده می‌شود. بنابراین لایه‌ی خاکی که می‌تواند مولفه‌های با بسامد نسبتا بالا در بخش اولیه‌ی حرکت سنگ بستر را بزرگ‌نمایی کند، با پیش رفتن حرکت و در پی تاثیر اولیه، تمایل به بزرگ‌نمایی مولفه‌های با بسامد پایین‌تر خواهد داشت.

13- Site Response

حرکات ثبت شده‌ی زمین در سطح نهشته‌های خاکی روانگرا شده، میزان قابل توجهی از کاهش در بزرگ‌نمایی بسامدهای بالا و افزایش در بزرگ‌نمایی بسامدهای پایین را در پی وقوع روانگرایی اولیه نشان می‌دهد (شکل ۲-۱۲). این تغییر در محتوای بسامدی[۱۴] منطبق با کاهش شدید در سختی و مقاومت می‌باشد که توام با وقوع روانگرایی اولیه است (در شکل ۲-۱۲ به تغییرات چشمگیر محتوای بسامدی پس از شروع روانگرایی در ثانیه‌ی ۷-۶ توجه کنید). هرچند در بیش‌تر موارد این حرکات زمین تعدادی خیز مجزا با شتاب بالا را نیز نشان می‌دهند (به طور مثال شکل ۲-۱۳).



شکل ۲-۱۲- تاریخچه‌ی زمانی شتاب سطحی زمین در زلزله‌ی نیگاتا



شکل ۲-۱۳- شتاب سطحی زمین و فشار آب ثبت شده در ساختگاه Wildlife (Zeghal and Elgamal 1994)

14- Frequency Content

همان‌گونه که در شتاب‌نگاشت مشاهده می‌شود، این خیزها یک شکل مقعرِ رو به بالای مشخصی دارند. در نتیجه‌ی تحقیقات پیش‌گامانه‌ی Zeghal and Elgamal (1994) و دیگران، این موضوع روشن شد که این خیزها در اثر وقوع اتساع در خاک روانگرا شده ایجاد می‌گردند. هنگامی که خاک اتساع پیدا می‌کند، سخت‌تر شده و در نتیجه قابلیت آن برای عبور حرکات با بسامد بالاتر با زمان افزایش می‌یابد. این مساله منجر به تداخل فزاینده‌ی امواج انتقالی به طرف بالای خاک روانگرا شده می‌شود؛ امواج حاصل توسط Kutter and Wilson (1999) تحت عنوان امواج ضربه‌ای ضد روانگرایی[۱۵] نامگذاری شده است.

ارزیابی اثرات روانگرایی بر روی سازه‌ها به‌خصوص آن‌هایی که بر روی زمین مسطح- یعنی جایی که تغییرمکان‌های افقی دائم اتفاق نمی‌افتد- قرار گرفته‌اند، احتیاج به قابلیت پیش‌بینی ایجاد اضافه فشار آب منفذی با زمان دارد. مقدار اضافه فشار آب منفذی تولید شده در طی شدیدترین بخش حرکت ورودی و یا حتی قبل از آن روی عملکرد تاثیر خواهد گذاشت. هنگامی که روانگرایی در اوایل یک زلزله رخ می‌دهد، بخش‌های قوی حرکت ورودی قادر به ایجاد ضربه‌های اتساعی[۱۶] قوی در خاک روانگرا شده هستند؛ که این ضربه‌ها می‌توانند شتاب‌های بالای با سرعت و تغییرمکان زیاد تولید کنند. اگر روانگرایی در اواخر زلزله اتفاق بیفتد، بخش قوی‌تر حرکات ورودی ممکن است پیش از روانگرایی اولیه اتفاق بیفتد. در نتیجه، خروجی حرکات زمین برای این دو حالت کاملا متفاوت خواهد بود.

۲-۳- روش ارزیابی مخاطرات ناشی از روانگرایی

همان‌طور که در این فصل و همچنین در بند (۱-۲) توضیح داده شد، روانگرایی می‌تواند انواع مختلفی از خرابی‌ها را در یک ساختگاه به‌وجود آورد. ارزیابی کامل مخاطرات روانگرایی نیازمند بررسی پتانسیل تغییرشکل‌های ناشی از آن است. در هنگام مواجه شدن با چنین مساله‌ای، مهندس ژئوتکنیک لرزه‌ای با پاسخ دادن به سوالات زیر می‌تواند به‌طور هدفمند پتانسیل مخاطرات روانگرایی را مورد ارزیابی قرار دهد:

۱- آیا خاک ساختگاه مورد نظر استعداد وقوع روانگرایی دارد؟

۲- در صورت مستعد بودن خاک، آیا روانگرایی اتفاق خواهد افتاد؟

۳- اگر روانگرایی روی دهد، چه آسیب‌هایی را در پی داشته و چگونه باید با آن برخورد نمود؟

به‌منظور پاسخ به سوال اول، عوامل موثر در استعداد روانگرایی خاک‌ها و نیز معیارهای موجود برای تشخیص این استعداد، در فصل سوم مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد. اگر جواب اولین سوال منفی باشد، می‌توان چنین نتیجه‌گیری کرد که خطر روانگرایی وجود ندارد و ارزیابی مخاطرات روانگرایی به پایان می‌رسد. اما اگر جواب این سوال مثبت باشد، باید به سوال بعدی مراجعه نمود. برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی خاک‌های مستعد، روش‌های مختلفی وجود دارد که در فصل چهارم به آن‌ها اشاره می‌شود. از میان این روش‌ها، مهم‌ترین و کاربردی‌ترین روش، روش تنش و به‌طور خاص روش ساده‌شده‌ی تنش می‌باشد که در فصل ۵ با جزییات کامل ارایه می‌شود. در صورتی که پاسخ سوال دوم مثبت بوده و وقوع روانگرایی محرز شود، باید اثرات آن مورد بررسی قرار گیرد. به

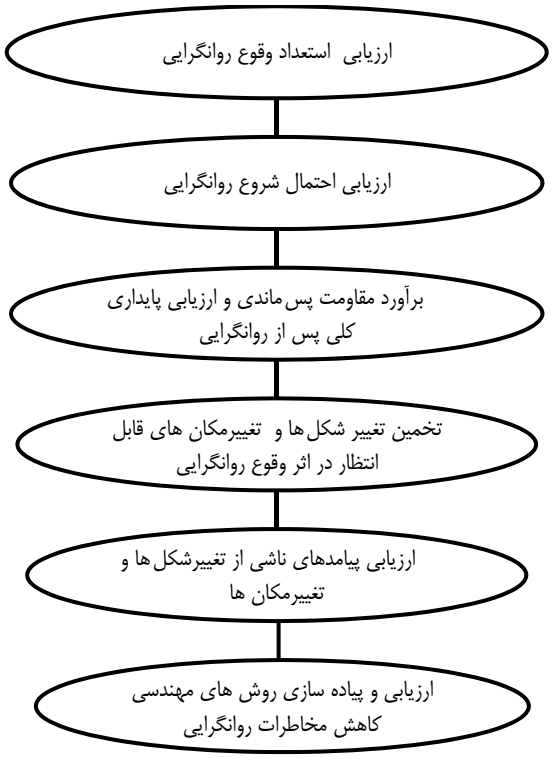
15- De-Liquefaction Shock Wave
16- Dilation Pulse

این منظور ابتدا باید مقاومت پسماند موجود مطابق با روش‌های ارایه شده در فصل ششم برآورد شده و پایداری کلی ساختگاه و یا سازه‌ها و تاسیسات موجود در آن مورد بررسی قرار گیرد.

اگر ارزیابی پایداری کلی، کمبود مقاومت و عدم پایداری را نشان دهد، آنگاه استعداد تغییرشکل/تغییرمکان زیاد بوده و معمولا نیاز به انجام اصلاحات مهندسی است. در صورت قابل قبول بودن ارزیابی پایداری، تغییرشکل و تغییرمکان‌های مورد انتظار به کمک روش‌های ارایه شده در فصل هفتم برآورد می‌شود.

گام بعدی تعیین اثرات تغییرشکل و تغییرمکان‌های ناشی از روانگرایی روی عملکرد سازه‌ها و دیگر تجهیزات مهندسی و تعریف معیاری برای عملکرد قابل قبول آن‌ها است. انجام این گام که ورودی‌های نیرو/تغییرمکان آن بر اساس تحلیل‌های انجام‌شده در فصول ششم و هفتم به‌دست می‌آید، باید مطابق با معیارهای طراحی تعریف شده برای سازه‌ها و تاسیسات مختلف صورت پذیرد و در چهارچوب سرفصل‌های این راهنما قرار نمی‌گیرد.

اما در نهایت و به‌عنوان گام آخر، اگر عملکرد رضایت‌بخش سازه تامین نشود نیاز به کاهش مهندسی خطرات روانگرایی است که در فصل هشتم به تعدادی از روش‌های موجود در این زمینه اشاره خواهد شد. گام‌های ذکر شده برای ارزیابی مخاطرات روانگرایی را می‌توان مطابق با شکل (۲-۱۴) در قالب عناصر اساسی مهندسی روانگرایی بیان نمود.



شکل ۲-۱۴- اجزای اصلی مهندسی روانگرایی خاک

مراجع

Casagrande, A. (1936), “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.

Kramer, S. L. (1996), *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, Upper Saddle River, N.J.

Kutter, B. L., and Wilson, D. W. (1999), “De-liquefaction shock waves,” *Proceeding of the 7th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Soil Liquefaction*, Seattle, Washington, August 15–17, Technical Report MCEER-99-0019 (O'Rourke, Bardet, and Hamada eds.), pp. 295–310.

Zeghal, M. and Elgamal, A. W. (1994), “Analysis of Site Liquefaction Using Earthquake Records,” *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 120, No.6, pp. 996-1017.

فصل ۳

بررسی استعداد روانگرایی

۳-۱- عوامل موثر بر استعداد روانگرایی خاک‌ها

گام نخست در هر روشِ ارزیابی روانگرایی لرزه‌ای، تعیین این موضوع است که آیا استعداد روانگرایی در ساختگاه مورد نظر وجود دارد یا خیر. روش‌های گزینشی مختلفی برای جداسازی ساختگاه‌هایی که به طور مشخص نسبت به وقوع پدیده‌ی روانگرایی بی‌خطر هستند از ساختگاه‌هایی که نیاز به مطالعات تفصیلی بیش‌تر دارند، وجود دارد. بر اساس نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی و نیز مشاهدات و مطالعات محلی انجام شده، معیارهای گزینشی زیر مهم‌ترین عواملی هستند که روانگرایی را کنترل کرده و متداول‌ترین روش‌های مورد استفاده در ارزیابی استعداد روانگرایی بر اساس آن‌ها تعریف می‌شوند.

- تراز آب زیرزمینی؛
- نوع خاک؛
- تراکم نسبی؛
- دانه‌بندی؛
- وضعیت زهکشی؛
- شکل ذرات؛
- سن زمین‌شناسی و خصوصیات زمین ریخت‌شناسی؛
- شرایط تاریخچه‌ای (سیمانی شدن، نسبت پیش‌تحکیمی و ضریب فشار جانبی)؛
- فشار همه‌جانبه.

قبل از تشریح هر یک از موارد فوق لازم به ذکر است که اگرچه این ضوابط اساسا در استعداد روانگرایی خاک تاثیرگذار می‌باشند، اما به تنهایی برای ارزیابی استعداد روانگرایی در ساختگاه کافی نیستند.

۳-۱-۱- تراز آب زیرزمینی

روانگرایی تنها در مصالح اشباع یا بسیار نزدیک به اشباع به وقوع می‌پیوندد. هرچند نمونه‌های بسیار نادری از وقوع روانگرایی در خاک‌های خشک و خیلی سست نیز گزارش شده است؛ ولی در ارزیابی خطر روانگرایی در این راهنما این نمونه‌ها در نظر گرفته نمی‌شود. تنها نهشته‌های اشباع یا نهشته‌هایی که قابلیت اشباع شدن با آب زیرزمینی را دارا باشند، به عنوان خاک‌های مستعد روانگرایی در نظر گرفته می‌شوند. نهشته‌هایی که در زیر تراز آزاد آب زیرزمینی- تراز دائم یا بالا آمده‌ی آب- قرار دارند، عموما اشباع می‌باشند. از آن‌جایی‌که مقاومت روانگرایی با زیاد شدن تنش سربار و سن نهشته (که معمولا هر دو با افزایش عمق زیاد می‌شوند) بالا می‌رود، این مقاومت معمولا به صورت محسوس با عمیق‌تر شدن تراز آب زیرزمینی افزایش می‌یابد. بنابراین هرچقدر تراز آب زیرزمینی عمیق‌تر باشد، مقاومت نهشته در برابر روانگرایی بیش‌تر است.

از آن‌جایی که مقاومت روانگرایی عموما با عمق افزایش می‌یابد، بیش‌تر وقایع گذشته‌ی روانگرایی در نهشته‌های طبیعی در اعماق کم رخ داده‌اند. تحقیقات ژئوتکنیکی در ساختگاه‌هایی که در گذشته روانگرایی در آن‌ها اتفاق افتاده است، نشان می‌دهد که بیش‌ترین موارد روانگرایی 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؛ همچنین موارد اندکی از وقوع روانگرایی در نواحی با تراز آب

زیرزمینی پایین‌تر از ۱۵ متر مشاهده شده است. رابطه‌ی سطوح مختلف آب زیرزمینی با مقادیر نسبی مخاطرات روانگرایی در جدول (۳-۱) نشان داده شده است. لازم به ذکر است که این روابط برای خاکریزهای بزرگِ ساخت بشر نظیر سدهای خاکی، سیل‌شکن‌ها[1] یا گذرگاه‌های آبی[2] معتبر نیست.

معیارهای ارایه شده در جدول (۳-۱) نشان می‌دهند که وقوع موارد خسارت‌بار روانگرایی در نواحی با تراز آب زیرزمینیِ پایین‌تر از ۱۵ متر غیرمحتمل است. بنابراین اگر در ساختگاهی تراز درازمدت آب زیرزمینی به صورت ماندگار در عمقی بیش از ۱۵ متر باقی بماند، این محل به عنوان ساختگاهی با احتمال کم وقوع روانگرایی و اولویت پایین برای تحقیقات بیش‌تر شناخته می‌شود. اما لازم به ذکر است که با توجه به عملکرد سازه‌ی قرارگرفته درون یا روی ساختگاه مورد مطالعه، قضاوت مهندسی نقش بسیار کلیدی را در این زمینه ایفا می‌نماید.

جدول ۳-۱- استعداد روانگرایی نسبی نهشته‌های طبیعی به صورت تابعی از تراز آب زیرزمینی

عمق تراز آب زیرزمینی	استعداد روانگرایی نسبی
کم‌تر از ۳ متر	بسیار بالا
۳ تا ۶ متر	بالا
۶ تا ۱۰ متر	متوسط
۱۰ تا ۱۵ متر	کم
بیش از ۱۵ متر	بسیار کم

در این معیار تنها اندازه‌گیری محلی مورد نیاز، عمق آزاد تراز آب زیرزمینی- تراز دایمی و یا بالا آمده‌ی آب- است. در بسیاری از ساختگاه‌ها با توجه به اینکه تراز آب زیرزمینی به صورت فصلی یا تحت شرایط بلند مدت جوی در حال نوسان است، تخمین تراز آب زیرزمینی باید با توجه به بیشینه‌ی متوسط تراز آب و یا تراز آب احتمالی در شرایط جوی بحرانی بلند مدت صورت پذیرد. یک تخمین محافظه‌کارانه‌ی منطقی می‌تواند بالاترین تراز آب مورد انتظار در طی یک دوره‌ی ۲۰ ساله‌ی نمونه باشد. در جایی که تراز آب به صورت نامنظم در بازه‌های زمانی بسیار کوتاه افزایش می‌یابد، نظیر شرایطی که معمولا در زیر بستر نهرهای خشک یا رودخانه‌های فصلی اتفاق می‌افتد، می‌توان این افزایش‌های کوتاه مدت را در ارزیابی تراز آب زیرزمینی بلندمدت در نظر نگرفت.

در مناطقی که تراز آب زیرزمینی در طی سال‌های مختلف برداشت شده است، که این شرایط در بیش‌تر ساختگاه‌ها غیرمعمول است، باید بالاترین تراز آب ثبت‌شده در ارزیابی خطر روانگرایی مورد استفاده قرار گیرد. در جایی که تراز آب تنها در زمان حفاری گمانه‌های اکتشافی اندازه‌گیری می‌شود، که این شرایط در اغلب پروژه‌ها متداول است، به منظور فراهم آوردن یک تخمین محافظه‌کارانه از بالاترین تراز آب زیرزمینی مورد انتظار، ممکن است برخی اصلاحات دست بالا روی ترازهای اندازه‌گیری شده مورد نیاز باشد. عواملی که باید در اعمال این اصلاحات مورد توجه قرار گیرند، شامل موارد زیر است:

الف- زمانی از سال که در آن حفاری صورت گرفته است؛

ب- مقدار رطوبت در فصلی که تراز آب در آن سنجیده شده است؛

1- Dike
2- Causeway

ج- میزان نواسانات معمول در تراز آب زیرزمینی که در ساختگاه‌هایی مشابه با ساختگاه مورد نظر به لحاظ شرایط هیدرولوژی و برجسته‌نگاری، اندازه گیری شده است.

در جایی که گزارش‌های گمانه‌های اکتشافی در دسترس نیست و یا تراز آب زیرزمینی در لوگ گمانه‌ها ثبت نشده است، می‌توان منابع اطلاعاتیِ با قطعیت کم‌تر را مورد استفاده قرار داد. در این شرایط، اندازه‌گیری‌های تراز آب زیرزمینی در ساختگاه‌های مجاور می‌تواند راهنمای مناسبی برای یافتن تراز آب زیرزمینیِ منطقه باشد. در هنگام استفاده از اندازه‌گیری‌هایی که مختص ساختگاه مورد نظر نیستند، به منظور در نظر گرفتن تاثیر شرایط تحت فشار[3] و نیز امکان بالا آمدن سطح آب زیرزمینی که می‌تواند منجر به اشباع خاک در بالای سطح معمول آب شود، قضاوت مهندسی مورد نیاز است.

۳-۱-۲- نوع خاک

یکی از گام‌های مهم در ارزیابی مهندسی پتانسیل کنش[4] یا شروع[5] روانگرایی خاک، تعیین این مساله است که آیا در ساختگاه مورد نظر خاکِ با طبیعت بالقوه‌ی روانگرا وجود دارد یا خیر. این موضوع به نوبه‌ی خود این سوال مهم را به وجود می‌آورد که کدام نوع از خاک‌ها به طور بالقوه در معرض آسیب روانگرایی قرار دارند؟

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. با این وجود مجادله‌ها و سردرگمی‌های قابل توجهی در ارتباط با پتانسیل روانگرایی خاک‌های سیلتی، خاک‌های رسی-سیلتی و همچنین خاک‌های درشت‌تر شنی و سنگریزه‌ای وجود دارد.

خاک‌های درشت‌دانه‌ی شنی پیچیدگی‌های کم‌تری نسبت به خاک‌های ریزدانه داشته و برای شروع بحث مناسب‌ترند. رفتار تناوبی خاک‌های درشت‌دانه‌ی شنی اندکی با رفتار تناوبی خاک‌های ماسه‌ای متفاوت است؛ چرا که طبیعت به معیار قراردادی وضع شده توسط الک نمره‌ی ۴ توجهی نمی‌کند. خاک‌های شنی به طور بالقوه مستعد تولید فشار منفذی تناوبی و روانگرایی هستند. یک مثال مناسب در زمینه‌ی وقوع روانگرایی در شن‌ها، روانگرایی خاک‌های درشت‌دانه در زلزله‌ی سال ۱۹۹۵ کوبه می‌باشد؛ که در آن لایه‌هایی از جنس گرانیت هوازده به صورت گسترده روانگرا شدند. رفتار این خاک‌ها نسبت به خویشاوندان ریزترشان یعنی خاک‌های ماسه‌ای از دو جهت متفاوت است:

الف- این خاک‌ها به مراتب نفوذپذیرتر هستند و در نتیجه می‌توانند فشارهای منفذی ایجاد شده در اثر بارگذاری تناوبی را به سرعت از بین ببرند.

ب- با توجه به جرم بیش‌تر ذرات بزرگ‌ترِ خاک‌های شنی، این خاک‌ها به ندرت به آرامی انباشته شده و از این رو بیش‌تر اوقات در حالت خیلی سست، که اغلب در خاک‌های ماسه‌ای ریزتر با آن برخورد می‌شود، قرار نمی‌گیرند. خاک‌های ماسه‌ای محدوده‌ای از خیلی سست تا خیلی متراکم را شامل می‌شوند، در حالی که وضعیت خیلی سست در نهشته‌های شنی و خاک‌های درشت‌دانه نسبتا غیرمعمول است.

زهکشی مناسب در خاک‌های درشت‌دانه‌ی شنی، که خصوصیت آشکار این نوع از خاک‌ها می‌باشد، به واسطه‌ی هر یک از عوامل زیر می‌تواند از بین برود:

3- Artesian Conditions
4- Triggering
5- Initiation

۱- مصالح ریزتر با نفوذپذیری کم‌تر، اطراف این نوع از خاک‌ها را همانند محفظه‌ای فرا گرفته باشند.

۲- وجود خاک‌های ریزدانه در داخل خلل و فرج میان ذرات درشت‌دانه سبب عدم زهکشی مناسب داخلی شود (لازم به ذکر است که اندازه‌ی موثر ذرات خاک یعنی D_{10} و نه اندازه‌ی متوسط ذرات یا D_{50}، نزدیک‌ترین همبستگی را با نفوذپذیری خاک دارد).

۳- ابعاد لایه یا چینه‌ی خاک درشت‌دانه به قدری بزرگ باشد که مسیری که می‌بایست در طی زلزله در امتداد آن زهکشیِ سریع رخ دهد، طولانی شود.

در طی چند سال اخیر سوالات مرتبط با پتانسیل روانگرایی خاک‌های ریزدانه‌ی چسبنده به خصوص سیلت‌ها و رس‌های سیلتی به طور فزاینده‌ای در جلسات، دوره‌های آموزش حرفه‌ای و همایش‌ها مطرح شده‌اند. حجم قابل توجهی از داده‌های محلی جدید در ارتباط با پدیده‌ی روانگرایی در خاک‌های ریزدانه از زلزله‌های بزرگ اخیر به دست آمده است. بررسی پتانسیل روانگرایی این نوع خاک‌ها زمینه‌ای است که در آن تغییرات عمده‌ای در درک و روش محققان در حال رخ دادن است.

مشاهدات اخیر گسیختگی زمین در سیلت‌های با خاصیت خمیری کم و رس‌ها در طی زلزله‌های شدید این حقیقت را روشن ساخت که بارگذاری زلزله می‌تواند در محدوده‌ی وسیعی از خاک‌های اشباع، از ماسه‌ها تا رس‌ها، سبب ایجاد کرنش‌های قابل توجه و از دست رفتن مقاومت شود؛ اگرچه گسیختگی‌های زمین ناشی از زلزله در رس‌ها نسبت به ماسه‌ها کم‌تر مشاهده شده است. این تجربیات نیاز به درک پایه‌ای بهتر از رفتار لرزه‌ای خاک‌های ریزدانه[6] در محدوده‌ی گسترده‌ای از مشخصه‌های خمیری را اثبات نموده است؛ همچنین نیاز به راهنمایی‌های مرتبط موجود در دستورالعمل‌های مهندسی را که بهترین گزینه برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای آن‌ها می‌باشند را متذکر می‌شود. این دستورالعمل‌ها برای ماسه‌ها و رس‌ها متفاوت می‌باشند؛ همان‌گونه که روش‌های تخمین مقاومت برشی استاتیکی و خصوصیات سختی این دو نوع مصالح نیز متفاوت هستند.

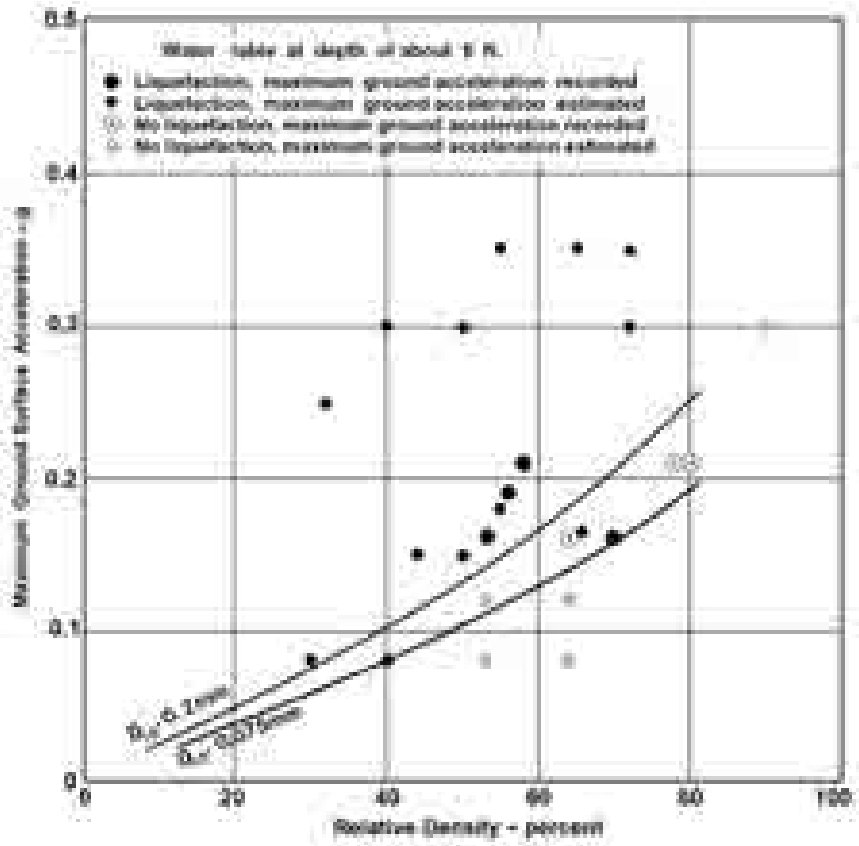
به دلیل اهمیت موضوع و همچنین بحث‌برانگیز بودن استعداد روانگرایی خاک‌های ریزدانه، در بخش (۳-۲) به تفصیل به بررسی شاخص‌ترین دستورالعمل‌های ارایه شده در این زمینه و همچنین میزان اثرگذاری موارد روانگراییِ زلزله‌های اخیر در اصلاح این روش‌ها پرداخته خواهد شد.

۳-۱-۳- تراکم نسبی

یکی دیگر از عوامل موثر در استعداد روانگرایی خاک‌ها، مشخصه‌های تراکمی آن‌ها می‌باشد. خاک‌های بسیار متراکم، در طی تکان‌های لرزه‌ای، فشارهای منفذی بالا تولید نمی‌نمایند و بنابراین برای وقوع روانگرایی مستعد نیستند. میزان اثرگذاری شاخص تراکم نسبی[7] بر مقاومت روانگرایی دارای پیشینه‌ی وسیعی در مطالعات محلی مربوط به این پدیده می‌باشد.

Seed and Idriss (1971) رابطه‌ی اولیه‌ی مقاومت روانگرایی را به صورت نشان داده شده در شکل (۳-۱) ارایه دادند. این همبستگی در قالب ارتباط میان بیشینه‌ی شتاب سطح زمین (a_{max}) و تراکم نسبی خاک (D_r) بیان شده است. این نمودار گامی بلند در زمینه‌ی ارزیابی پتانسیل روانگرایی برای مهندسان ژئوتکنیک بود؛ هرچند ارایه‌ی رابطه‌ی مقاومت روانگرایی در قالب این دو عبارت (تراکم نسبی و شتاب حداکثر) با محدودیت‌هایی مواجه شده و ادامه پیدا نکرد. در این شکل به روشنی نمایان است که افزایش تراکم نسبی، استعداد روانگرایی خاک را کاهش می‌دهد.

6- Fine Grain
7- Relative Density

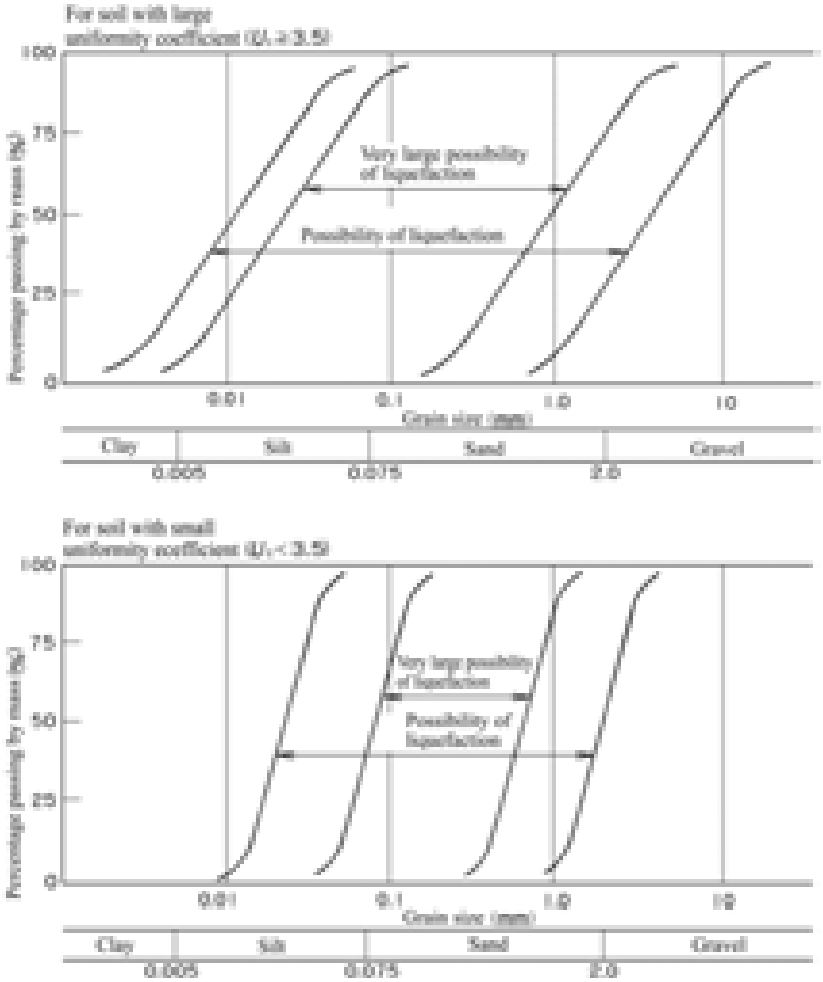


شکل ۳-۱- همبستگی میان شتاب حداکثر زمین و تراکم نسبی ماسه‌ی مستعد روانگرایی

۳-۱-۴- دانه‌بندی

معمولا خاک‌های خوب دانه‌بندی شده نسبت به خاک‌های با دانه‌بندی ضعیف- یکنواخت و یا ناپیوسته- استعداد کم‌تری برای روانگرایی دارند. در یک خاک خوب دانه‌بندی شده، پرشدن حفره‌های میان ذرات بزرگ‌تر با ذرات ریزدانه، سبب کاهش پتانسیل تغییر حجم در شرایط زهکشی‌شده و در نتیجه اضافه فشار منفذی کم‌تر می‌شود.

به منظور تعیین استعداد روانگرایی بر اساس معیار دانه‌بندی، باید خاک ساختگاه مورد نظر را با توجه به شکل (۳-۲) که خود بر اساس مقدار ضریب یکنواختی به دو زیرشکل تقسیم شده است، طبقه‌بندی نمود. مقدار آستانه‌ی ضریب یکنواختی ($U_c=D_{60}/D_{10}$) برابر با ۳٫۵ می‌باشد، به طوری که U_c ضریب یکنواختی بوده، و D_{60} و D_{10} به ترتیب اندازه‌ی ذرات متناظر با درصد عبوری ۶۰ و ۱۰ را نشان می‌دهند. خاک تنها هنگامی به عنوان غیر روانگرا شناخته می‌شود که منحنی دانه‌بندی آن در منطقه‌ی "امکان وقوع روانگرایی" قرار نگرفته باشد. هنگامی که منحنی دانه‌بندی خاک محدوده‌ی "امکان وقوع روانگرایی" را پوشش دهد، نیاز به یک روش مناسب برای تعیین امکان وقوع روانگرایی است. به این منظور در خاکی که بخش عمده‌ای از منحنی دانه‌بندی آن در ناحیه‌ی ریزدانه قرار دارد، باید آزمایش سه‌محوری تناوبی انجام گیرد. در مورد خاکی که ناحیه‌ی شنیِ منحنی دانه‌بندی آن بزرگ است، چنانچه ضریب نفوذپذیری برابر 3 cm/s یا بیش‌تر باشد، خاک به عنوان غیر روانگرا شناخته می‌شود. هرچند، چنانچه این لایه‌ی خاک در زیر یک لایه‌ی با نفوذپذیری کم- نظیر رس یا سیلت- قرار گرفته باشد، باید با آن به عنوان خاک قرار گرفته در ناحیه‌ی امکان وقوع روانگرایی برخورد نمود.



شکل ۳-۲- محدوده‌ی روانگرایی احتمالی: بالا) ضریب یکنواختی بزرگ‌تر یا مساوی ۳/۵، پایین) ضریب یکنواختی کوچک‌تر از ۳/۵

۳-۱-۵- شرایط زهکشی

همان‌گونه که پیش از این نیز ذکر شد، در طی تکان‌های لرزه‌ای در خاک- غالبا خاک‌های سست- تمایل به انقباض سبب بالا رفتن فشار آب منفذی می‌شود. حال اگر این امکان وجود داشته باشد که فشار آب منفذیِ 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؛ مگر آنکه زهکشی در آن‌ها با دلایل ارایه شده در بند ۳-۱-۲ محدود شده باشد. لایه‌های شنی می‌توانند منجر به کاهش استعداد روانگرایی لایه‌های مجاور از طریق کاهش طول مسیر زهکشی گردند.

۳-۱-۶- شکل ذرات

شکل ذرات خاک نیز می‌تواند پتانسیل روانگرایی را تحت تاثیر قرار دهد. برای مثال، خاک‌های با ذرات گردگوشه نسبت به خاک‌های تیزگوشه تمایل بیش‌تری به متراکم شدن و در نتیجه تولید فشار منفذی دارند. از این رو خاک‌های حاوی ذرات گردگوشه دارای استعداد روانگرایی بیش‌تری نسبت به خاک‌های تیزگوشه هستند.

۳-۱-۷- سن زمین‌شناسی و خصوصیات زمین‌ریخت‌شناسی

معیارهای زمین‌شناسی و زمین‌ریخت‌شناسی مورد استفاده برای تشخیص پتانسیل روانگرایی نهشته‌های خاکی در جدول‌های (۳-۲) و (۳-۳) خلاصه شده است. با توجه به جدول (۳-۲) که میزان استعداد روانگرایی تخمینیِ نهشته‌های رسوبی را در مقابل سن زمین‌شناسی آن‌ها نشان می‌دهد، می‌توان گفت که نهشته‌های خاکیِ تازه شکل گرفته نسبت به نهشته‌های قدیمی‌تر دارای استعداد بیش‌تری برای وقوع روانگرایی هستند. بر اساس این معیار نهشته‌های خاک با سن پیش از هولوسن[8] عموما روانگرا نمی‌شوند، اگرچه در بعضی موارد روانگرایی در نهشته‌های با سن پلیوستوسن[9] نیز مشاهده شده است. این موضوع نشان می‌دهد که هر چه خاک زمان طولانی‌تری تحت اثر یک فشار همه جانبه قرار گیرد، مقاومت روانگرایی آن بیش‌تر افزایش می‌یابد. افزایش مقاومت روانگرایی با زمان، می‌تواند ناشی از تغییرمکان و فشردگی ذرات خاک برای قرارگیری در یک آرایش پایدارتر باشد.

از سوی دیگر این ضوابط نشان می‌دهد که فرایند رسوب‌گذاری رودخانه‌ای[10] و بادی[11] و همچنین ساخت خاکریزهای هیدرولیکی سبب ایجاد نهشته‌هایی با ساختار تفکیک شده و نسبتا سست می‌شود. این شرایط، استعداد قابل توجه این دسته از خاک‌ها را به روانگرایی نشان می‌دهد؛ هرچند با مرور زمان عموما بر مقاومت روانگرایی این نهشته‌ها افزوده می‌شود. اگرچه عوامل ذکر شده، که به طور مستقیم یا غیرمستقیم بر استعداد روانگرایی نهشته‌های خاک تاثیر می‌گذارند، معمولا قابل اطمینان و معتبر هستند، ولیکن به تنهایی برای تعیین پتانسیل روانگرایی در یک ساختگاه کافی نمی‌باشند.

۳-۱-۸- شرایط تاریخچه‌ای

بر اساس مطالعات صورت گرفته (Seed and Peacock, 1971; Ishihara et al., 1978) مشخص شده است که ویژگی‌های تاریخچه‌ای خاک شامل سیمانی شدن، نسبت پیش‌تحکیمی (OCR) و ضریب فشار جانبی در حالت سکون (k_0) می‌توانند استعداد روانگرایی آن را تحت تاثیر قرار دهند. برای مثال مقاومت روانگرایی با افزایش نسبت پیش‌تحکیمی و همچنین ضریب فشار جانبی در حالت سکون افزایش می‌یابد. نمونه‌ای از این موارد برداشت لایه‌ی بالایی خاک در اثر فرسایش است. با توجه به این که لایه‌ی خاک زیرین پیش بارگذاری شده است، نسبت پیش‌تحکیمی و ضریب فشار جانبی در حالت سکونِ بزرگ‌تری داشته و در نتیجه نسبت به خاک مشابهِ پیش‌بارگذاری نشده مقاومت روانگرایی بیش‌تری دارد.

۳-۱-۹- فشار همه‌جانبه

استعداد روانگرایی خاک‌ها بر مبنای تعریف پارامتر حالت[12]، هم به تراکم نسبی و هم به تنش همه‌جانبه‌ی خاک به صورت همزمان وابسته است. محققان متعددی پیش از این نشان داده‌اند که کاهش در فشار همه‌جانبه به معنی کاهش در سختی خاک و در نتیجه ایجاد کرنش یا نشست بیش‌تر است. در مطالعات صورت گرفته مشخص شد که هر چقدر فشار همه‌جانبه بیش‌تر باشد، تعداد سیکل‌های بیش‌تری برای ایجاد روانگرایی مورد نیاز است. در یکی از این تحقیقات Peacock and Seed (1968) اثر فشار

8- Pre-Holocene
9- Pleistocene
10- Fluvial
11- Aeolian
12- State Parameter

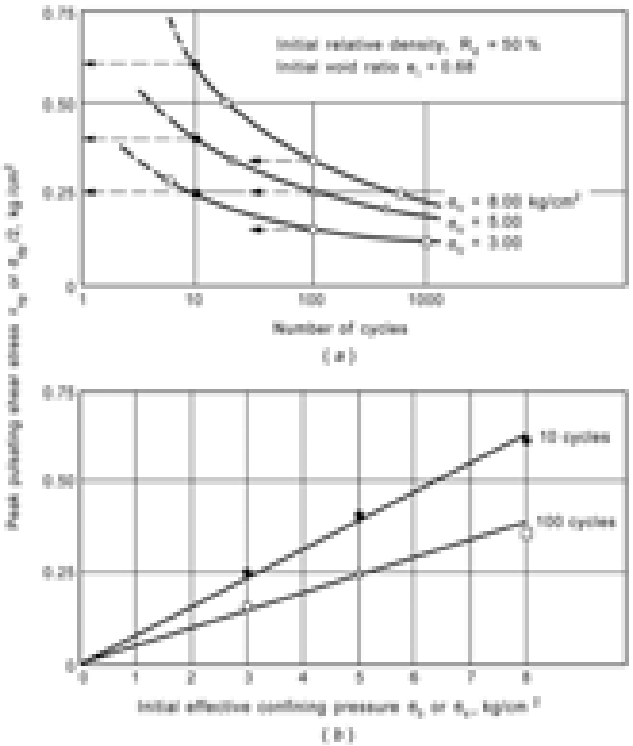
همه‌جانبه را روی روانگرایی ماسه‌ی سست Monterey مورد مطالعه قرار دادند. در شکل (۳-۳-الف) منحنی‌های تنش تناوبی مورد نیاز برای ایجاد روانگرایی اولیه در سه تراز مختلف فشار همه‌جانبه ارایه شده است. در حالی که شکل کلی منحنی‌ها یکسان است، موقعیت آن‌ها در صفحه توسط فشار همه‌جانبه‌ی موثر اولیه تعیین می‌شود. با افزایش فشار همه‌جانبه، این منحنی‌ها به تدریج به سمت بالای نمودار حرکت کرده و شیب آن‌ها نیز افزایش می‌یابد. در شکل (۳-۳-ب) می‌توان مشاهده کرد که برای یک تعداد دور مشخص، تنش برشی تناوبی مورد نیاز برای ایجاد روانگرایی به صورت خطی با فشار همه‌جانبه افزایش می‌یابد.

لازم به ذکر است که عواملی نظیر افت در تراز آب زیرزمینی، اعمال فشار سربار موثر روی سطح زمین و همچنین افزایش عمق می‌تواند سبب افزایش تنش همه‌جانبه شود. از این رو مساله‌ی تعیین بیشینه‌ی عمقی که تحلیل‌های روانگرایی باید تا آن عمق انجام شود، یکی از موضوعات قابل بحث در این زمینه است. تجربیات به دست آمده از مطالعات موردی نشان داده است که در بیش‌تر موارد عمق تحلیل ۱۵ متر برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی کافی است؛ هرچند ممکن است شرایطی وجود داشته باشد که در آن این تراز به اندازه‌ی کافی عمیق نباشد. پیشنهاد می‌شود که پتانسیل روانگرایی دست‌کم تا عمق ۱۵ متر در زیر سطح زمین موجود یا پایین‌ترین تراز تمام شده‌ی پیشنهادی (هرکدام که پایین‌تر باشد) مورد بررسی قرار گیرد. در جایی‌که سازه‌ها دارای فضاهای زیرزمینی یا پی‌های عمیق هستند (نظیر پی‌های صندوقه‌ای یا شمع‌ها)، عمق بررسی باید دست‌کم به اندازه‌ی بیشینه‌ی دو مقدار زیر ادامه یابد:

الف) ۶ متر زیر پایین‌ترین تراز پی پیش‌بینی شده (برای مثال کف پی صندوقه‌ای یا نوک شمع)؛

ب) ۱۵ متر زیر سطح زمین موجود یا پایین‌ترین تراز تمام شده‌ی پیشنهادی.

چنانچه شاخص‌های ارزیابی روانگرایی نشان دهد که پتانسیل روانگرایی می‌تواند در عمق‌های بیش‌تر از عمق تعیین شده نیز وجود داشته باشد، باید عملیات شناسایی تا عمق برخورد به یک ضخامت قابل توجه از خاک غیر روانگرا (دست‌کم ۳ متر) ادامه پیدا کند.



شکل ۳-۳- اثرات فشار همه‌جانبه بر روی روانگرایی ماسه (Peacock and Seed, 1968)

جدول ۳-۲- استعداد روانگرایی نهشته‌های رسوبی در طی تکان‌های لرزه‌ای قوی بر اساس سن زمین‌شناسی و شرایط ته‌نشینی (Youd and Perkins, 1987)

نوع نهشته	توزیع کلی رسوبات غیر چسبنده در داخل نهشته	احتمال وقوع روانگرایی در نهشته‌های غیر چسبنده‌ی اشباع (بر حسب سن نهشته)			
		کم‌تر از ۵۰۰ سال	هولوسن	پلیوستوسن	پیش از پلیوستوسن
رسوبات قاره‌ای					
بستر رودخانه	متغیر موضعی	بسیار بالا	بالا	کم	بسیار کم
دشت سیلابی	متغیر موضعی	بالا	متوسط	کم	بسیار کم
مخروط افکنه و دشت آبرفتی	گسترده	متوسط	کم	کم	بسیار کم
پادگانه و دشت دریایی	گسترده	–	کم	بسیار کم	بسیار کم
دلتا و مخروط دلتا	گسترده	زیاد	متوسط	کم	بسیار کم
رسوبات دریاچه‌ای و جلگه‌ها	متغیر	زیاد	متوسط	کم	بسیار کم
واریزه	متغیر	زیاد	متوسط	کم	بسیار کم
سنگریزه	گسترده	کم	کم	بسیار کم	بسیار کم
تلماسه، ریگ روان	گسترده	زیاد	متوسط	کم	بسیار کم
رسوبات بادی	متغیر	زیاد	زیاد	زیاد	بسیار کم
رسوبات یخچالی	متغیر	کم	کم	بسیار کم	بسیار کم
خاکستر آتشفشانی	گسترده	کم	کم	بسیار کم	بسیار کم
خاک برجا	گسترده	کم	کم	بسیار کم	بسیار کم
ناحیه‌ی باتلاقی کنار دریا	متغیر موضعی	زیاد	متوسط	کم	بسیار کم
محدوده‌های نوار ساحلی					
دلتا	گسترده	بسیار زیاد	زیاد	کم	بسیار کم
رسوبات دهانه‌ی خلیج	متغیر موضعی	زیاد	متوسط	کم	بسیار کم
ساحل با امواج شدید	گسترده	متوسط	کم	بسیار کم	بسیار کم
ساحل با امواج ضعیف	گسترده	زیاد	متوسط	کم	بسیار کم
مرداب و آبگیر	متغیر موضعی	زیاد	متوسط	کم	بسیار کم
کمربند ساحلی	متغیر موضعی	زیاد	متوسط	کم	بسیار کم
خاکریزهای مصنوعی					
خاکریز متراکم نشده	متغیر	بسیار زیاد	–	–	–
خاکریز متراکم	متغیر	کم	–	–	–

جدول ۳-۳- استعداد روانگرایی واحدهای زمین‌ریخت‌شناسی کلی تحت اثر حرکات لرزه‌ای شدید (Wakamatsu, 1992)

واحدهای زمین‌ریخت‌شناسی	پتانسیل وقوع روانگرایی
بستر فعلی رودخانه، بستر قدیمی رودخانه، باتلاق، اراضی ناشی از پسرفت آب دریا و زمین‌های پست ماسه‌ای	بسیار محتمل
مخروط افکنه، بندهای طبیعی تلماسه، دشت سیلابی، ساحل	محتمل
پادگانه آبرفتی، تپه و کوه	غیر محتمل

۳-۲- معیارهای تعیین استعداد روانگرایی خاک‌های ریزدانه (رس و سیلت)

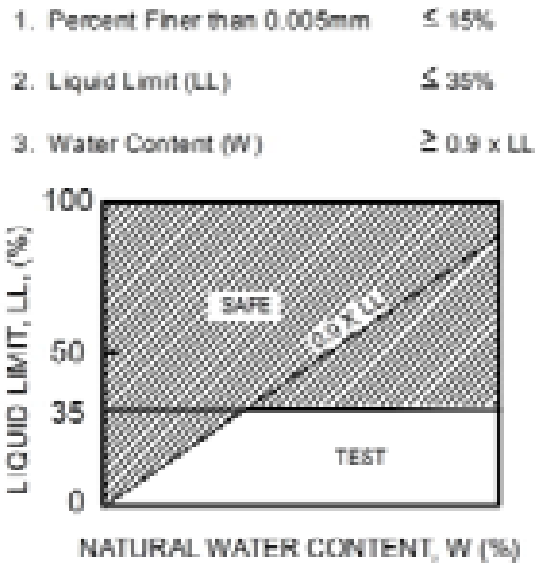
ساختگاه‌های متشکل از سیلت‌های با خاصیت خمیری کم و همچنین رس‌های سیلت‌دار به طور وسیعی در نقاط مختلف جهان از جمله ایران موجود هستند. در حالی که نظرات برخی محققان در طی چند دهه‌ی گذشته، نشان‌گر عدم استعداد روانگرایی در این نوع از خاک‌ها می‌باشد؛ ولیکن بررسی مشاهدات محلی حاکی از آن است که این خاک‌ها نیز می‌توانند پدیده‌ی روانگرایی را تجربه کنند (Kishida, 1969; Tronsco and Verdugo, 1985; Wang, 1979, 1981, and 1984). مطالعات صورت گرفته در خصوص ماسه‌های تمیز، سبب درک قابل قبولی از رفتار این نوع خاک‌ها در طی بارگذاری تناوبی شده است؛ اما با وجود مطالعات وسیع بر روی خاک‌های ریزدانه در طی سال‌های اخیر، شناخت مناسبی از رفتار روانگرایی این خاک‌ها به‌دست نیامده و راهنماهای قابل قبول برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی بر مبنای میزان تراکم، نسبت تخلخل، شاخص خمیری، مقدار نفوذ استاندارد یا دیگر ویژگی‌های ساده‌ی خاک در دسترس نیست.

در طی چهار دهه‌ی گذشته و در پی مشاهدات روانگرایی در خاک‌های حاوی ریزدانه، مطالعاتی در این راستا و به‌منظور ایجاد دستورالعملی برای تعیین استعداد روانگرایی این نوع خاک‌ها، هرچند با آهنگی کند، صورت گرفته است. در این بخش با توجه به حجم بالای مطالعات انجام شده در این زمینه، سه معیار شاخص برای تعیین استعداد روانگرایی خاک‌های ریزدانه مورد بررسی قرار گرفته و در مورد دیگر تحقیقات تنها به ذکر منابع اکتفا می‌شود.

۳-۲-۱- معیار چینی (Wang 1979, 1981)

نخستین ضوابط روانگرایی برای خاک‌های ریزدانه بر اساس تجربیات حاصل از زلزله‌های چین ایجاد شد. مطالعات صورت گرفته (Wang, 1979 and 1981) نشان می‌داد که پتانسیل روانگرایی خاک‌های سیلتی و رسی با اندازه‌ی ذرات، حد روانی و میزان رطوبت خاک کنترل می‌شود. شکل (۳-۴) معیار چینی اصلاح شده (Wang, 1979; Seed and Idriss, 1982) را به‌عنوان معروف‌ترین معیار مورد استفاده در طی سه دهه‌ی گذشته برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی خاک‌های ریزدانه نشان می‌دهد. مطابق این معیار اگر سه شرط زیر به طور همزمان برای خاکی برقرار باشد، این خاک "مستعد روانگرایی" در نظر گرفته می‌شود:

- درصد ریزدانه‌ی رسی کم‌تر از ۱۵ باشد (در تعریف چینی، اندازه‌ی ذرات رس کوچک‌تر از ۰/۰۰۵ میلی‌متر است)؛
- حد روانی کم‌تر از ۳۵ درصد باشد؛
- میزان رطوبت در محل بزرگ‌تر یا مساوی ۹۰ درصد حد روانی باشد.



شکل ۳-۴- معیار چینی اصلاح شده (Wang 1979; Seed and Idriss 1982)

۳-۲-۲- معیار Andrews and Martin (2000)

در فاصله‌ی زمانی میان ارایه‌ی معیار چینی تا مطالعه‌ی Andrews and Martin (2000)، مجموعه‌ی وسیعی از مطالعات در زمینه‌ی استعداد روانگرایی خاک‌های ریزدانه صورت گرفت؛ که هر یک از آن‌ها به نوبه‌ی خود دارای نکات ارزشمند علمی بودند (Zhou, 1987; Ishihara and Koseki, 1989; Marcuson, 1990; Koester, 1992; Youd, 1997; Perlea et al., 1999). در سال ۲۰۰۰ Andrews و Martin سوابق محلیِ مربوط به پایگاه داده‌های مورد استفاده‌ی Wang (1979) را به همراه تعدادی از موارد روانگرایی رخ‌داده در طی زلزله‌های بعدی مورد ارزیابی مجدد قرار دادند. آن‌ها در نهایت معیار چینی را به فرم متعارف آمریکایی- اندازه‌ی ذرات رس کم‌تر از ۰٫۰۰۲ میلی‌متر- تبدیل کردند که خلاصه‌ی نتایج آن در جدول (۳-۴) آورده شده است.

جدول ۳-۴- استعداد روانگرایی ماسه‌های رسی و لای‌دار (Andrews and Martin, 2000)

درصد رس / حد روانی	حد روانی* کم‌تر از ۳۲ درصد	حد روانی بزرگ‌تر یا مساوی ۳۲ درصد
درصد رس کم‌تر از ۱۰	مستعد روانگرایی	نیاز به مطالعات بیش‌تر (با درنظرگرفتن ذرات خمیری غیر رسی نظیر میکا)
درصد رس بزرگ‌تر از ۱۰	نیاز به مطالعات بیش‌تر (با درنظرگرفتن ذرات خمیری غیر رسی نظیر ضایعات معدنی)	غیر مستعد روانگرایی

* حد روانی به‌وسیله‌ی دستگاه کاساگراند تعیین می‌شود.

همان‌گونه که در جدول نیز قابل مشاهده است، بر اساس معیار فوق می‌توان استعداد روانگرایی خاک‌های ریزدانه را در قالب موارد زیر مورد بررسی قرار داد:

- خاک‌هایی که کم‌تر از ۱۰ درصد ریزدانه‌ی رسی (کوچک‌تر از ۰٫۰۰۲ میلی‌متر) داشته باشند و همچنین حد روانی (حد روانیِ مربوط به بخش رد شده از الک نمره‌ی ۴۰) آن‌ها کم‌تر از ۳۲ درصد باشد، به عنوان مستعد روانگرایی در نظر گرفته می‌شوند.

- خاک‌هایی که بیش‌تر از ۱۰ درصد ریزدانه‌ی رسی داشته باشند و حد روانی آن‌ها بیش‌تر یا برابر ۳۲ درصد باشد، مستعد وقوع روانگرایی ناشی از بارهای تناوبی نیستند.
- برای ارزیابی استعداد روانگرایی خاک‌های قرار گرفته در میان این دو معیار، باید نمونه‌گیری کرده و آن را مورد آزمایش قرار داد.

۳-۲-۳- معیار Seed et al. (2003)

در طی سال‌های ۱۹۹۴ تا ۱۹۹۹، یک گروه ۲۱ نفری از برجسته‌ترین متخصصان جهان در زمینه‌ی روانگرایی، برای ایجاد توافق در ارتباط با تعدادی از موضوعات مطرح در ارزیابی پتانسیل روانگرایی گرد هم جمع شدند. این گروه، که از این به بعد با عنوان گروه NCEER در این راهنما شناخته می‌شوند، بسیاری از یافته‌های مورد توافق جمع (یا حداقل یافته‌های نزدیک به توافق جمع) را در قالب مقاله‌ی چکیده‌ی Youd et al. (1997) و همچنین Youd et al. (2001) به چاپ رساندند. پس از بحث‌های طولانی در گروه NCEER در خصوص ارایه‌ی معیاری برای ارزیابی استعداد روانگرایی خاک‌های ریزدانه، تقریبا همگی اعضا موافق بررسی مجدد ضابطه‌ی چینی بودند؛ ولی در آن زمان هیچ اتفاق نظری برای ایجاد اصلاح به‌دست نیامد و تنها به پیشنهاد مطالعات بیش‌تر در این زمینه بسنده شد.

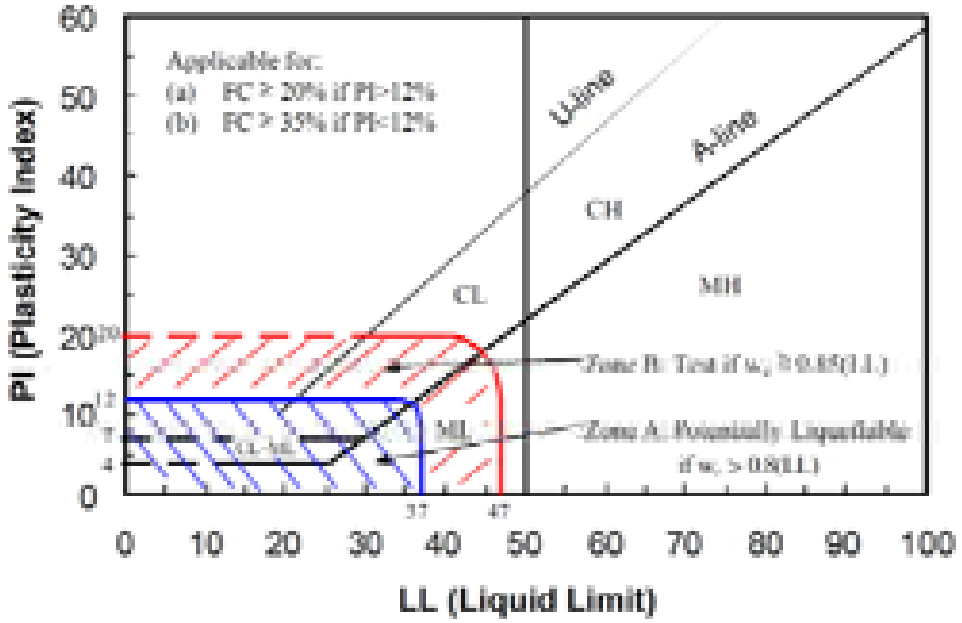
استفاده از معیار چینی به منظور ارزیابی استعداد روانگرایی خاک‌های ریزدانه ادامه داشت تا این که دو زلزله‌ی بزرگ در سال ۱۹۹۹ ورق را به طور غیر قابل باوری برگرداند. در طی زلزله‌ی سال ۱۹۹۹ Kocaeli، روانگرایی گسترده‌ای در اکثر نقاط شهر Adapazari روی داد. همچنین در زلزله‌ی Chi-Chi در همان سال خرابی‌های گسترده‌ای ناشی از وقوع روانگرایی در شهرهای Wufeng، Yuanlin و Nantou رخ داد. نکته‌ی قابل توجه در خرابی‌های مشاهده شده در هر چهار شهر این بود که خسارات عمده‌ی ناشی از روانگرایی (شامل نشست و گسیختگی باربری جزئی یا کلی سازه‌های متکی بر پی‌های سطحی) در محل‌هایی رخ داده بود که خاک از آنچه که بر مبنای معیار چینی اصلاح شده انتظار می‌رفت، چسبنده‌تر بود. با نمونه‌گیری از خاک‌های حاوی ریزدانه‌ی خمیری و انجام آزمایش‌های تناوبی بر روی آن‌ها و در نهایت مقایسه‌ی این نتایج با عملکرد صحرایی مشاهده شده، نکات زیر حاصل شد:

- خاک‌های با خاصیت خمیری بالاتر نسبت به مقادیر پیشنهاد شده‌ی معیار چینی، ممکن است مستعد افزایش قابل توجه فشار منفذی تناوبی و در نتیجه کاهش مقاومت در برابر روانگرایی باشند؛
- تحول در رفتار خاک، حتی در خاک‌های با خاصیت خمیری بیش‌تر که به نظر نمی‌رسد مستعد اضافه فشار منفذی تناوبی و کاهش مقاومت مشابه با خاک‌های سیلتی باشند، بیش‌تر به صورت تدریجی است تا ناگهانی. خاک‌های ماسه‌ای و خاک‌های سیلتیِ با خاصیت خمیری بسیار کم، تمایل به وقوع روانگرایی لرزه‌ای و کاهش مقاومت شدید در کرنش‌های برشی نسبتا کم دارند. از سوی دیگر کاهش مقاومت و سختی در خاک‌های با خاصیت خمیری بیش‌تر، در کرنش‌های برشی بزرگ‌تر رخ می‌دهد. به عبارت دیگر یک انتقال در رفتار وجود دارد؛ به‌طوری که وقتی ریزدانه‌ی خمیری کنترل کننده‌ی رفتار خاک باشد، پاسخ تناوبی خاک شکل‌پذیرتر است و مرز میان این نوع خاک‌ها و خاک‌های بالقوه مستعد روانگرا یک انتقال سریع نیست.

یافته‌های فوق و تحقیقات اخیر (Bray et al., 2001; Sancio et al., 2002 and 2003) به وضوح نشان داده است که بخش مربوط به "درصد ریزدانه‌ی رسی" معیار چینی ناقص است و مقدار ریزدانه‌ی رسی اهمیت کم‌تری نسبت به سهم کلی ریزدانه‌ها در خاصیت خمیری دارد (موارد زیادی از روانگرایی در خاک‌های با ریزدانه‌ی رسی بیش از ۱۰ تا ۱۵ درصد وجود دارد). بنابراین استفاده

از معیار درصد ریزدانه‌ی رسی–که در کاربردهای مهندسی متداول است– می‌تواند غیرمحافظه‌کارانه باشد و خاک‌های مستعد روانگرایی را به طور نادرست به عنوان غیر مستعد روانگرا دسته‌بندی کند.

بر این اساس و با توجه به داده‌های محلی حاصل از زلزله‌های اخیر، Seed et al. (2003) معیار جدیدی را برای ارزیابی استعداد روانگرایی خاک‌های ریزدانه پیشنهاد نمودند. شکل (۳–۵) این پیشنهاد را در ارتباط با قابلیت روانگرایی خاک‌های با درصد ریزدانه‌ی قابل توجه نشان می‌دهد؛ به عبارتی خاک‌های دارای درصد ریزدانه‌ی کافی که ریزدانه‌ها ذرات درشت‌تر را جدا کرده و رفتار کلی خاک را کنترل می‌نمایند. این جداسازی ذرات درشت‌تر معمولا هنگامی رخ می‌دهد که مقدار ریزدانه بیش از ۱۵ تا ۳۵ درصد باشد. درصد دقیق ریزدانه‌ی مورد نیاز بستگی به دانه‌بندی کلی خاک و مشخصات ریزدانه‌ها دارد. خاک‌های خوب دانه‌بندی شده نسبت به خاک‌های با دانه‌بندی یکنواخت یا منفصل نسبت تخلخل کم‌تری داشته و برای پرکردن فضای خالی باقی مانده نیاز به درصد ریزدانه‌ی کم‌تری دارند (برای جداسازی و شناور کردن ذرات درشت‌تر در مخلوطی از ریزدانه‌ها). از سوی دیگر ریزدانه‌ی رسی درصد تخلخل بیش‌تری را نسبت به اجزای سیلتی پوشش می‌دهد؛ بنابراین در پرکردن فضاهای خالی بین اجزای درشت‌تر (ذرات بزرگ‌تر از ۰٫۰۷۴ میلی‌متر) موثرتر خواهد بود.



شکل ۳–۵– معیار ارزیابی استعداد روانگرایی برای خاک‌های ریزدانه

بر مبنای این معیار، می‌توان استعداد روانگرایی خاک‌های ریزدانه را در قالب نواحی شکل (۳–۵) به صورت زیر بررسی کرد:

- خاک‌های قرار گرفته در داخل ناحیه‌ی A به عنوان خاک‌های بالقوه مستعد روانگرایی لرزه‌ای درنظر گرفته می‌شوند؛
- خاک‌های داخل ناحیه‌ی B می‌توانند مستعد روانگرایی باشند؛
- خاک‌های ناحیه‌ی C یعنی نواحی خارج A و B معمولا مستعد روانگرایی لرزه‌ای نیستند؛ اما باید برای پتانسیل حساسیت[۱۳] کنترل شوند (کاهش مقاومت ناشی از دست‌خوردگی[۱۴] و یا انباشتگی یک سویه‌ی تغییرشکل برشی).

13- Sensitivity
14- Remoulding

در خاک‌هایی که رفتار آن‌ها توسط ریزدانه‌ها کنترل می‌شود، روانگرایی ناشی از بارگذاری تناوبی عمدتا در حالتی رخ می‌دهد که این ریزدانه‌ها یا غیرخمیری باشند و یا لای یا رس لای‌دار با خاصیت خمیری کم باشند ($PI \leq 12\%, LL \leq 37\%$) و نیز مقدار رطوبت بالایی نسبت به حد روانی داشته باشند ($W_C > 0.85\ LL$). در واقع لای‌ها و ماسه‌های لای‌دار غیر خمیری و یا با خاصیت خمیری کم، می‌توانند از جمله‌ی خطرناک‌ترین خاک‌های با قابلیت روانگرایی باشند؛ چرا که نه تنها ممکن است به صورت تناوبی روانگرا شوند، بلکه محتوای آب خود را به خوبی نگاه داشته و در اثر نفوذپذیری پایین در آن‌ها، از بین رفتن اضافه فشار آب منفذی به آرامی صورت می‌گیرد. این دسته از خاک‌ها در ناحیه‌ی A از شکل (۳-۵) قرار گرفته و به‌عنوان خاک‌های بالقوه مستعد برای روانگرایی ناشی از بارهای تناوبی در نظر گرفته می‌شوند.

خاک‌های قرارگرفته در ناحیه‌ی B در داخل یک محدوده‌ی انتقالی میان خاک‌های بالقوه مستعد و غیرمستعد روانگرا قرار دارند. این خاک‌ها ممکن است در برخی موارد مستعد روانگرایی باشند- به ویژه هنگامی که درصد رطوبت طبیعی آن‌ها بیش از ۸۵ درصد حد روانی آن‌ها باشد- اما تمایل به شکل‌پذیری بیش‌تری داشته و ممکن است به مفهوم کلاسیک، یعنی از دست دادن بخش عمده‌ای از سختی و مقاومت در کرنش‌های برشی تناوبی نسبتا کوچک، روانگرا نشوند. لازم به ذکر است که در کنار کنترل استعداد روانگرایی تناوبی، میزان حساسیت این خاک‌های چسبنده نیز باید کنترل شود. طبق برخی توصیه‌ها، خاک‌های رسی با حساسیت بیش‌تر از ۴ معمولا دارای پتانسیل از دست دادن مقاومت می‌باشند.

خاک‌های قرار گرفته در محدوده‌ی C معمولا بالقوه مستعد روانگرایی ناشی از بارگذاری تناوبی نیستند، اما می‌توانند حساس بوده و نسبت به از دست دادن مقاومت در طی دست خوردگی یا تغییرشکل‌های برشی زیاد آسیب‌پذیر باشند.

مراجع

Andrews, D. C. A., and Martin, G. R. (2000), "Criteria for Liquefaction of Silty Soils," *Proceeding of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand.

Bray, J. D., Sancio, R. B., Durgunoglu, H. T., Onalp, A., Seed, R. B., Stewart, J. P., Youd, T. L., Baturay, M. L., Cetin, K. O., Christensen, C., Karadayilar, T., and Emrem, C. (2001), "Ground Failure in Adapazari, Turkey," *Proceeding of the Earthquake Geotechnical Engineering Satellite Conference of the XVth International Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering*, Istanbul, Turkey, Aug. 24-25.

Ishihara, K., and Koseki, J. (1989), "Cyclic Shear Strength of Fines-Containing Sands," *Earthquake and Geotechnical Engineering*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, pp. 101-106.

Ishihara, K., Sodekawa, M., and Tanaka, Y. (1978), "Effects of Overconsolidation on Liquefaction Characteristics of Sands Containing Fines," *Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654*, American Society for Testing and Materials, pp. 246-264.

Kishida, H. (1969), "Characteristics of Liquefied Sands during Mino-Owari, Tohnankai, and Fukui Earthquakes," *Soils and Foundations Engineering*, 9(1), pp. 75-92.

Koester, J. P. (1992a), "The Influence of Test Procedure on Correlation of Atterberg Limits with Liquefaction in Fine-Grained Soils," *Geotechnical Testing Journal*, 15(4), pp. 352-361.

Marcuson III, W. F., Hynes, M. E., and Franklin, A. G. (1990), "Evaluation and Use of Residual Strength in Seismic Safety Analysis of Embankments," *Earthquake Spectra*, 6(3), pp. 529-572.

Peacock, W. H., and Seed, H. B. (1968), "Sand Liquefaction Under Cyclic Loading Simple Shear Condition," *Jurnal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE 94(SM3), pp. 689-708.

Perlea, V. G., Koester, J. P., and Prakash, S. (1999), "How Liquefiable are Cohesive Soils?," *Proceeding of the 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Lisbon, Portugal, Vol. 2, pp. 611-618.

Sancio, R. B. (2003), "Ground Failure and Building Performance in Adapazari, Turkey," *PhD Dissertation (in progress)*, Supervised by Prof. J.D. Bray, University of California, Berkeley.

Sancio, R. B., Bray, J. D., Stewart, J. P., Youd, T. L., Durgunoglu, H. T., Onalp, A., Seed, R. B., Christensen, C., Baturay, M. B., and Karadayilar, T. (2002), "Correlation Between Ground Failure and Soil Condition in Adapazari, Turkey," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22, 1093-1102.

Seed, R. B., Cetin, K. O., Moss, R. E. S., Kammerer, A. M., Wu, J., Pestana, J. M., Riemer, M. F., Sancio, R. B., Bray, J. D., Kayen, R. E., and Faris, A. (2003), "Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework," *Proceeding of the 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar*, Keynote Presentation, H. M. S. Queen Mary, Long Beach, California, April. 30, 71 pp.

Seed, H. B., and Idriss, l. M. (1971), "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 97(SM9), pp. 1249-1273.

Seed, H. B., and Idriss, I. M. (1982), "Ground Motion and Soil Liquefaction During Earthquakes," *Earthquake Engineering Research Institute*, Oakland, CA.

Seed, H. B., and Peacock, W. H. (1971), "The Procedure for Measuring Soil Liquefaction Characteristics," *Jurnal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 97(SM8), pp. 1099-1119.

Troncoso, J. H., and Verdugo (1985), "Silt Content and Dynamic Behavior of Tailings Sands," *Proceeding of the 11th ICSMFE*, San Francisco, Vol. 3, pp. 131-1314.

Wang, W. (1979), "Some Findings in Soil Liquefaction," *Report of the Water Conservancy and Hydro-electric Power Scientific Research Institute*, Beijing, China, pp. 1-17.

Wang, W. (1981), "Foundation Problems in Aseismatic Design of Hydraulic Structures," *Proceeding of the Joint US – PRC Microzonation Workshop*, 11-16 Sep., Harbin, PRC.

Wang, W. (1984), "Earthquake Damages to Earth Dams and Levees in Relation to Soil Liquefaction," *Proceeding of the International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, University of Missouri – Rolla, MO., pp. 512-522.

Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Dobry, R., Finn, W. D. L., Harder, L. F. Jr., 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 II, K. H. (1997), Summary Paper, *Proceeding of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, NCEER-97-0022.

Youd, T. L., Idriss, I. M., Andurus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Dobry, R., Finn, W. D. L., Harder, L. F., Haymes, M. E., Ishihara, K., Koester, J. P., Liao, S. S. C., Marcusson, W. F., Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. C., Robertson, P. K., Seed, H. B., and Stokoe, K. H. (2001), "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils," *Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering*, ASCE, Vol. 127, No. 10, pp. 817-833.

Zhou, S. G. (1987), "Soil Liquefaction During Recent Major Earthquakes in China and Aseismic Design Method Related to Soil Liquefaction," *Proceeding of the 8th Asian Regional Conference on SM&FE*, Vol II, pp. 249-250.

فصل ۴

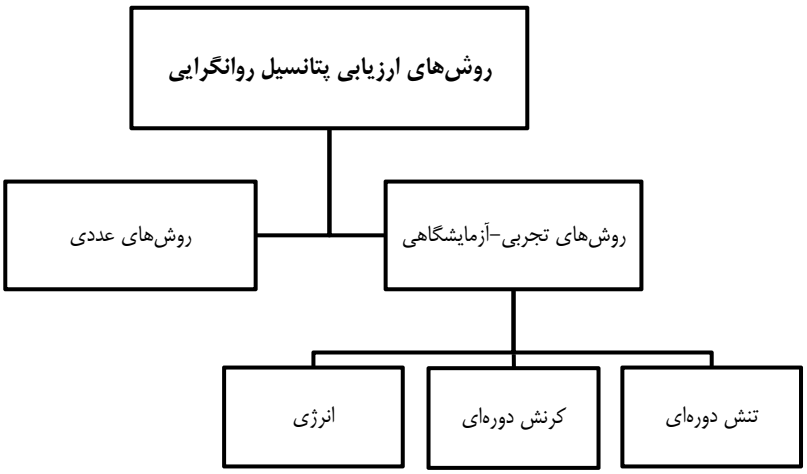
روش‌های بررسی پتانسیل وقوع پدیده‌ی روانگرایی

۴-۱- مقدمه

همان‌طور که در بخش (۲-۳) اشاره شد، گام بعدی پس از تعیین استعداد روانگرایی خاک، ارزیابی پتانسیل روانگرایی خاک مستعد می‌باشد. دو شیوه‌ی اصلی برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی وجود دارد. هدف روش اول آن است که این فعل و انفعال پیچیده را در یک تحلیل غیرخطی پاسخ ساختگاه و با استفاده از یک مدل ساختاری[1] مناسب به‌صورت صریح[2] مدل نماید. یک نمونه از این روش‌ها-که در این راهنما تحت عنوان روش‌های عددی شناخته می‌شوند- برنامه‌ی رایانه‌ای WAVE (Horne, 2000) با مدل رفتاری UWsand (Kramer and Arduino, 1999) است. در تحلیل‌های غیرخطی پاسخ ساختگاه که معادله‌ی حرکت به‌صورت 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 (Kramer, 1996). میزان صحت نتایج در این روش به مناسب بودن[3] مدل ساختاری و کفایت برنامه‌ی آزمون‌های آزمایشگاهی و صحرایی برای تعیین پارامترهای مدل غیرخطی خاک بستگی دارد. با توجه به پیچیدگی و هزینه و زمان مورد نیاز، این روش بیش‌تر در مطالعات تحقیقاتی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

روش دوم بر مبنای همبستگی‌های تجربی میان بارگذاری لرزه‌ای (عامل تحریک[4]) و مقاومت خاک در برابر روانگرایی (عامل ظرفیت[5]) است؛ هرچند مقاومت خاک می‌تواند به صورت مستقیم از آزمون‌های آزمایشگاهی نیز به دست آید. در این نوع از روش‌های ارزیابی پتانسیل روانگرایی که از آن‌ها به‌عنوان روش‌های تجربی-آزمایشگاهی یاد می‌شود، هنگامی که عامل تحریک برابر یا بزرگ‌تر از عامل مقاوم شود، انتظار وقوع روانگرایی می‌رود. این روش‌ها نسبت به مدل‌های عددی کاربرد گسترده‌تری دارند، چرا که استفاده از آن‌ها ساده‌تر و ارزان‌تر است. از این‌رو در این فصل به تشریح تاریخچه و مفاهیم موجود در این روش‌ها پرداخته می‌شود.

در روش‌های تجربی-آزمایشگاهی، شیوه‌های ارزیابی عامل تحریک در تعیین پتانسیل روانگرایی به سه گروه عمده‌ی روش‌های بر مبنای تنش تناوبی، کرنش تناوبی و انرژی تقسیم می‌گردند (شکل ۴-۱).



شکل ۴-۱- روش‌های ارزیابی پتانسیل روانگرایی

1- Constitutive Model
2- Explicit
3- Suitability
4- Demand
5- Capacity

روش تنش تناوبی که بیش‌ترین کاربرد را در میان سه روش مذکور دارا می‌باشد، در حدود چهار دهه‌ی پیش به‌وجود آمده و تا امروز بدون تغییر کلی و تنها با اصلاحات جزیی نسبت به قالب اولیه‌ی خود باقی مانده است. اگرچه روش‌های کرنش تناوبی و انرژی پس از روش تنش به‌وجود آمدند و از لحاظ مفهومی نیز نسبت به این روش دارای برتری‌هایی می‌باشند، ولی به‌نسبت کم‌تر مورد استفاده قرار می‌گیرند. در ادامه‌ی این فصل مفاهیم این روش‌ها شرح داده شده و در انتها با مقایسه‌ی آن‌ها، روش منتخب این راهنما برای بررسی تفصیلی در فصل بعدی معرفی می‌شود.

۴-۲- روش تنش تناوبی

گسترده‌ترین روش مورد استفاده برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی، روش تنش تناوبی است که در آن هر دو عامل تحریک (بارگذاری) و ظرفیت (مقاومت) در قالب تنش برشی تناوبی بیان می‌شوند. با همپایه‌کردن تنش برشی تناوبی ناشی از بارگذاری نسبت به تنش موثر قائم اولیه در عمق مورد نظر، نسبت تنش تناوبی[۶] به‌صورت زیر تعریف می‌شود (Seed and Idriss, 1971):

$$\mathrm{CSR} = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} \qquad (۴-۱)$$

نسبت مقاومت تناوبی[۷] (CRR) نیز به‌صورت بیشینه‌ی تنش تناوبی همپایه شده قبل از شروع روانگرایی خاک تعریف می‌شود. با توجه به این تعاریف، می‌توان پتانسیل روانگرایی خاک را به‌صورت تعینی و در قالب ضریب اطمینان در برابر روانگرایی بیان نمود:

$$\mathrm{FS_L} = \frac{\mathrm{CRR}}{\mathrm{CSR}} = \frac{\mathrm{Resistance}}{\mathrm{Loading}} = \frac{\mathrm{Capacity}}{\mathrm{Demand}} \qquad (۴-۲)$$

عبارت بارگذاری در روش تنش تناوبی (CSR) عموما از تحلیل‌های پاسخ ویژه‌ی ساختگاه نظیر WAVE (Horne, 2000)، SHAKE (Idriss and Sun, 1993; Schnable et al., 1972) یا ProShake (EduPro Civil System Inc) و یا با استفاده از روش ساده‌شده[۸] که توسط Seed و Idriss در سال ۱۹۷۱ معرفی شد، تعیین می‌شود. در روش اول یعنی تحلیل پاسخ ویژه‌ی ساختگاه، به‌منظور دستیابی به نتایج صحیح و معتبر، تلاش‌های قابل توجهی 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 همراه با مجموعه‌ای از حرکات ورودی به‌دقت انتخاب شده، مورد استفاده قرار گیرد. اما این تلاش‌ها با توجه به این‌که اثرات یک نیمرخ خاص خاک را بر روی CSR مورد توجه قرار می‌دهند، ارزشمند می‌باشند.

در روش ساده شده، مشخصات تفصیلی ویژه‌ی ساختگاه همگی در یک ضریب کاهش عمق[۹] نهفته شده‌اند؛ به‌طوری که این ضریب، پاسخ متوسط مجموعه‌ای از نیمرخ‌های خاک را به مجموعه‌ای از حرکات ورودی تقریب می‌زند. با وجود این‌که روش ساده شده بسیاری از جزییات در نظر گرفته شده در تحلیل پاسخ ساختگاه را مورد توجه قرار نمی‌دهد، اما به‌سبب سهولت کاربرد، با وسعت بسیار بیش‌تری در کاربردهای مهندسی مورد استفاده قرار می‌گیرد. در ادامه‌ی این بخش مروری مختصر بر تاریخچه‌ی تکامل و مبانی این روش ارایه شده و در فصل بعد به‌صورت کامل‌تر و با ارایه‌ی جزییات بیش‌تر به آن اشاره خواهد شد.

6- Cyclic Stress Ratio
7- Cyclic Resistance Ratio
8- Simplified Method
9- Depth Reduction Factor

۴-۲-۱- روش ساده‌شده

در حدود چهار دهه‌ی پیش دستورالعملی تحت عنوان روش ساده شده برای ارزیابی مقاومت روانگرایی لرزه‌ای خاک‌ها پیشنهاد شد. در پی زلزله‌های فاجعه‌بار Niigata و Alaska در سال ۱۹۶۴، Seed and Idriss (1971) روش ساده شده‌ی اولیه را پیشنهاد نمودند. از آن زمان تا کنون این دستورالعمل چندین بار مورد بازبینی و الحاق قرار گرفته است که از میان آن‌ها می‌توان به مطالعات شاخص Seed and Idriss (1982)، Seed et al. (1985) و Youd et al. (1997, 2001) اشاره نمود. با وجود پیشرفت‌های قابل توجهی که در راستای درک هرچه بهتر از مشخصات حرکات لرزه‌ای و سازوکار روانگرایی صورت گرفته است، بیش‌تر اصلاح‌ها جزیی بوده و روش ساده شده چهارچوب اصلی خودش را حفظ کرده‌است. در حال حاضر این روش به عنوان یک استاندارد اجرایی در آمریکا، کانادا و بسیاری از کشورهای دیگر جهان مورد استفاده قرار می‌گیرد.

روش ساده‌شده برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی در ۳ گام عمده تقسیم‌بندی می‌شود:

۱- تعیین نسبت تنش برشی تناوبی ایجاد شده در اثر حرکات لرزه‌ای در اعماق مختلف خاک و تبدیل تاریخچه‌ی تنش نامنظم به تعدادی از سیکل‌های تنش یکنواخت معادل. به این وسیله شدت تکان‌های لرزه‌ای، مدت زمان لرزش و تغییرات تنش‌های برشی ایجاد شده با عمق در نظر گرفته می‌شود. تراز تنش برشی به‌صورت ۶۵ درصد تنش برشی بیشینه (که خود تابعی از شتاب بیشینه‌ی افقی در سطح زمین و عمق مورد نظر است) تعریف شده و تعداد سیکل‌های تنش معادل با بزرگای زلزله در ارتباط است. مقادیر این پارامترها مطابق با دستورالعمل محاسباتی ساده‌شده، همان‌گونه که در مطالعات Seed and Idriss (1971) شرح داده شده و در فصل پنجم نیز به تفصیل به آن پرداخته می‌شود، به‌دست می‌آیند.

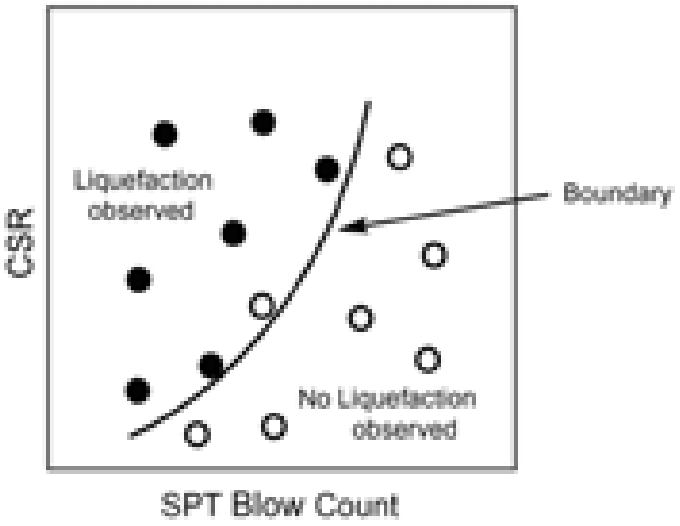
۲- تعیین نسبت مقاومت تناوبی با انجام آزمون‌های آزمایشگاهی تناوبی بر روی نمونه‌های شاخص دست‌نخورده در فشارهای همه‌جانبه‌ی مختلف. به این منظور هر دو آزمایش برش ساده‌ی تناوبی[10] و سه‌محوری تناوبی[11] می‌توانند برای ارزیابی مقاومت تناوبی مورد استفاده قرار گیرند؛ به این شرط که به‌منظور نشان‌دادن شرایط واقعی بارگذاری در محل، نتایج این آزمون‌ها به شکل مناسبی تصحیح شوند. استفاده از این آزمون‌ها بر روی نمونه‌های دست‌نخورده سبب می‌شود تا نوع خاک، شرایطِ در محل، تاریخچه‌های لرزه‌ای و زمین‌شناسی نهشته و شرایط تنش موثر اولیه به‌صورت مناسبی در ارزیابی مقاومت در برابر روانگرایی در نظر گرفته شوند. پس از تعیین تنش‌های مورد نیاز برای ایجاد روانگرایی (مقاومت تناوبی) می‌توان آن‌ها را به‌منظور مقایسه‌ی ساده‌تر با نسبت تنش برشی به‌صورت تابعی از عمق رسم کرد. اما نکته‌ی قابل توجه در این گام این است که اخذ نمونه‌های دست‌نخورده از نهشته‌های زیر تراز آب زیرزمینی- به‌عنوان یکی از شاخص‌های تعیین کننده‌ی استعداد روانگرایی- بسیار پرهزینه است (Ishihara, 1993). روش ساده‌تر، ارزان‌تر و با کارایی بیش‌تر برای ارزیابی مقاومت تناوبی خاک، استفاده از آزمایش‌های در محل نظیر آزمایش نفوذ استاندارد[12]، آزمایش نفوذ مخروط[13] و آزمایش سرعت موج برشی می‌باشد (Seed et al. 1983, 1985)؛ که به‌طور وسیعی در مطالعات ژئوتکنیکی ساختگاه مورد استفاده قرار می‌گیرند. علاوه بر ویژگی‌های ذکر شده، با توجه به تاثیر قابل توجه دست‌خوردگی نمونه بر روی خصوصیات خاک‌های روانگرا، روش‌های محلی در تعیین مشخصات این خاک‌ها دقت بیش‌تری دارند.

10- Cyclic Simple Shear Test
11- Cyclic Triaxial Test
12- Standard Penetration Test
13- Cone Penetration Test

در میان آزمایش‌های محلی، استفاده از آزمایش نفوذ استاندارد دارای پیشینه‌ی وسیع‌تری نسبت به دیگر آزمایش‌ها می‌باشد. از این‌رو ایده‌ی استفاده از عدد نفوذ استاندارد در تخمین مقاومت تناوبی توسط Whitman (1971) پیشنهاد شد. این روش بر اساس تحقیقات محلی در خصوص شکل‌گیری پدیده‌ی روانگرایی در طی یک زلزله‌ی خاص پایه‌ریزی می‌شود؛ به‌طوری‌که در یک ساختگاه منتخب با توجه به تاریخچه‌ی شتاب ثبت شده در اثر زلزله، مقدار نسبت تنش تناوبی به وسیله‌ی روش پیشنهاد شده در گام نخست (روش ساده شده) تخمین زده شده و سپس این مقدار تنش در برابر مقدار عدد نفوذ استاندارد رسم می‌شود. هنگامی‌که این فرایند برای ساختگاه‌های مختلف و در اعماق متفاوت تکرار شود، مجموعه‌ای از نقاط حاوی عدد نفوذ استاندارد و نسبت تنش تناوبی تشکیل می‌شود. نمایش این مجموعه از زوج‌های مرتب که هر یک دارای سه ویژگی معین (عدد نفوذ استاندارد، نسبت تنش تناوبی و وضعیت روانگرایی مشخص بر اساس شواهد محلی) می‌باشند، سبب می‌شود تا مرز نسبتا مشخصی میان نقاط روانگرا و غیر روانگرا تشکیل شود (شکل ۴-۲). با توجه به این شکل می‌توان دید که با افزایش عدد نفوذ استاندارد (شاخص تراکم نسبی) میزان مقاومت تناوبی نیز روندی رو به افزایش دارد. بدیهی است این مرز دارای دو خصوصیت اصلی می‌باشد:

الف- افزایش داده‌های محلی ممکن است سبب جابجایی مرز مورد نظر شود.

ب- با توجه به رفتار لرزه‌ای پیچیده‌ی خاک، این حد نمی‌تواند یک مرز کاملا تفکیک شده میان نقاط روانگرا و غیر روانگرا ایجاد نماید.



شکل ۴-۲- نمایش قیاسی از قرارگیری نقاط روانگرا و غیرروانگرا به همراه مرز جداکننده‌ی میان آن‌ها

اگرچه در حال حاضر استفاده از SPT ساده‌ترین و معمول‌ترین شیوه برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی می‌باشد، اما در سال‌های اخیر آزمایش‌های CPT و سرعت موج برشی به علت راندمان بالاتر و پیوستگی اطلاعات روی عمق بیش‌تر مورد توجه قرار گرفته‌اند. مشابه با روشی که برای SPT ذکر شد، می‌توان ارتباط میان مقاومت نفوذ مخروط یا سرعت موج برشی در هر لایه را با مقاومت تناوبی به دست آورد.

۳- مقایسه‌ی تنش‌های برشی به‌دست آمده در دو گام قبل. در یک عمق مورد نظر اگر تنش برشی تعیین شده در گام نخست (عامل تحریک) از مقدار مشابه در گام دوم (عامل مقاوم) بیش‌تر باشد، انتظار می‌رود خاک در این ناحیه روانگرا شود.

۴-۳- روش کرنش تناوبی

در تقابل با روش تنش و به منظور یافتن گزینه‌ای دیگر برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی، Dobry et al. (1982) تلاش کردند تا پدیده‌ی روانگرایی را از دیدگاه کرنش برشی تفسیر نمایند. در روش کرنش فرض می‌شود که به جای تراکم نسبی، کرنش برشی تناوبی افزایش فشار آب منفذی در طی زلزله را کنترل می‌نماید. با انجام مجموعه‌ای از آزمایش‌های سه‌محوری تناوبی تحت شرایط کنترل کرنش، این محققان نشان‌دادند که پیش از وقوع هرگونه اضافه فشار آب منفذی باید یک کرنش حداقلی در خاک ایجاد شود. این کرنش حدی که تحت عنوان کرنش آستانه[۱۴] نیز تعریف می‌شود، به عنوان شاخصی در ارزیابی پتانسیل روانگرایی نهشته‌های خاکی پیشنهاد شد. دستورالعمل روش کرنش را می‌توان به صورت زیر جمع‌بندی کرد:

۴-۳-۱- تعیین کرنش برشی تناوبی ایجاد شده در اثر زلزله

کرنش برشی تناوبی به‌وسیله‌ی رابطه‌ی (۴-۳) و با در اختیار داشتن تعداد سیکل‌های معادل که از بزرگای زلزله تعیین می‌شود، به دست می‌آید.

$$\gamma = \frac{0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \sigma_{v0} \cdot r_d}{G_{max} \cdot \left(\frac{G}{G_{max}}\right)_{\gamma}} \qquad (۴-۳)$$

که در آن:

σ_{v0}: تنش کل قائم اولیه در عمق مورد نظر؛

G_{max}: مدول برشی بیشینه، متناظر با $\gamma = 10^{-4}\%$؛

$\left(\frac{G}{G_{max}}\right)_{\gamma}$: نسبت مدول‌های برشی متناظر با γ و $\gamma = 10^{-4}\%$؛

a_{max}: شتاب بیشینه‌ی افقی بر روی سطح زمین؛

g: شتاب ثقل؛

r_d: فاکتور کاهش تنش برشی در عمق به علت طبیعت شکل‌پذیر خاک.

با توجه به این‌که نسبت (G/G_{max}) تابعی از کرنش برشی (γ) است، معادله‌ی (۴-۳) باید به‌صورت تکراری[۱۵] و با استفاده از منحنی فرو افت مدول برشیِ[۱۶] وابسته به لایه‌ی خاک مورد نظر حل شود. این منحنی که رفتار کاهشی مدول برشی را در قالب تغییرات مدول همپایه شده با کرنش برشی نشان می‌دهد، با استفاده از آزمون‌های آزمایشگاهی شامل آزمون ستون تشدید در محدوده‌ی کرنش‌های کوچک به همراه آزمون‌های تناوبی (نظیر سه‌محوری تناوبی و برش ساده‌ی تناوبی) در محدوده‌ی کرنش‌های بزرگ به دست می‌آید. در شرایطی که انجام این آزمون‌ها امکان‌پذیر نباشد، می‌توان از منحنی‌های معیار پیشنهاد شده برای انواع خاک‌ها استفاده کرد. Seed and Idriss (1970) اولین منحنی‌های فروافت مدول برشی و میرایی را برای ماسه‌ها پیشنهاد کردند. پس

14- Threshold Strain
15- Iterative Solution
16- Shear Modulus Degradation Curve

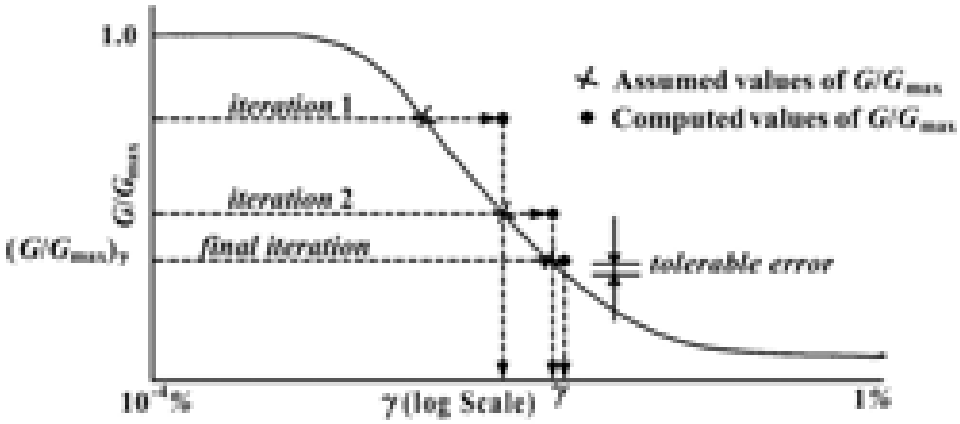
از آن منحنی‌های مشابهی برای خاک‌های شنی (به عنوان مثال Seed et al., 1986)، خاک‌های با خاصیت خمیری کم (به عنوان مثال Ishibashi and Zhang, 1993) و به صورت تابعی از شاخص خمیری (نظیر Vucetic and Dobry, 1991 و Sun et al., 1988) ارایه شد که در مقاصد عملی نیز دارای کاربرد وسیعی می‌باشند. حل تکراری معادله‌ی (۴-۳) که به صورت هندسی در شکل (۴-۳) نشان داده شده است، در قالب گام‌های زیر بیان می‌شود.

گام ۱: مقدار اولیه‌ای برای (G/G_{max}) فرض می‌شود؛

گام ۲: از معادله‌ی (۴-۳) مقدار (γ) متناسب با مقدار فرض شده‌ی (G/G_{max}) محاسبه می‌شود؛

گام ۳: با توجه به مقدار (γ) محاسبه شده در گام ۲، (G/G_{max}) از روی منحنی فروافت مدول برشی خوانده می‌شود؛

گام ۴: به منظور محاسبه‌ی (γ) در تکرار بعدی، مقدار (G/G_{max}) حاصل از گام ۳ به گام ۲ برده می‌شود و این فرآیند تا زمانی که مقادیر نسبت‌های مدول فرض شده و محاسبه شده در محدوده‌ی خطای قابل قبول قرار گیرد، تکرار می‌شود.



شکل ۴-۳- حل تکراری رابطه‌ی (۴-۳) برای تعیین کرنش برشی تناوبی (γ) در عمق مورد نظر از نیمرخ خاک

۴-۳-۲- تعیین ظرفیت خاک

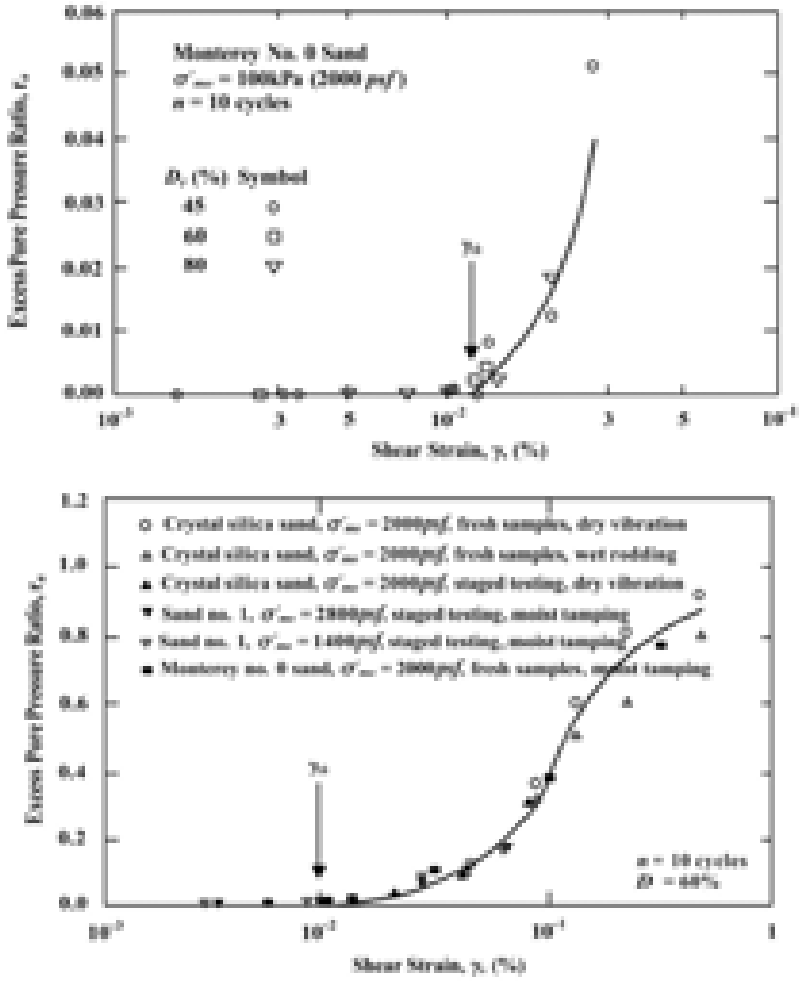
مقدار ظرفیت خاک به وسیله‌ی کرنش برشی آستانه (γ_{th}) تعیین می‌شود که به صورت دامنه‌ی کرنش برشی مورد نیاز برای ایجاد لغزشی همه‌جانبه در امتداد سطح تماس دانه‌ای تعریف می‌شود. Dobry et al. (1982) مجموعه‌ای از آزمایش‌های تناوبی را تحت شرایط کنترل کرنش بر روی نمونه‌های اشباع زهکشی نشده انجام دادند. در این 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 (به عبارتی اضافه فشار منفذی پس‌ماند). Dobry و همکارانش با توجه به نتایج آزمایش‌ها، این‌چنین نتیجه‌گیری کردند که کرنش آستانه تقریبا برابر ۰/۰۱ درصد بوده و مستقل از روش آماده‌سازی نمونه، تراکم‌نسبی و تنش همه‌جانبه‌ی موثر اولیه (حداقل برای محدوده‌ای از تنش‌های همه‌جانبه‌ی موثر اولیه که در این مطالعات آزمایشگاهی مورد استفاده قرار گرفت) می‌باشد. شکل‌های (۴a-۴) و (۴b-۴) برخی از نتایج Dobry et al. (1982) را نشان می‌دهد. همان‌گونه که در هر دو شکل قابل مشاهده است، برای تمام نمونه‌ها کرنش برشی متناظر با شروع تولید اضافه فشار منفذی اندکی بیش از ۰/۰۱ درصد است.

۴-۳-۳- تعیین ضریب اطمینان

با توجه به تعریف ارایه شده برای ضریب اطمینان یعنی نسبت عامل ظرفیت به عامل تحریک، ضریب اطمینان در روش کرنش به‌صورت زیر تعریف می‌شود:

$$FS = \frac{\gamma_{th}}{\gamma} \qquad (۴-۴)$$

اگرچه برقراری شرط $FS > 1$ دلالت بر عدم وقوع روانگرایی دارد، اما $FS \leq 1$ تضمین نمی‌کند که روانگرایی اتفاق خواهد افتاد. در مقابل اگر $FS \leq 1$ باشد، پیش‌بینی می‌شود که لغزش همه‌جانبه‌ای بر روی سطح تماس دانه‌ای اتفاق خواهد افتاد که این امر یک شرط لازم برای تولید اضافه فشار منفذی و در نتیجه پیش‌نیازی برای وقوع روانگرایی است. این موضوع در تقابل با روش تنش است؛ به طوری که در آن‌جا برقراری شرط $FS > 1$ دلالت بر عدم وقوع روانگرایی داشته و لزوما نشان نمی‌داد که اضافه فشار منفذی تولید نخواهد شد. بنابراین نسبت γ_{th} / γ می‌تواند یک مقدار بیش از حد محافظه‌کارانه برای ضریب اطمینان باشد. با این وجود، شرط $FS \leq 1$ بینشی را نسبت به رفتار قابل انتظار خاک ایجاد می‌کند که در آن اضافه فشار منفذی پس‌ماند بزرگ‌تر از صفر خواهد بود.



شکل ۴-۴- (بالا) نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی بر روی نمونه‌های با مقادیر مختلف تراکم نسبی، (پایین) نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی بر روی نمونه‌های با مقادیر متفاوت تنش همه‌جانبه‌ی موثر و روش‌های مختلف نمونه‌گیری (Dobry et al., 1982)

۴-۴- روش انرژی

برخلاف روش‌های ارایه شده‌ی قبلی، که از تنش یا کرنش به عنوان پارامترهای اصلی در تعیین عوامل ظرفیت و تحریک استفاده می‌کردند، دستورالعمل ارایه شده در این قسمت، مقیاس‌های مختلف انرژی را به کار می‌برد. استفاده از انرژی یک گام منطقی و طبیعی در سیر تکاملی روش‌های ارزیابی پتانسیل روانگرایی بوده است. دو دلیل برای این موضوع قابل ارایه است: نخست آن‌که مدت زمان طولانی است که متخصصان لرزه‌شناسی انرژی آزاد شده در طی زلزله را به صورت کمی محاسبه کرده و برای تخمین آن روابط ساده‌ای بر اساس پارامترهای لرزه‌ای متداول، ارایه نموده‌اند (به طور مثال Guternberg and Ritchter (1956)). دلیل دوم، مطالعات پیشگامانه‌ی Nemat-Naser and Shokooh (1979) می‌باشد که ارتباط تابعی[۱۷] میان انرژی تلف شده و فشار منفذی ایجاد شده در نمونه‌های آزمایشگاهی را نشان می‌دهد.

دستورالعمل‌های ارزیابی روانگرایی بر اساس انرژی را می‌توان به دو گروه اصلی تقسیم نمود:

۱) روش‌های به‌دست آمده بر اساس تاریخچه‌های موردی زلزله؛

۲) دستورالعمل‌های به‌دست آمده بر اساس داده‌های آزمایشگاهی.

دستورالعمل‌های ارایه شده بر اساس داده‌های تاریخی خود به دو زیرگروه تقسیم می‌شوند که یکی از آن‌ها مقدار انرژی را با استفاده روابط پیشنهادی Gutenberg-Richter تخمین می‌زند و دیگری انرژی را بر اساس Arias Intensity تعیین می‌کند.

در کلیه‌ی شیوه‌های ارزیابی روانگرایی بر اساس داده‌های تاریخی زلزله که در ادامه‌ی این بخش مورد بررسی قرار می‌گیرند، دو پارامتر کلیدیِ فاصله‌ی ساختگاه تا منبع لرزه‌ای و بزرگای زلزله وجود دارند؛ با این حال این روش‌ها از تعاریف متفاوتی برای فاصله‌ی ساختگاه تا منبع و مقیاس‌های مختلفی برای بزرگای زلزله استفاده می‌کنند. از این‌رو برای آسان نمودن ارایه‌ی دستورالعمل‌ها و درک هرچه بهتر آن‌ها، مقایسه‌ی میان مقیاس‌های مختلف بزرگای زلزله و واحدهای متداول اندازه‌گیری فاصله‌ی ساختگاه تا منبع به ترتیب در شکل‌های (۴-۵) و (۴-۶) ارایه شده است.

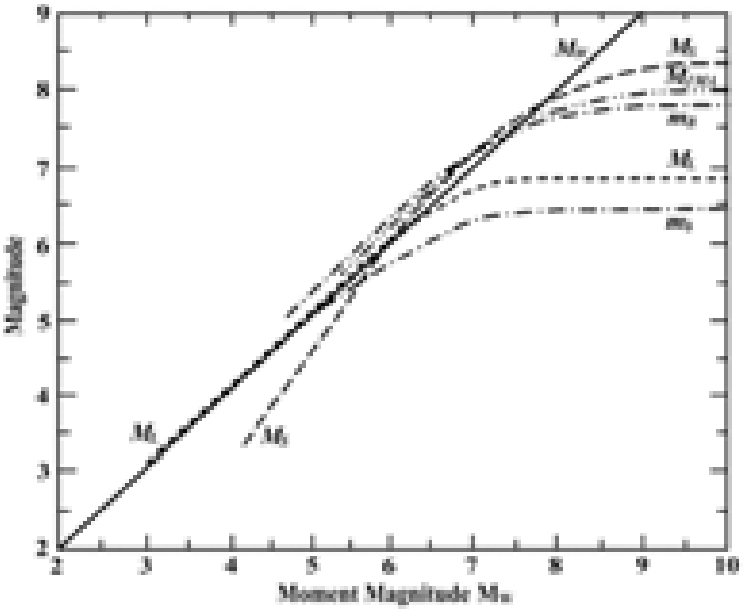
۴-۴-۱- روش‌های به‌دست آمده بر اساس تاریخچه‌های موردی زلزله

۴-۴-۱-۱- روش‌های Gutenberg-Richter

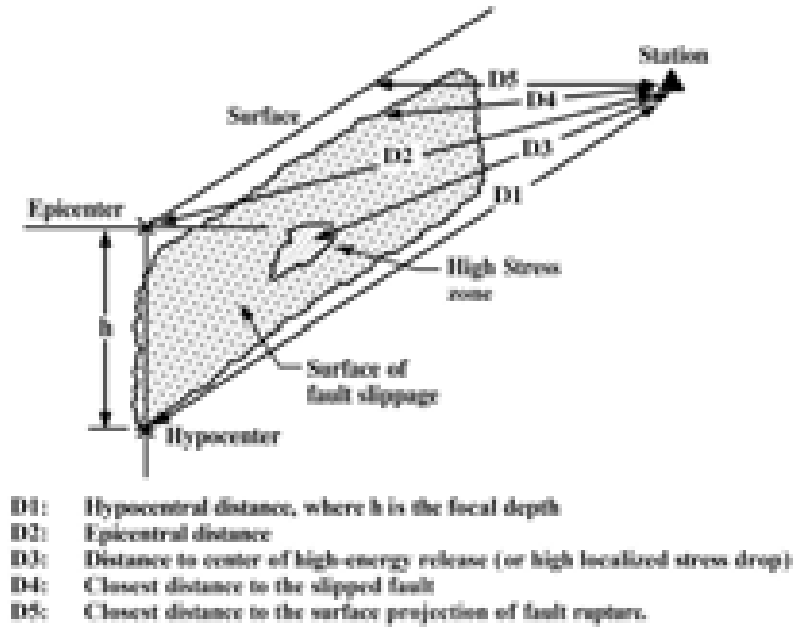
یکی از روش‌های ارزیابی روانگرایی بر اساس انرژی، اندازه‌گیری مقدار کل انرژی کرنشی پس‌ماندی تلف شده در یک نمونه‌ی خاک در طی آزمایش برشی تناوبی می‌باشد که به‌صورت سطح تجمعی درون حلقه‌ی پس‌ماندی در هر دور بارگذاری محاسبه می‌شود. تحقیقات نشان داده است که انرژی کل تلف شده در واحد حجم یک نمونه خاک از دو جزء تشکیل شده است: میرایی پس ماندی و تغییر شکل پلاستیک (Law et al., 1990).

Cao and Law (1991) و Law et al. (1990) با جمع کردن انرژی‌های کرنشی پس‌ماندی برای هر دور بارگذاری در آزمایش برش پیچشی ارتباط نزدیک میان افزایش فشار آب منفذی و انرژی تجمعی در واحد حجم را نشان دادند. این محققان ثابت کردند که مشخصات کاهش حجم یک خاک غیر چسبنده را می‌توان به صورت تابعی از انرژی کرنشی پس‌ماند تلف شده بیان نمود. همچنین رابطه‌ی میان تغییر حجم، مدول ارتجاعی و تولید فشار آب منفذی که توسط Martin et al. (1975) پیشنهاد شده بود را

17- Functional Relationship



شکل ۴-۵- مقایسه‌ی انحراف مرکزی مقیاس‌های مختلف بزرگای زلزله با بزرگای گشتاوری (Heaton et al., 1986)



شکل ۴-۶- مقیاس‌های متداول برای اندازه‌گیری فاصله‌ی ساختگاه تا منبع (Shakal and Bernreuter, 1981)

می‌توان برای ایجاد ارتباط بین مقدار انرژی تلف‌شده و افزایش فشار آب منفذی منجر به روانگرایی مورد استفاده قرار داد. Law et al. (1990) با استفاده از آزمون‌های آزمایشگاهی، ارتباط میان افزایش فشار آب منفذی، فشار تحکیم، نسبت تحکیم، تراکم نسبی و انرژی کرنشی تجمعی پس‌ماندی را نشان دادند. مطالعات مشابهی در زمینه‌ی افزایش فشار آب منفذی در طی آزمایش برش تناوبی با انرژی کرنشی تجمعی پس‌ماندی توسط Davis and Berrill (1978) و Figueroa and Dahisaria (1991) نیز انجام شده است که نتایج فوق را تایید می‌کند.

با توجه به اینکه تخمین انرژی کرنشی در محل همواره با مشکلاتی همراه است، Davis and Berrill (1982)، Berrill and Davis (1985)، Law et al. (1990)، Cao and law (1991) و Trifunac (1995) برای ارزیابی محلی روانگرایی، از تخمین انرژی کل یک زلزله با استفاده از رابطه‌ی Gutenberg and Richter (1956) به صورت زیر استفاده نمودند:

$$E_0 = 10^{1.5M+1.8} \qquad (۵-۴)$$

که در آن:

E_0: انرژی کل آزاد شده از منبع (kJ)؛

M: بزرگای زلزله (Richter).

در ادامه‌ی این بخش به توضیح روش‌های Davis and Berrill (1982) و یکی از روش‌های Trifunac (1995) پرداخته خواهد شد.

۴-۴-۱-۱-۱- Davis and Berrill (1982)

الف- عامل تحریک

Davis and Berrill (1982) در به‌دست‌آوردن رابطه‌شان برای تعیین انرژی وارده (عامل تحریک) علاوه بر تخمین انرژی کل بر اساس رابطه‌ی Gutenberg-Richter، سه فرض دیگر را نیز به‌کار بردند. فرض اول این بود که مقدار انرژی با نرخی متناسب با $(1/r^2)$ کاهش می‌یابد؛ به‌طوری که (r) فاصله‌ی ساختگاه تا مرکز آزاد شدن انرژی می‌باشد. این مدل کاهندگی اتلاف انرژی ناشی از میرایی مصالح را شامل نمی‌شود و تنها پراکندگی هندسیِ یک جبهه‌ی موج کروی را درنظر می‌گیرد. دومین فرض این بود که افزایش فشار منفذی یک تابع خطی از انرژی تلف شده است. در نهایت آن‌ها فرض کردند که اتلاف انرژی ناشی از میرایی مصالح در خاک متناسب با $\left(1/\sqrt{\sigma'_{v0}}\right)$ می‌باشد. رابطه‌ی پیشنهادی آن‌ها برای محاسبه‌ی عامل تحریک به‌صورت زیر است:

$$\text{Demand} = \left[\frac{r^2 \cdot \sigma'^{\,1.5}_{v0}}{10^{1.5M}}\right]^{-1} \qquad (۶-۴)$$

که در آن:

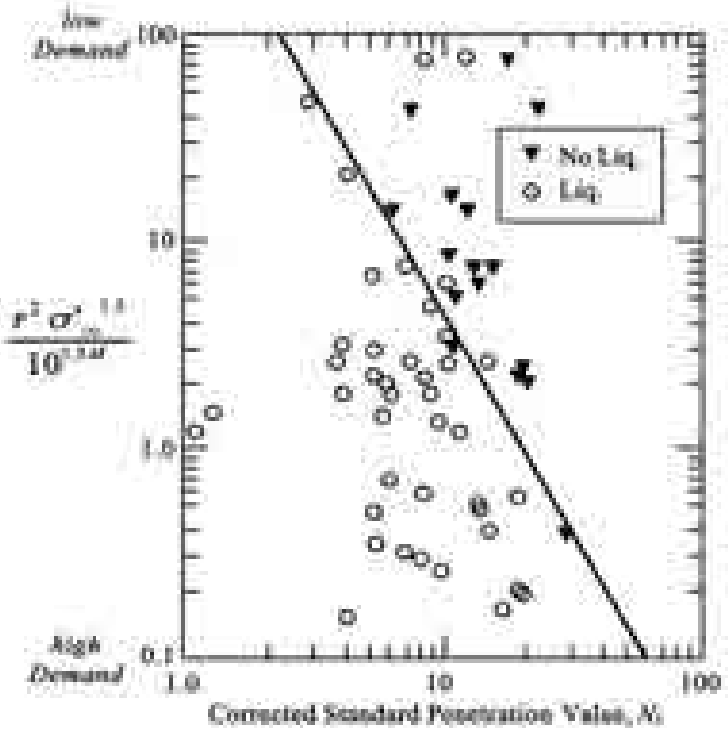
r: فاصله‌ی ساختگاه تا مرکز آزادسازی انرژی (m)؛

M: بزرگای زلزله (Richter)؛

σ'_{v0}: تنش موثر قائم در عمق z (kPa).

ب- عامل ظرفیت

مشابه روش مورد استفاده در تعیین منحنی CRR، Davis و Berrill تاریخچه‌های موردی زلزله را بر حسب روانگرا و غیرروانگرا از یکدیگر جدا نمودند. سپس با استفاده از رابطه‌ی (۴-۶)، مقدار انرژی وارد بر خاک برای هر ساختگاه تخمین زده شد. به دلیل اینکه فاصله‌ی ساختگاه تا مرکز آزادسازی انرژی برای تمام داده‌ها موجود نبود، در بیش‌تر موارد فواصل زیرمرکزی و رومرکزی[18] مورد استفاده قرار گرفت. همان‌گونه که در شکل (۴-۷) نشان داده شده است، Davis و Berrill در ارایه‌ی نمودار نهایی معکوس انرژی وارده را نسبت به (N_1) رسم کردند.



شکل ۴-۷- نمودار روانگرایی پیشنهادی توسط Davis and Berrill (1982)

(N_1) مقدار اصلاح شده‌ی عدد نفوذ استاندارد برای فشار سربار موثر (1 atm) می‌باشد. ضرایب اصلاح برای انرژی چکش و مقدار ریزدانه به آن اعمال نشده است (درخصوص ضرایب اصلاح عدد نفوذ استاندارد در فصل ۵ به تفصیل توضیح داده خواهد شد). با توجه به این‌که Davis و Berrill معکوس عامل تحریک را رسم نمودند، مرز منطقیِ جداکننده‌ی نقاط روانگرا و غیرروانگرا، بیان‌گر معکوس ظرفیت خاک بوده و ظرفیت خاک با استفاده از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود:

$$\text{Capacity} = \left[\frac{450}{N_1^2}\right]^{-1} \qquad (۴-۷)$$

پ- ضریب اطمینان

با استفاده از تعریف ضریب اطمینان به‌صورت نسبت ظرفیت خاک به انرژی وارد شده و با جایگذاری معادلات (۴-۶) و (۴-۷)، رابطه‌ی زیر برای ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی به‌دست می‌آید:

18- Epicentral

$$FS = \frac{N_1^2 \cdot r^2 \cdot \sigma'^{1.5}_{v0}}{450 \cdot \left(10^{1.5M}\right)} \qquad (۸-۴)$$

این محققان در ادامه‌ی تحقیقات خود، مدل بازبینی شده‌ای از کار اولیه‌شان ارایه کردند (Berril and Davis, 1985). دو بازبینی عمده بر روی مدل اولیه عبارت بودند از:

۱) اصلاح مدل تولید فشار منفذی (به‌عبارتی فشار منفذی متناسب با ریشه‌ی دوم انرژی تلف‌شده تعریف شد)؛

۲) در نظر گرفتن عبارتی برای احتساب میرایی غیرارتجاعی انرژی لرزه‌ای در طی عبور از منبع تا ساختگاه.

۴-۴-۱-۱-۲- Trifunac (1995)

Trifunac (1995) پنج مدل جداگانه را برای تعیین عوامل تحریک و ظرفیت خاک ارایه نمود؛ که تنها یکی از آن‌ها بر اساس رابطه‌ی انرژی Gutenberg-Richter به‌دست‌آمده است. در این بخش، تنها روشی که بر اساس انرژی کرنشی بیان شده است، تحت عبارت Trifunac No.1 مورد بررسی قرار خواهد گرفت. Trifunac در به‌دست آوردن تمام عبارات مربوط به انرژی وارد شده، از دو فرض اساسی به‌کار گرفته شده توسط Davis and Berrill (1982) استفاده نمود، یکی این که افزایش فشار منفذی تابعی خطی از انرژی تلف‌شده است و دیگر این که اتلاف انرژی ناشی از میرایی مصالح در خاک متناسب با $\left(1/\sqrt{\sigma'_{v0}}\right)$ می‌باشد. مشابه با مدل ارایه شده توسط Davis and Berrill (1982)، در تمام مدل‌های Trifunac (1995) نیز عبارت‌های ظرفیت خاک همگی تابعی از (N_1) می‌باشند.

الف- عامل تحریک

در مدل Trifunac No.1 عبارت پیشنهادی برای انرژی وارد شده بر اساس رابطه‌ی انرژی Gutenberg-Richter بوده و مشابه با رابطه‌ی به‌دست آمده توسط Davis and Berrill (1982) یعنی رابطه‌ی (۴-۶) می‌باشد. در این مدل از فاصله‌ی رومرکزی ساختگاه تا منبع لرزه‌ای به‌عنوان تقریبی از فاصله‌ی ساختگاه تا محل آزاد شدن انرژی، که توسط Davis و Berrill با عبارت (r) تعریف شده بود، استفاده شده است. این تقریب محدودیتی را به رابطه‌ی (۴-۶) تحمیل کرده است به‌طوری که در استفاده از آن باید شرط $(50km \le r \le 100-150km)$ برقرار باشد. اساس این محدودیت مربوط به فرض انتشار هندسی انرژی لرزه‌ای با نسبت $(1/r^2)$ است که در این رابطه مورد استفاده قرار گرفته است.

ب- عامل ظرفیت

اگرچه Trifunac No.1 از عبارتی مشابه با Davis and Berrill (1982) برای تعیین انرژی وارد شده استفاده کرد، اما رابطه‌ی متفاوتی را برای تعیین ظرفیت خاک ارایه نمود (رابطه‌ی ۴-۹). این رابطه با استفاده از همان داده‌های Davis و Berrill ولی بر اساس یک رگرسیون متفاوت به دست آمده است:

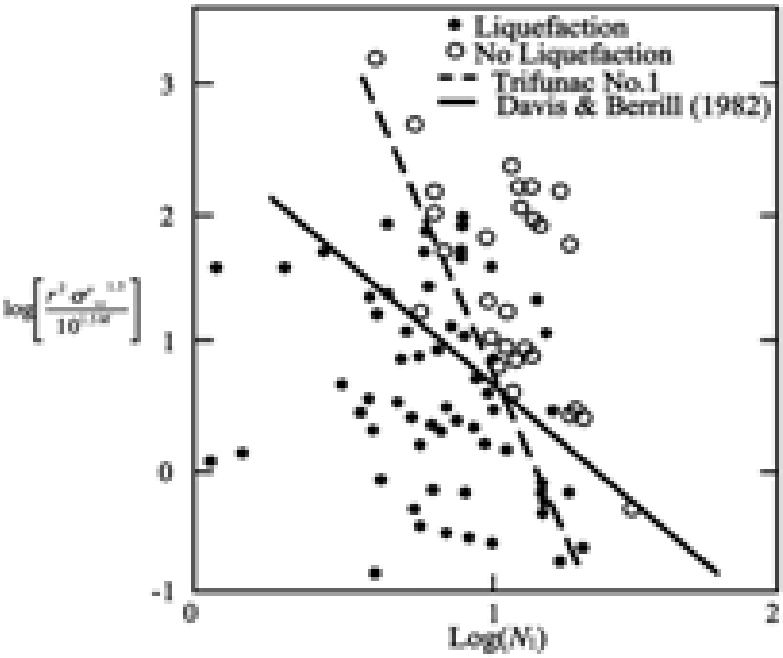
$$\text{Capacity} = \left[\frac{9.92}{N_1 - 3.15}\right]^{-3.8} \qquad (۹-۴)$$

مقایسه‌ی میان دو رابطه‌ی پیشنهاد شده برای تعیین ظرفیت خاک در شکل (۴-۸) نشان داده شده است.

پ- ضریب اطمینان

با جایگذاری روابط (۴-۶) و (۴-۹) در تعریف ضریب اطمینان به صورت نسبت ظرفیت خاک به انرژی وارد شده، نتیجه می‌شود:

$$FS = \frac{(N_1 - 3.15)^{3.8} \cdot r^2 \cdot \sigma'_{v0}{}^{1.5}}{6120 \cdot 10^{1.5M}} \qquad (۱۰-۴)$$



شکل ۴-۸- مقایسه‌ی مرزهای پیشنهادی Davis and Berrill (1982) و Trifunac No.1 برای جداسازی نقاط روانگرا و غیرروانگرا (Trifunac 1995)

۴-۴-۱-۲- روش‌های Arias Intensity

برخی از روش‌های انرژی از Arias Intensity (I_h) به عنوان مقیاس اندازه‌گیری شدت لرزش زلزله در ساختگاه استفاده می‌کنند. بر اساس تعریف Kayen and Mitchell (1997)، (I_h) برابر است با مجموع دو مولفه‌ی افقی انرژی در واحد وزن در انتهای حرکات لرزه‌ای که توسط مجموعه‌ای از نوسان‌گرهای غیر میرا با یک درجه آزادی و با توزیع فراوانی یکسان جذب شده است (Arias, 1970). I_h با انتگرال‌گیری از تاریخچه‌ی زمانی شتاب به صورت زیر به دست می‌آید:

$$I_h = I_{xx} + I_{yy} = \frac{\pi}{2g} \cdot \left[\int_0^{dur} a_x^2(t)dt + \int_0^{dur} a_y^2(t)dt \right] \qquad (۱۱-۴)$$

که در آن:

I_h: Arias Intensity حاصل از حرکات لرزه‌ای در بالای نیمرخ خاک (m/s)؛

$a_x(t)$: تاریخچه‌ی زمانی شتاب افقی در راستای محور x (m/s^2)؛

$a_y(t)$: تاریخچه‌ی زمانی شتاب افقی در راستای محور y (m/s^2)؛

g: شتاب ثقل (m/s^2)؛

dur: زمان لرزش زلزله (s).

این رابطه دارای مشخصات ویژه‌ای می‌باشد که برخی از آن‌ها عبارتند از:

- I_h یک پارامتر انتگرالی است که از انتگرال‌گیری حرکات زمین نسبت به زمان به دست می‌آید. بنابراین تمام نقاط اوج دامنه (و نه فقط بیشینه‌ی آن) را شامل می‌شود.
- ویژگی دیگر این پارامتر انتگرالی حساسیت آن به مدت زمان بارگذاری است. در نتیجه فشار منفذی در طی زمان بارگذاری افزایش می‌یابد و نه فقط در هنگامی که خیز شتاب بیشینه به وقوع می‌پیوندد.

بر این اساس Running (1996) و Kayen and Mitchell (1997) روش‌هایی را برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی ارایه نمودند که در این بخش تنها به روش Kayen and Mitchell (1997) پرداخته خواهد شد.

Kayen and Mitchell (1997) کارهای مقدماتی انجام شده توسط Egan and Rosidi (1991) را با برقراری روابطی برای وقوع و عدم وقوع روانگرایی به‌صورت توابعی از Arias Intensity حرکت لرزه‌ای و مقاومت نفوذ خاک، گسترش دادند.

الف- عامل تحریک

برای تخمین I_h متناظر با پارامترهای لرزه‌ای زلزله‌ی طراحی و شرایط ساختگاه محلی، Kayen and Mitchell (1997) رابطه‌ی تجربی زیر را پیشنهاد نمودند:

$$I_h = \begin{cases} M - 3.8 - 2\log(r^*) + 0.63P & \text{برای خاک‌های آبرفتی} \\ M - 3.4 - 2\log(r^*) & \text{برای خاک‌های نرم} \end{cases} \qquad (۱۲-۴)$$

$$r^* = \sqrt{r^2 + \Delta^2}$$

که در آن:

P: احتمال متناظر با انحراف معیار؛

Δ: عمق کانونی (km)؛

r: فاصله‌ی ساختگاه تا تصویر گسیختگی گسل واقع در عمق کانونی بر روی سطح زمین (km).

مقادیر r^*، r و Δ به صورت هندسی در شکل (۴-۹) نشان داده شده‌اند.

مشابه با ضریب کاهش تنش در عمق (r_d) که در روش‌های تنش و کرنش مورد استفاده قرار گرفت، Kayen (1993) و Kayen and Mitchell (1998) ضریبی را ارایه کردند که Arias Intensity حرکات سطحی را به مقدار متناظر آن در عمق نیمرخ خاک مربوط می‌سازد. رابطه‌ی پیشنهادی آن‌ها به‌صورت زیر بیان می‌شود:

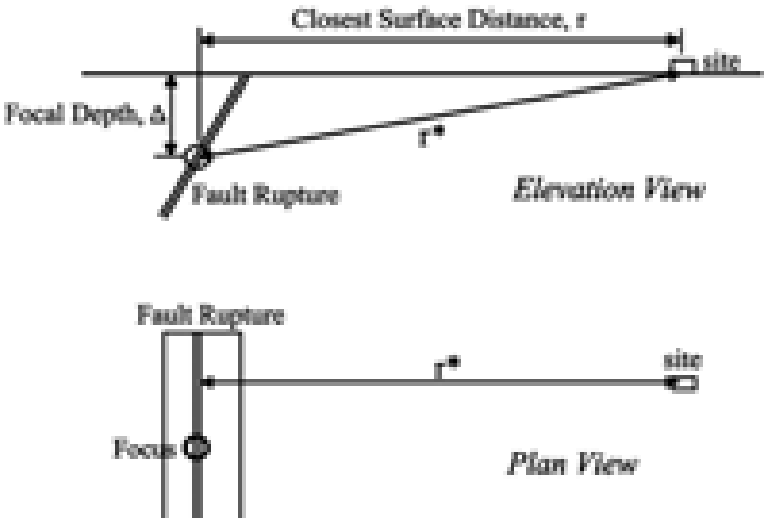
$$I_{hb,eq} = I_h \cdot r_b \qquad (۱۳-۴)$$

که در آن:

$I_{hb,eq}$: Arias Intensity حرکات لرزه‌ای در عمق مورد نظر نیمرخ خاک؛

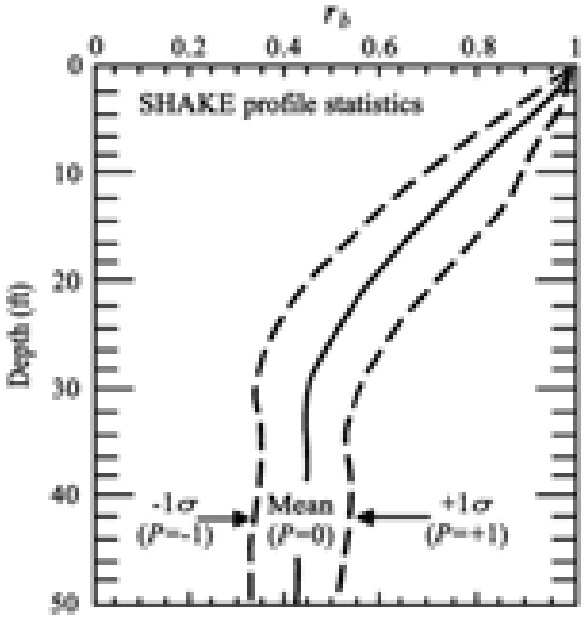
r_b: ضریب کاهش Arias Intensity نسبت به عمق؛

I_h: Arias Intensity در سطح خاک.



شکل ۴-۹- نمایش هندسی فاصله‌ی ساختگاه تا منبع لرزه‌ای (Kayen 1993)

یک تحلیل آماری از تغییرات (r_b) به‌صورت تابعی از عمق در یک نیمرخ خاک در شکل (۴-۱۰) نشان داده شده است.



شکل ۴-۱۰- نتایج یک تحلیل آماری از تغییرات r_b به صورت تابعی از عمق در نیمرخ خاک (Kayen and Mitchell, 1997)

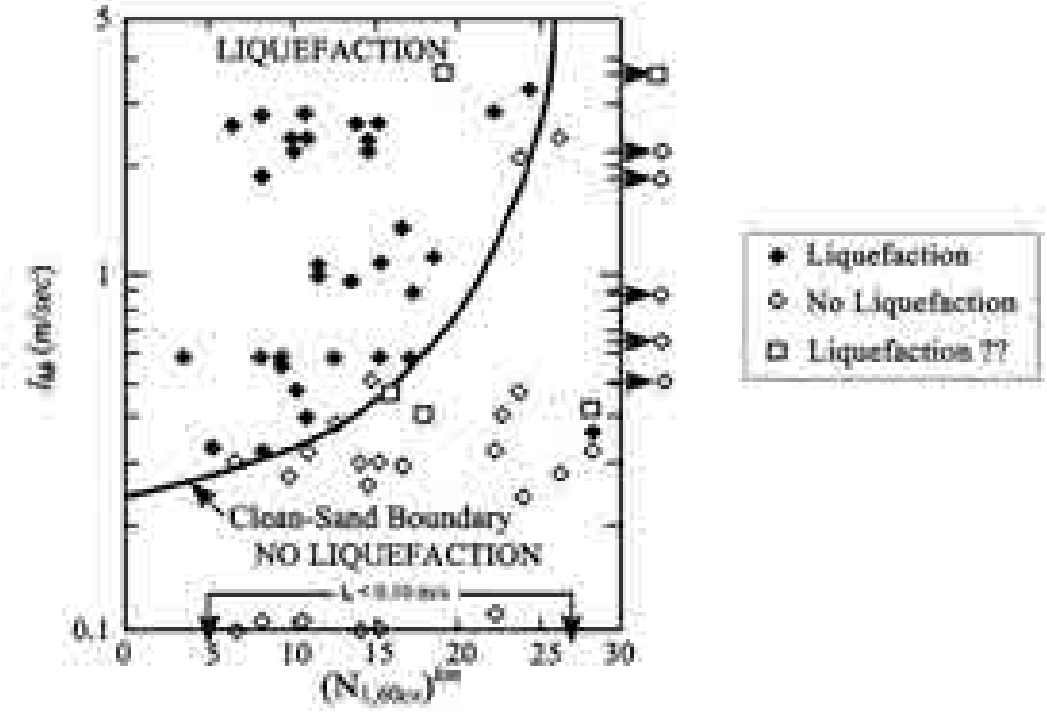
ب- عامل ظرفیت

مشابه با دیگر روش‌هایی که پیش از این توضیح داده شد، Kayen and Mitchell (1997) نیز داده‌های محلی را بر اساس روانگرا و غیرروانگرا طبقه‌بندی نمودند. سپس با استفاده از رابطه‌ی (۴-۱۳) مقدار انرژی وارد شده به خاک در هر عمق محاسبه شد. انرژی وارد شده‌ی محاسبه شده به‌صورت تابعی از $(N_{1,60cs})^{km}$ رسم گردید که $(N_{1,60cs})^{km}$ مقدار اصلاح شده‌ی N_1 برای انرژی چکش و درصد ریزدانه می‌باشد و به وسیله‌ی Kayen و Mitchell پیشنهاد شده است. در این روش ضریب اصلاح مقدار ریزدانه به صورت زیر معرفی می‌شود:

$$\left(N_{1,60cs}\right)^{km} = N_{1,60} + \Delta N$$

$$\Delta N = \begin{cases} 0 & FC \le 5\% \\ (FC-5)\dfrac{7}{30} & 5\% < FC < 35\% \\ 7 & FC \ge 35\% \end{cases} \qquad (۱۴-۴)$$

رابطه‌ی (۴-۱۴) یک مدل اولیه از ضریب اصلاح اثر ریزدانه است که در روش تنش مورد استفاده قرار می‌گیرد. نمودار تغییرات $(I_{hb,eq})$ در مقابل $(N_{1,60cs})$ در شکل (۴-۱۱) نشان داده شده است؛ که در آن مرز جداکننده‌ی نقاط روانگرا و غیرروانگرا ظرفیت خاک را تعیین می‌کند.



شکل ۴-۱۱- منحنی روانگرایی پیشنهادی توسط Kayen and Mitchell (1997)

اگرچه Kayen and Mitchell (1997) خود رابطه‌ی ریاضی برای تعیین عامل ظرفیت ارایه ننمودند، اما رابطه‌ی (۴-۱۵) تخمینی قابل قبول از منحنی مرزی پیشنهاد می‌دهد.

$$\log\left(I_{hb,l}\right) = 1.234\cdot10^{-6}\left(N_{1,60cs}^{km}\right)^5 - 6.956\cdot10^{-5}\left(N_{1,60cs}^{km}\right)^4 + 0.001421\left(N_{1,60cs}^{km}\right)^3$$
$$- 0.01132\left(N_{1,60cs}^{km}\right)^2 + 0.04162\left(N_{1,60cs}^{km}\right) - 0.6227 \qquad (۱۵-۴)$$

$$\text{for} \longrightarrow 3 \le \left(N_{1,60cs}^{km}\right) \le 25$$

پ- ضریب اطمینان

ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$FS = \frac{I_{hb,l}}{I_{hb,eq}} \qquad (۱۶-۴)$$

که در آن مقادیر ($I_{hb,eq}$) و ($I_{hb,l}$) به ترتیب از روابط (۴-۱۳) و (۴-۱۵) تعیین می‌شوند.

۴-۴-۲- روش‌های ارایه شده بر اساس داده‌های آزمایشگاهی

در تمام دستورالعمل‌های بر اساس انرژی که تا کنون ارایه شد، ظرفیت خاک از تحلیل تاریخچه‌های موردی زلزله به‌دست آمده است. در مقابل، روش‌های دیگری نیز توسط Alkhatib (1994) و Liang (1995) ارایه شدند که داده‌های آزمون‌های آزمایشگاهی را برای تعیین ظرفیت خاک مورد استفاده قرار می‌دهند. Alkhatib (1994) عامل تحریک را به‌وسیله‌ی پارامتر بی‌بعد انرژی بیشینه‌ی همپایه‌شده[۱۹] بیان کرد که با انتگرال‌گیری از تاریخچه‌ی زمانی تنش-کرنش در عمق مورد نظر نیمرخ خاک به‌دست می‌آید. او برای تعیین ظرفیت خاک، با انجام مجموعه‌ای از آزمایش‌های سه‌محوری تناوبی بر روی ماسه‌ی Monterey و تحت تاثیر توابع بار مشابه زلزله، رابطه‌ای را بین تراکم نسبی ماسه (D_r) و نسبت انرژی[۲۰] (ER) ارایه نمود. ER نسبت انرژی محاسبه شده به وسیله‌ی انتگرال‌گیری از حلقه‌های پس‌ماندی تنش-کرنش به تنش همه‌جانبه‌ی موثر اولیه می‌باشد و برای تعیین ظرفیت خاک مورد استفاده قرار می‌گیرد.

روش پیشنهاد شده توسط Liang (1995) در راستای تحقیقات گسترده‌ای می‌باشد که در دانشگاه Case Western Reserve در خصوص شیوه‌های ارزیابی روانگرایی بر اساس انرژی و زیر نظر پروفسور Figueroa به انجام رسیده است. دستورالعمل پیشنهادی برای ارزیابی روانگرایی هم به آزمون‌های آزمایشگاهی بر روی خاک و هم به تحلیل‌های پاسخ محل نیاز دارد.

۴-۵- مقایسه‌ی روش‌ها و انتخاب روش پیشنهادی

در ادامه‌ی این بخش نقاط قوت و ضعف روش‌های ارزیابی پتانسیل روانگرایی که در قسمت‌های قبلی به آن‌ها اشاره شد، مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد. بررسی این مساله در بیان علت انتخاب روش مورد استفاده در این راهنما مفید خواهد بود.

۴-۵-۱- روش تنش (دستورالعمل ساده شده)

مزایای دستورالعمل ساده شده در سادگی نسبی و استفاده‌ی زیاد و موفق آن در کاربردهای مهندسی نهفته است. این روش به طور گسترده‌ای بر پایه‌ی مشاهدات محلی و داده‌های آزمایشگاهی و حتی بیش‌تر از آن‌ها بر تقریب‌های مهندسی استوار است. برخی محدودیت‌های دستورالعمل ساده شده عبارتند از:

۱- این روش قابلیت در نظر گرفتن بارهای تصادفی و مدت زمان تحریک را دارا نمی‌باشد.

۲- با این روش نمی‌توان درک مناسبی از افزایش فشار آب منفذی، انتشار موج برشی و فروافت سختی برشی و مقاومت لایه‌های خاک به‌دست آورد. به‌عنوان مثال این موضوع به خوبی شناخته شده است که تولید اضافه فشار آب منفذی در خاک بیش‌تر با دامنه‌ی کرنش برشی مرتبط است تا با دامنه‌ی تنش برشی.

19- Normalized Maximum Energy
20- Energy Ratio

۳- کل تاریخچه‌ی زمانی حرکت لرزه‌ای ورودی در قالب یک تک نقطه‌ی متناظر با شتاب بیشینه (a_{max}) بیان می‌شود. بر اساس این منطق، انتظار می‌رود که تمام حرکات لرزه‌ای زمین با شتاب بیشینه و بزرگای یکسان، افزایش یکسانی در فشار آب منفذی در لایه‌ی خاک مورد نظر ایجاد کنند.

۴- در صورت استفاده از شتاب بیشینه راهی برای فهمیدن این موضوع که روانگرایی در لحظات شروع حرکت زمین و یا در نقاط انتهایی آن اتفاق می‌افتد، وجود ندارد. یک ضریب اطمینانِ خیلی پایین ممکن است نشان دهنده‌ی وقوع روانگرایی در ابتدای یک حرکت شدید زمین باشد؛ اما درعین حال ممکن است این رویداد، در اثر حرکتی حاوی ضربه‌ی شتاب خیلی بزرگ،در لحظات انتهایی اتفاق بیفتد. درنتیجه روش تنش بینش‌محدودی را نسبت به‌اثرات بالقوه‌ی روانگرایی ایجاد می‌کند.

۵- در روش ساده شده‌ی تنش، پارامترهای مورد نیاز برای تخمین عبارت بارگذاری، یعنی پارامترهای حرکت زمین (a_{max}) و منبع (M_w)، هر کدام عدم قطعیت‌هایی را به نتایج حاصل وارد می‌کنند. این عدم قطعیت‌ها زمانی افزایش می‌یابد که شتاب بیشینه از تحلیل احتمالاتی خطر لرزه‌ای[۲۱] (PSHA) تعیین شود. در این حالت هیچ مقدار متناظری از M_w که به طور مشخص با این مقدار شتاب همراه باشد، وجود ندارد.

۴-۵-۲- روش کرنش

دستورالعمل کرنش روش متفاوتی را برای فهم پدیده‌ی روانگرایی از دیدگاه کرنش برشی ارایه می‌دهد. این روش ارتباط میان افزایش فشار منفذی و مشخصات تغییرشکل خاک‌های دانه‌ای را به خوبی روشن می‌کند. در مقایسه با تنش برشی تناوبی، کرنش برشی تناوبی مقیاس پایدارتری از مقاومت روانگرایی نهشته‌های خاکی ارایه می‌دهد. با این حال از آن‌جایی که عبور از کرنش آستانه تنها وقوع فشار آب منفذی را نشان می‌دهد؛ این معیار لزوما بر وقوع روانگرایی دلالت نمی‌کند. به دلیل این محدودیت، روش کرنش در بیش‌تر موارد پیش‌بینی‌های محافظه‌کارانه‌ای از پتانسیل روانگرایی ارایه می‌دهد.

ارزیابی پتانسیل روانگرایی بر اساس روش کرنش دو مزیت عمده دارد. اول این که شاخصی تحت عنوان کرنش برشی آستانه وجود دارد که در کم‌تر از این مقدار هیچ حرکت نسبی دایمی بین ذرات خاک اتفاق نمی‌افتد. در کرنش‌های پایین‌تر از حد آستانه، اسکلت خاک به صورت ارتجاعی تغییرشکل می‌دهد. این جنبه از رفتار خاک به این صورت در روش کرنش تناوبی در نظر گرفته شده است که برای حرکات با کرنش‌های کم‌تر از حد آستانه، هیچ افزایش فشار آب منفذی را پیش‌بینی نمی‌کند. مزیت دوم این روش آن است که نمونه‌های آزمون‌های آزمایشگاهی که با روش‌های مختلف آماده شده و تحت تاریخچه‌های تنش مختلفی قرار گرفته‌اند، همگی ارتباط بسیار مشابهی را بین فشار آب منفذی تولید شده و کرنش برشی تناوبی نشان می‌دهد.

اما معایب بزرگی نیز در روش کرنش برشی تناوبی وجود دارد که یکی از آن‌ها مربوط به عبارت بارگذاری (عامل تحریک) آن است. در شرایط عملی موجود، امکان پیش‌بینی دقیق کرنش برشی ناشی از بارگذاری زلزله وجود ندارد. اگر تعادل دینامیکی ارضا شود، پیش‌بینی تنش‌ها نمی‌تواند خطای خیلی زیادی داشته باشد. اما چنین شرطی در مورد کرنش برقرار نیست. شدت این مشکل به حدی است که این روش به‌ندرت در کاربردهای مهندسی مورد استفاده قرار می‌گیرد. یکی دیگر از مشکلات این روش آن است که رابطه‌ی کرنش برشی ناشی از بار لرزه‌ای به شتاب بیشینه و بزرگا وابسته بوده و در نتیجه نقاط ضعف اشاره شده در روش تنش را نیز به همراه دارد.

21- Probabilistic Seismic Hazard Analysis

۴-۵-۳- روش انرژی

در مقایسه با روش‌های ارایه شده بر اساس تنش و کرنش، دستورالعمل انرژی بینش و فهم مناسب‌تری از سازوکار پدیده‌ی روانگرایی فراهم می‌آورد، چراکه می‌تواند آن را از دیدگاه‌های متفاوت تفسیر کند. از آن‌جایی که این روش نسبتا جدید است، برای تایید صحت و اعتبار آن به مدارک متقاعدکننده‌ی بیش‌تری نیاز است. بنابراین نیاز شدیدی به کنترل صحت روش‌های انرژی در ارزیابی پتانسیل روانگرایی نهشته‌های خاک با داده‌های محلی وجود دارد.

Green (2001) در یک بازبینی و بررسی مقایسه‌ای از روش‌های مختلف انرژی دریافت که بیش‌تر این روش‌ها دچار ضعف‌های اساسی هستند. به‌طور مثال او نشان داد که روش پیشنهادی Running بر اساس Arias Intensity با افزایش عدد نفوذ استاندارد، کاهش ضریب اطمینان را پیش‌بینی می‌کند که این مساله با روش‌های تنش و کرنش و همچنین با قضاوت صحیح مهندسی در تناقض آشکار است. او همچنین اشاره کرد که اگرچه قابل اعتمادترین روش انرژی، روش Kayen and Mitchel است، اما این روش به تغییرات عمق آب زیرزمینی حساس نیست.

۴-۵-۴- انتخاب روش پیشنهادی

از آن‌جایی که روش کرنش از یک سو در تعیین کرنش برشی ناشی از بارگذاری لرزه‌ای با مشکلات اساسی روبرو بوده و از سوی دیگر برخی نقاط ضعف موجود در روش تنش را، که پی‌آمد استفاده از شتاب بیشینه می‌باشند، با خود به همراه دارد، این روش در کاربردهای عملی مهندسی، بسیار کم مورد توجه قرار گرفته است. به همین دلیل در این راهنما، بررسی این روش به مطالب ارایه شده در این فصل محدود شده و بیش از این به آن پرداخته نخواهد شد.

در سال ۱۹۹۷ کارگاه NCEER که به علت حضور تعداد زیادی از کارشناسان زبده‌ی مبحث روانگرایی از اعتبار خاصی در میان مهندسان ژئوتکنیک برخوردار است، از میان روش‌های انرژی به روش Kayen and Mitchell (1997) پرداخته است. در گزارش نهایی این کارگاه اشاره شده است که اگرچه کار این محققان یک جهت‌گیری جدید و مهم در تحلیل مقاومت روانگرایی می‌باشد، اما هنوز صحت آن به اندازه‌ی کافی بررسی نشده است؛ طوری که بتوان آن را برای مقاصد معمول مهندسی پیشنهاد داد. سوال اساسی این گروه در ارتباط با این روش این بود که با استفاده از چه روشی و با چه مقدار دقت می‌توان Arias Intensity را برای کاربرد در ساختگاه‌های فاقد نتایج ثبت شده‌ی حرکات شدید زمین محاسبه نمود؟ و آیا اطلاعات و تجربه‌های کافی از تاریخچه‌های موردی گذشته برای بررسی صحت این روش جمع‌آوری و تحلیل شده‌اند؟ Kayen و Mitchell با ارایه‌ی روابط کاهندگی و جمع‌آوری و مقایسه‌ی نتایج حاصل از داده‌های محلی گسترده برای بررسی بیش‌تر صحت کاربرد این روش، این سوالات را تا اندازه‌ای پاسخ دادند. در نهایت این کارگاه آن‌ها را به تحقیق بیش‌تر در خصوص پاسخ به این سوالات تشویق کرد. با توجه به جمع‌بندی ارایه شده می‌توان چنین نتیجه گرفت که استفاده از روش‌های انرژی در مقاصد عملی مهندسی خیلی مناسب نبوده و در این راهنما نیز بیش از این به آن پرداخته نمی‌شود.

با وجود تمام ضعف‌های موجود در روش ساده شده‌ی تنش، این دستورالعمل تنها روشی است که تقریبا مورد تایید کلیه‌ی شرکت‌کنندگانِ کارگاه NCEER در سال ۱۹۹۷ قرار گرفت و Youd et al. (2001) نیز مجددا آن را برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی پیشنهاد نمودند. با توجه به این اجماع فنی در استفاده از روش ساده شده برای کاربردهای معمول مهندسی، جزییات کامل این روش در فصل بعد مورد بررسی قرار می‌گیرد.

مراجع

AlKhatib, M. (1994), "Liquefaction Assessment by Strain Energy Approach," PhD Thesis (T. Kagawa, Advisor), Wayne State University, 212 pp.

Arias, A. (1970), *A Measure of Earthquake Intensity, in Seismic Design for Nuclear Power Plants* (R.J. Hansen, ed.), The MIT Press, Cambridge, MA, pp. 438-483.

Berrill, J. B., and Davis, R. O. (1985), "Energy Dissipation and Seismic Liquefaction of Sands: Revised Model," *Soils and Foundations*, 25(2), pp. 106-118.

Cao, Y. L., and Law, K. Y. (1991), "Energy Approach for Liquefaction of Sandy and Clayey Silts," *Proceeding of the Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, March 11-15, St. Louis, Missouri, pp. 3-38.

Davis, R. O., and Berrill, J. B. (1978), "Energy Dissipation and Seismic Liquefaction in Sands," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 10, p. 69-68.

Davis, R. O., and Berrill, J. B. (1982), "Energy Dissipation and Seismic Liquefaction in Sands," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 10, pp. 59-68.

Dobry, R., Ladd, R., Yokel, F., Chung, R., and Powell, D. (1982), *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.

Egan, J. A., and Rosidi, D. (1991), "Assessment of Earthquake-Induced Liquefaction Using Ground-Motion Energy Characteristics," *Proceeding of the Pacific Conference on Earthquake Engineering*, New Zealand.

Figueroa, J. L., and Dahisaria, N. (1991), "An Energy Approach in Defining Soil Liquefaction," *Proceedings of the 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Missouri, Vol. 1, p. 407-410.

Green, R. A. (2001), "Energy-Based Evaluation and Remediation of Liquefiable Soils," PhD Dissertation, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia.

Gutenberg, B., and Richter, C. F. (1956), "Magnitude and Energy of Earthquakes," *Ann. Geofis.*, Vol. 9, pp. 1-15.

Heaton, T., Tajima, F., and Mori, A. W. (1986), "Estimating Ground Motions Using Recorded Accelerograms," *Surveys in Gophysics*, 8, 25-83.

Horne, J. C. (2000), "Effects of Liquefaction-Induced Lateral Spreading on Pile Foundations," PhD dissertation, University of Washington, Seattle, Washington.

Idriss, I. M., and Sun, J. I. (1993), *Users Manual for SHAKE91: a Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analyses of Horizontally Layeted Soil Deposits*, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis.

Ishihara, K. (1993), "Liquefaction and Flow Failure during Earthquake," *Geotechnique*, Vol. 43, No. 3, pp. 351-415.

Ishibashi, I., and Zhang, X. J. (1993), "Unified Dynamic Shear Moduli and Damping Ratios of Sands and Clay," *Soils Foundations*, 33 (1), pp. 182-191.

Kayen, R. E. (1993), "Accelerogram Energy Approach for Prediction of Earthquake Induced Ground Liquefaction," PhD Thesis (J.K. Mitchell, Advisor), Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley, 289 pp.

Kayen, R. E., and Mitchell, J. K. (1997), "Assessment of Liquefaction Potential During Earthquakes by Arias Intensity," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(12), pp. 1162-1174.

Kayen, R. E., and Mitchell, J. K. (1998), "Variation of the Intensity of Earthquake Motion Beneath the Ground Surface," *Proceeding of the 6th US National Conference on Earthquake Engineering, Seismic Design & Mitigation for the Third Millenim*, pp. 1162-1174. Earthquake Engineering Research Institute, May 1998.

Kramer, S. L. (1996), *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, Upper Saddle River, N.J. Schnabel, P. B., Lysmer, J., and Seed, H. B. (1972), *SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites*, Report No. EERC 72-12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.

Kramer, S. L., and Arduino, P. (1999), "Constitutive Modeling of Cyclic Mobility and Implications for Site Response," *Proceeding of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Volume 3, pp. 1029-1034, Lisboa, Portugal.

Law, K. T., Cao, Y. L., and He, G. N. (1990), "An Energy Approach for Assessing Seismic Liquefaction Potential," *Canadian Geotechnical Journal*, 27(3), pp. 320-329.

Liang, L. (1995), "Development of an Energy Method for Evaluation the Liquefaction Potential of a Soil Deposit," PhD Dissertation (J.L. Figueroa and A.S. Saada, Advisors), Case We stem Reserve University, 281 pp.

Martin. G. R., Finn, W. D. L., and Seed, H. B. (1975), "Fundamentals of Liquefaction Under Cyclic Loading," *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 101(GT5), pp. 423-438.

Nemat-Nasser, S., and Shokooh A. (1979), "A Unified Approach to Densification and Liquefaction of Cohesionless Sand in Cyclic Shearing," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 16, pp. 659-678.

Running, D. L. (1996), "An Energy-Based Model for Soil Liquefaction," PhD thesis (B. Muhunthan, Advisor), Washington Statc University, 267 pp.

Seed, H. and Idriss, I. (1970), *Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis*, Technical Report 70-10, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California.

Seed, H. B., and Idriss, I. M. (1971), "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 97 (SM9), pp. 1249-1273.

Seed, H. B., and Idriss, I. M. (1982), *Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes*, Berkeley, CA, Earthquake Engineering Research Institute, p. 134.

Seed, H. B., Idriss, I. M., and Arango, I. (1983), "Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 109, pp. 458-482.

Whitman, R. V. (1971), "Resistance of Soil to Liquefaction and Settlement," *Soils and Foundations*, 11(4), pp. 59-68.

Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F., and Chung, R. M. (1985), "The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluation," *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 111, No. 12, pp. 1425-1445.

Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M., and Tokimatsu, K. (1986), "Moduli and Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 112, No. 11, pp. 1016-1032.

Shakal, A. F., and Bernreuter D. L. (1981), "Empirical Analyses of Near- Source Ground Motion," NUREG/CR-2095, US Nuclear Regulatory Commission.

Sun, J. I., Golesorkhi, R., and Seed, H. B. (1988), "Dynamic Moduli and Damping Ratios for Cohesive Soils," Report No. EERC-88/15, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Trifunac, M. D. (1995), "Empirical Criteria for Liquefaction in Sands Via Standard Penetration Tests and Seismic Wave Energy," *Soil Dynamics Earthquake Engineering*, Vol. 14, pp. 419-426.

Vucetic, M., and Dobry, R. (1991), "Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response", *Journal of Geotechnical Engineering*, 117 (1), pp. 89-107.

Youd, T. L., and Noble, S. K. (1997), "Liquefaction Criteria Based on Statistical and Probabilistic Analyses," *Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, Pages 201-205. National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.

Youd, T. L. et al. (2001), "Liquefaction Resistance of Soils: Summery Report From The 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluetion of Liquefaction Resistance of Soils," *Journal of Geotechnic and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 127(10), 817- 833.

Youd, T. L. et al. (2001), "Liquefaction Resistance of Soils: Summery Report From The 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluetion of Liquefaction Resistance of Soils," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(10), pp. 817-833.

فصل ۵

ارزیابی پتانسیل روانگرایی با استفاده از روش تنش

۵-۱- مقدمه

همان‌طور که در فصل پیش نیز اشاره شد، گسترده‌ترین روش مورد استفاده برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی، روش تنش تناوبی است که در آن هر دو عامل تحریک (بارگذاری) و ظرفیت (مقاومت) در قالب تنش برشی تناوبی بیان می‌شوند. با همپایه کردن تنش برشی تناوبی ناشی از بارگذاری و بیشینه‌ی تنش تناوبی قبل از شروع روانگرایی نسبت به تنش موثر قائم اولیه، این دو عامل به صورت نسبت‌های تنش و مقاومت تناوبی تعریف می‌شوند. دستورالعمل ارزیابی پتانسیل روانگرایی بر مبنای تنش تناوبی به شکل زیر است:

الف- تعیین نسبت تنش برشی تناوبی ایجاد شده در اثر حرکات لرزه‌ای در اعماق مختلف خاک و تبدیل تاریخچه‌ی تنش نامنظم به تعدادی از سیکل‌های تنش یکنواخت معادل. به این وسیله شدت تکان‌های لرزه‌ای، مدت زمان لرزش و تغییرات تنش‌های برشی ایجاد شده با عمق در نظر گرفته می‌شود. تنش‌های برشی تناوبی از طریق تحلیل‌های پاسخ زمین (با احتساب وزن مخصوص خاک، مدول دینامیکی و مشخصه‌های میرایی خاک) و یا به وسیله‌ی دستورالعمل محاسباتی ساده شده به دست می‌آیند.

ب- تعیین نسبت مقاومت تناوبی با انجام آزمون‌های آزمایشگاهی تناوبی بر روی نمونه‌های شاخص دست‌نخورده در فشارهای همه جانبه‌ی مختلف. در این راستا هر دو آزمایش برش ساده‌ی تناوبی[1] و سه محوری تناوبی[2] می‌توانند برای ارزیابی مقاومت تناوبی مورد استفاده قرار گیرند؛ با این شرط که به منظور نشان دادن شرایط واقعی بارگذاری در محل، نتایج این آزمون‌ها به شکل مناسبی تصحیح شوند. استفاده از این آزمون‌ها بر روی نمونه‌های دست‌نخورده سبب می‌شود تا نوع خاک، شرایطِ در محل، تاریخچه‌های لرزه‌ای و زمین‌شناسی نهشته و شرایط تنش موثر اولیه به صورت مناسبی در ارزیابی مقاومت در برابر روانگرایی در نظر گرفته شوند. پس از تعیین تنش‌های مورد نیاز برای ایجاد روانگرایی (مقاومت تناوبی) می‌توان آن‌ها را به منظور مقایسه‌ی ساده‌تر با نسبت تنش برشی به صورت تابعی از عمق رسم کرد. اما نکته‌ی قابل توجه در این گام این است که اخذ نمونه‌های دست‌نخورده از نهشته‌های زیر تراز آب زیرزمینی- به عنوان یکی از شاخص‌های استعداد روانگرایی- بسیار پر هزینه است (Ishihara, 1993) و در خیلی از موارد امکان‌پذیر نیست. ایده‌ی استفاده از داده‌های محلی روانگرایی برای ارزیابی مقاومت روانگرایی به همراه استفاده از روش ساده شده برای تعیین نسبت تنش تناوبی به صورت گسترده‌ای مورد استقبال مهندسان ژئوتکنیک قرار گرفته است. اما همان‌طور که در فصل قبل نیز اشاره شد، استفاده از مرزهای جداکننده میان نقاط روانگرا و غیرروانگرا با محدودیت‌هایی همراه خواهد بود. از جمله‌ی این محدودیت‌ها امکان تغییرمکان هندسی مرزها با افزایش داده‌های محلی است که با استفاده از پایگاه داده‌ای وسیع‌تر و با عدم قطعیت کم‌تر می‌توان مرزهای قابل اطمینان‌تری را تخمین زد. همچنین تشخیص مرزی کاملا مشخص میان داده‌های روانگرا و غیرروانگرا از جمله معضلاتی هستند که این روش‌ها به همراه خواهند داشت. روی هر مجموعه از داده‌های روانگرایی دو مرز قابل تعیین هستند:

۱- مرزی که تمامی نقاط روانگرا در بالای آن قرار می‌گیرند (شکل ۵-۱ مرز a)؛

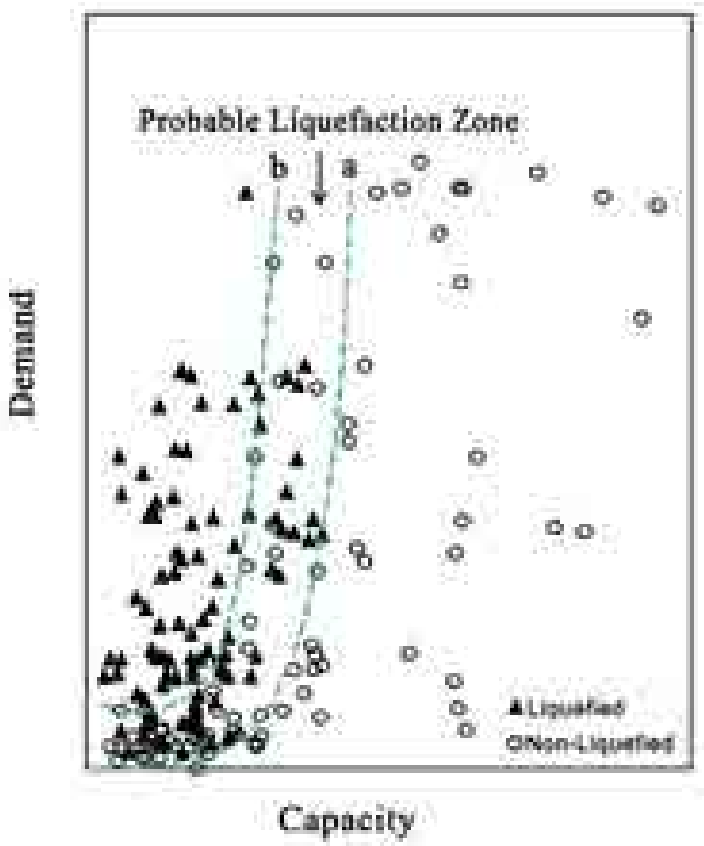
۲- مرزی که تمامی نقاط غیر روانگرا در زیر آن قرار می‌گیرند (شکل ۵-۱ مرز b).

فضای میان این دو مرز منطقه‌ی محتمل روانگرایی را است. هرچه این دو مرز به یکدیگر نزدیک‌تر باشند، قطعیت در تشخیص پتانسیل روانگرایی افزایش می‌یابد. انطباق این دو مرز بر یکدیگر تشکیل یک حالت ایده‌آل را می‌دهد که در غالب موارد امکان‌پذیر

1- Cyclic Simple Shear Test
2- Cyclic Triaxial Test

نیست. بنابراین در طی سال‌های گذشته، استفاده از مرزی که تمامی نقاط روانگرا را شامل گردد تحت عنوان مرز تعینی[3] بیش‌تر مورد توجه قرار گرفته و در بیش‌تر مراجع معتبر (به عنوان مثالEuroCode, NCEER, EERC, FHWA, TC4) پیشنهاد شده است. اگرچه در سال‌های اخیر استفاده از ابزارهای احتمالاتی برای تفکیک میان نقاط روانگرا و غیرروانگرا و یا به عبارت دیگر ارزیابی احتمالاتی پتانسیل روانگرایی، پیشرفت‌های عمده‌ای داشته است، اما هدف این راهنما ارزیابی قطعی پتانسیل روانگرایی بوده و در خصوص ارزیابی احتمالاتی به اندکی توضیح و ذکر منابع مرتبط اکتفا خواهد شد.

پ- مقایسه‌ی تنش‌های برشی به‌دست آمده در دو گام قبل. در یک عمق مورد نظر اگر تنش برشی تعیین شده در گام نخست (عامل تحریک) از مقدار مشابه در گام دوم (عامل مقاوم) بیش‌تر باشد، انتظار می‌رود خاک در این ناحیه روانگرا شود.



شکل ۵-۱- نمایش شماتیک منطقه‌ی محتمل روانگرایی در میان مرزهای a و b

۵-۲- تعیین عامل تحریک (نسبت تنش تناوبی)

ارزیابی تاریخچه‌ی زمانی تنش برشی تناوبی ایجاد شده در محل، در هر المان (یا هر لایه‌ی) خاک، یک مولفه‌ی کلیدی در کلیه‌ی روش‌های مورد استفاده برای ارزیابی احتمال شروع (کنش) روانگرایی لرزه‌ای خاک می‌باشد. در بیش‌تر روش‌های تحلیلی، تنش برشی تناوبی به وجود آمده در اثر بارهای لرزه‌ای، با مقداری از تنش موثر قائم اولیه در خاک همپایه شده و در نتیجه نسبت تنش تناوبی در محل در اثر زلزله به دست می‌آید.

3- Deterministic Boundary

از آنجا که تاریخچه‌ی تنش برشی تناوبی ناشی از زلزله یک تابع غیرخطی از اندرکنش میان مشخصه‌های حرکت شدید ورودی و خصوصیات تاثیرگذار بر روی پاسخ ساختگاه (به طور مثال هندسه، لایه‌بندی، مشخصات دینامیکی خاک و غیره) می‌باشد، تاریخچه‌ی زمانی نسبت تنش تناوبی ناشی از زلزله در هر المان خاک، یک موضوع خاص ساختگاه و خاص حرکت زمین می‌باشد. از این‌رو معمولا صحیح‌ترین روش برای تعیین نسبت تنش تناوبی، ارزیابی مستقیم بر اساس تحلیل‌های پاسخ دینامیکی می‌باشد.

با وجود مزیت‌های ذکر شده، در بسیاری از موارد از این روش تحلیل استفاده نمی‌شود، چرا که:

۱- زمان و بودجه اجازه نمی‌دهد؛

۲- اطلاعات/داده‌های لازم برای انجام تحلیل پاسخ کامل موجود نیست؛

۳- به منظور سازگاری کامل با چارچوب به کار رفته در روابط تجربی ارایه شده برای تخمین مقاومت روانگرایی در محل، استفاده از تخمین تجربی نسبت تنش تناوبی با کمک روش ساده‌شده مناسب‌تر است. استفاده از تخمین تجربی نسبت تنش تناوبی به روش ساده شده هم برای مطالعات طراحی مهندسی و هم برای ارزیابی معکوس تاریخچه‌های موردی عملکرد محلی در طی زلزله متداول می‌باشد. از این‌رو در ارزیابی پتانسیل روانگرایی، استفاده از روش ساده شده برای تعیین نسبت تنش تناوبی با اقبال زیادی از طرف مهندسان ژئوتکنیک روبرو شده است که در قسمت بعد با ارایه‌ی جزییات بیش‌تر به آن پرداخته خواهد شد.

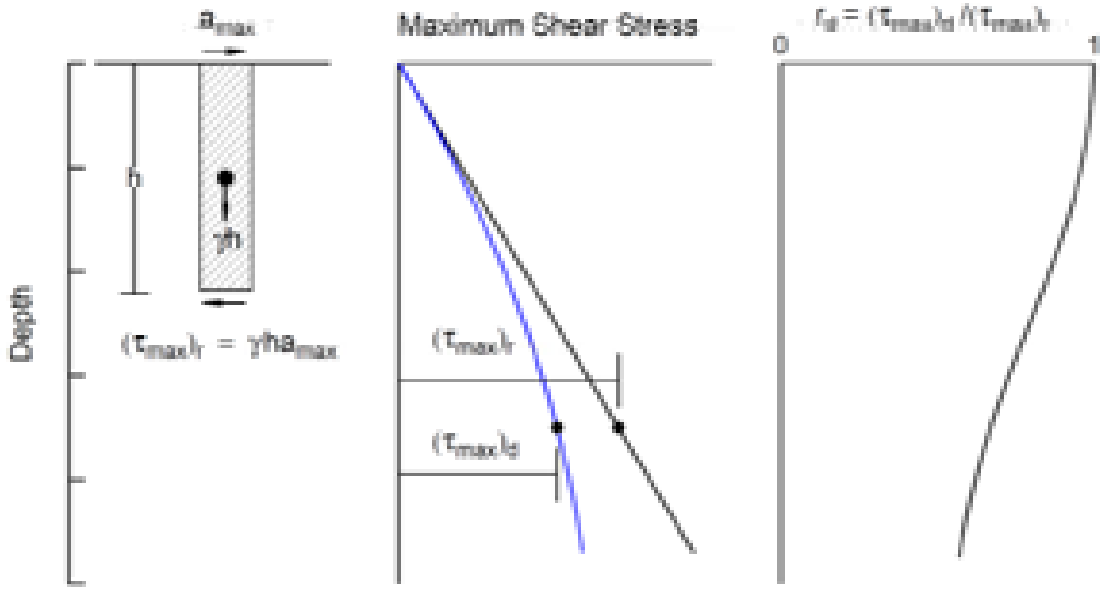
۵-۲-۱- روش ساده شده

در حدود چهار دهه‌ی پیش دستورالعملی تحت عنوان روش ساده شده برای ارزیابی مقاومت روانگرایی لرزه‌ای خاک‌ها پیشنهاد شد. در پی زلزله‌های فاجعه‌بار Niigata و Alaska در سال ۱۹۶۴، Seed and Idriss (1971) روش ساده شده‌ی اولیه را پیشنهاد کردند. از آن زمان تا کنون این دستورالعمل چندین بار مورد بازبینی و تکامل قرار گرفته است که از میان آن‌ها می‌توان به مطالعات شاخص (Seed and Idriss, 1982; Seed et al., 1985; Youd and Idriss, 1997; Youd et al., 2001) اشاره نمود. در سال ۱۹۸۵، کمیته‌ی مهندسی زلزله‌ی انجمن تحقیقات ملی[4]، NRC، کارگروهی را متشکل از زبده‌ترین متخصصان روانگرایی برای ارزیابی و به‌روز نمودن این روش تشکیل داد. این کارگروه تخصصی که توسط پروفسور Robert V. Whitman، از دانشگاه MIT، و با حضور ۳۶ تن از متخصصان و ناظران گردآوری شده بود، جدیدترین پیشرفت‌های علمی و فنی موجود در ارزیابی مخاطرات روانگرایی را به طور جامع مورد بررسی و بازبینی قرار داد. نتیجه‌ی حاصل از جلسات این کارگروه در قالب گزارشی (NRC, 1985) ارایه شد که تا مدت‌ها به عنوان معتبرترین مرجع ارزیابی روانگرایی مورد استفاده قرار می‌گرفت. تا سال ۱۹۹۶ هیچ بازبینی کلی و یا به‌روز نمودنی از روش‌های ارایه شده به چاپ نرسید؛ تا آن که در این سال کارگروه دیگری با محوریت پروفسور T. Leslie Youd تشکیل شد. هدف از تشکیل این کارگروه تخصصی، که به وسیله‌ی مرکز ملی تحقیقات مهندسی زلزله[5]، NCEER، حمایت مالی شد، گردآوری ۲۱ تن از متخصصان برای بازبینی پیشرفت‌های اخیر و اتفاق نظر در خصوص تصحیح و تکمیل بیش‌تر روش ساده شده بود. تمرکز اصلی این کارگروه بر روی پیشرفت‌های حاصل در ۱۰ سال سپری شده پس از تشکیل کارگروه NRC بود. این گروه در سال ۲۰۰۱ نیز مجددا آخرین پیشرفت‌های به دست آمده در روش ساده‌شده را مورد بازبینی قرار داد. به چالش کشیده شدن روش پیشنهادی Seed and Idriss (1971) یا همان روش ساده شده، در طی سال‌های متمادی و توسط متخصصان خبره‌ی مبحث

4- National Research Council
5- National Center for Earthquake Engineering Research

روانگرایی شاهدی دیگر بر اهمیت این روش نسبت به دیگر روش‌های ارزیابی پتانسیل روانگرایی است. روش ساده شده در آغاز برای ارزیابی مقاومت روانگرایی نهشته‌های خاکی کم عمق در زمین‌های مسطح و یا با شیب کم ایجاد شد. بنابراین بدیهی است که محدوده‌ی کاربرد معتبر و قابل اطمینان این روش به شرایط مذکور محدود شود. اگرچه این دستورالعمل توسط برخی مهندسان برای ارزیابی مخاطرات روانگرایی در زمین‌های با شیب تند، خاکریزهای مصنوعی و یا لایه‌های عمیق خاک به کار گرفته شده است، اما این چنین برون‌یابی‌هایی خارج از محدوده‌ی داده‌های تجربی‌ای هستند که روش اولیه بر اساس آن‌ها پایه‌ریزی شده است. این برون‌یابی‌ها باید به وسیله‌ی متخصصانی که تجربیات قبلی از چنین کاربردهایی را در اختیار دارند، مورد استفاده قرار گیرد. بر این اساس، بررسی‌های صورت گرفته در کارگروه NCEER تا حد زیادی به نهشته‌های کم عمق قرار گرفته در زمین‌های مسطح و یا با شیب کم محدود شده است.

در بیش‌تر ساختگاه‌های خاکی، تنش‌های برشی تناوبی وارد شده بر سطوح افقی در اثر بارهای لرزه‌ای، عمدتا تنش‌هایی هستند که در اثر انتشار قائم و یا نزدیک به قائم امواج برشی به وجود می‌آیند. همان‌طور که در شکل (۵-۲) به صورت شماتیک نشان داده شده است دستورالعمل ساده شده‌ی ارزیابی تنش‌های برشی تناوبی اعمال‌شده در عمق، بر این مبنا پایه‌گذاری شده است (Seed and Idriss, 1971).



شکل ۵-۲- نمایش شماتیک دستورالعمل ساده شده برای تعیین بیشینه‌ی تنش برشی تناوبی در عمق (Seed and Idriss, 1971)

اگر ستون خاکی بالای جزء خاک قرار گرفته در عمق h (شکل ۵-۲) همانند جسمی صلب رفتار کند و بیشینه‌ی شتاب در سطح زمین برابر a_{max} باشد، کلِ توده‌ی خاک (جسم صلب) بالای عمق h، به جزء خاکِ قرار گرفته در این عمق به صورت یکپارچه تنش برشی اعمال می‌کند. با توجه به ثابت بودن شتاب در طول ستون خاک، بیشینه‌ی تنش برشی اعمال شده روی سطح افقی در عمق h به صورت زیر به دست می‌آید:

$$(\tau_{max})_{rigid\ body} = \gamma \times h \times \frac{a_{max}}{g} \qquad (۱-۵)$$

که در آن:

γ: وزن مخصوص کل خاک؛

a_{max}: بیشینه‌ی شتاب در سطح زمین؛

g: شتاب ثقل.

اما در حقیقت خاک مانند یک جسم صلب عمل نمی‌کند. در نتیجه مقدار واقعی بیشینه‌ی تنش برشی در هر عمق کم‌تر از مقدار پیش‌بینی شده با معادله‌ی (۵-۱) می‌باشد. معمولا یک توده‌ی خاک شکل‌پذیر نسبت به یک جسم صلب، تنش برشی کم‌تری در عمق h وارد می‌کند که این کاهش تنش ناشی از عواملی نظیر افت شتاب در عمق، پاسخ غیرخطی خاک و غیره می‌باشد. بنابراین تنش برشی واقعی در هر عمق را می‌توان به صورت معادله‌ی (۵-۲) بیان کرد:

$$\left(\tau_{max}\right)_{real} = r_d\left(\tau_{max}\right)_{rigid\,body} \quad \rightarrow \quad r_d = \frac{\left(\tau_{max}\right)_{real}}{\left(\tau_{max}\right)_{rigid\,body}} = \frac{a_{max,\ depth\ of\ int\,rest}}{a_{max,\ ground\ surface}} \qquad (۵-۲)$$

که در آن:

r_d: ضریب کاهش تنش برشی در عمق که به صورت نسبت تنش برشی واقعی در هر عمق به تنش برشی تئوری جسم صلب (رابطه‌ی ۵-۱) تعریف می‌شود.

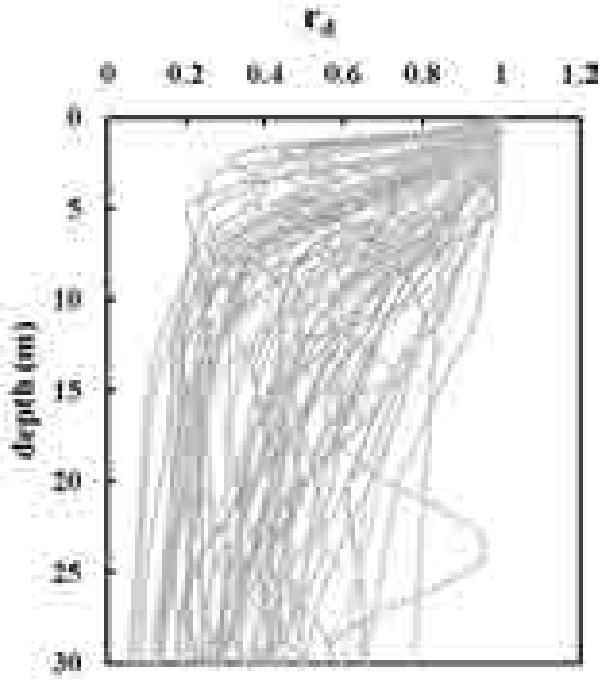
این ضریب کاهش با ابتکار Seed and Idriss (1971) از آنجایی وارد محاسبات شد که برای انجام تحلیل‌های پاسخ، اطلاعات کافی در خصوص ساختگاه وجود نداشت و می‌بایست شتاب در عمق موردنظر از تاریخچه‌ی شتاب ثبت‌شده بر روی سطح زمین تخمین زده می‌شد. در محاسبه‌ی ضریب کاهش تنش برشی (رابطه‌ی ۵-۲) به سبب برابری تنش کل قائم در هر دو حالت واقعی (خاک شکل‌پذیر) و تئوری (صلب)، نسبت تنش‌های برشی به صورت منطقی تبدیل به نسبت شتاب‌ها در دو حالت مذکور می‌شود و این در حالی است که در یک جسم صلب، شتاب در سطح و عمق با یکدیگر برابر می‌باشند.

در راستای اصلاح و تکمیل ضریب کاهش تنش، برنامه‌ی پاسخ معادل خطی[۶] ساختگاه (SHAKE) برای تعیین پاسخ محدوده‌ی وسیعی از نیمرخ‌های خاک تحت اثر دامنه‌ی گسترده‌ای از شتاب‌نگاشت‌ها مورد استفاده قرار گرفت. سپس برای تعیین ضریب کاهش تنش، از توزیع بیشینه‌ی شتاب در عمق به عنوان خروجی تحلیل استفاده شد. به این ترتیب که مطابق رابطه‌ی (۵-۲) مقدار شتاب بیشینه در عمق مورد نظر به مقدار شتاب بیشینه در سطح زمین تقسیم شد. از آنجایی که در اغلب موارد، شتاب در سطح زمین بیش-ترین مقدار توزیع شتاب در عمق می‌باشد، حاصل این تقسیم عددی کوچک‌تر از ۱ خواهد بود. در شکل (۵-۳)، مقادیر r_d حاصل از مجموعه‌ای از تحلیل‌های پاسخ ساختگاه بر روی چندین نیمرخ خاک به عنوان نمونه نمایش داده شده است. در این شکل، هر یک از خطوط خاکستری رنگ نشان دهنده‌ی نتایج تنها یک تحلیل خطی معادل می‌باشد. به منظور تعیین یک مقدار مشخص برای r_d در هر عمق، می‌توان از شیوه‌ی متوسط‌گیری از مجموع نتایج در آن عمق استفاده نمود. جزییات بیش‌تر در خصوص اصلاح و تکمیل ضریب کاهش تنش در بخش ۵-۲-۱-۲ بیان خواهد شد.

در نهایت تنش‌های برشی تناوبی در هر عمق با استفاده از روش ساده‌شده به صورت زیر تخمین زده می‌شود:

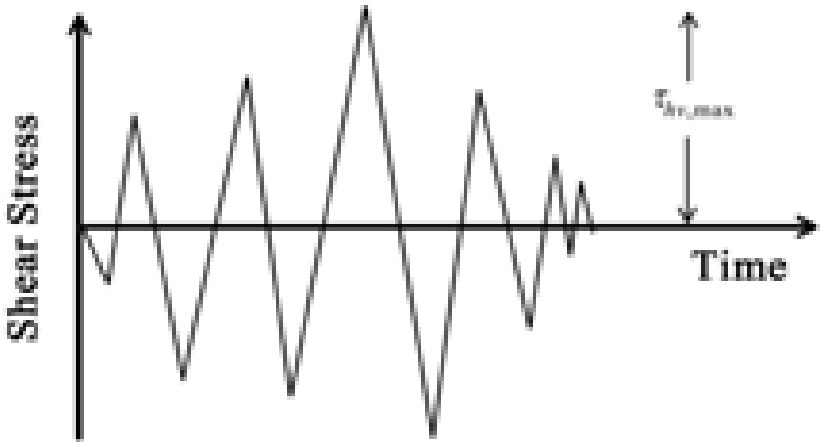
$$\left(\tau_{max}\right)_{real} = \tau_{hv,max} = \frac{a_{max,\ ground\ surface}}{g} \times \gamma \times h \times r_d \qquad (۵-۳)$$

6- Linear Equivalent



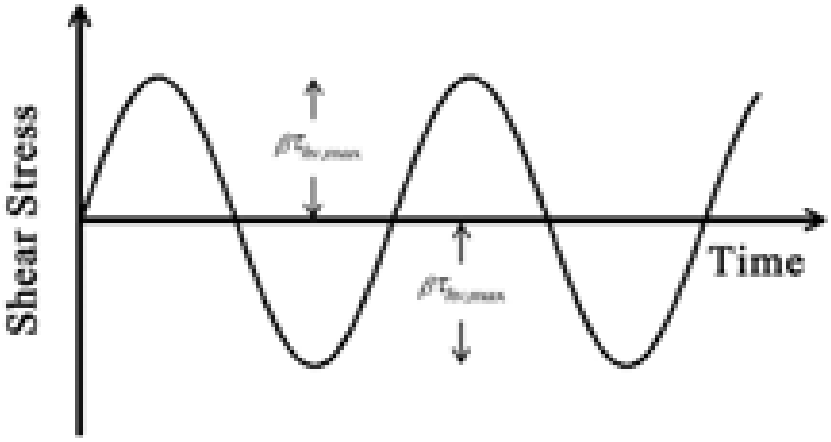
شکل ۵-۳- نتایج مجموعه‌ای از تحلیل‌های خطی معادل بر روی چندین پروفیل واقعی خاک تحت اثر حرکات ورودی مختلف برای تعیین r_d

تغییرات تنش برشی ناشی از زلزله با زمان در هر نقطه از توده‌ی خاک شکل غیرمنظمی شبیه آنچه در شکل (۵-۴) ترسیم شده است، خواهد داشت که بیشینه‌ی تنش برشی ایجاد شده در آن برابر $\tau_{hv,max}$ می‌باشد.



شکل ۵-۴- نمونه‌ای از تاریخچه زمانی نامنظم تنش برشی

از آنجا که در زمان ایجاد روش ساده شده تمرکز تحقیق بیش‌تر بر روی آزمون‌های آزمایشگاهی بود، دامنه‌ی نامنظم تاریخچه‌های زمانی زلزله، به دامنه‌ی یکنواخت معادل برای سیکل‌های هماهنگ تبدیل شد که با تجهیزات بارگذاری موجود در آن زمان، اعمال این سیکل‌های هماهنگ ساده‌تر بود. این تبدیل مستلزم در نظر گرفتن نسبتی انتخابی از شتاب بیشینه بود. به این نحو که بتوان تاریخچه‌ی زمانی نامنظم تنش با بیشینه مقدار $\tau_{hv,max}$ را معادل N سیکل هماهنگ تنش برشی معادل با بیشینه مقدار $\beta\tau_{hv,max}$ در نظر گرفت (شکل ۵-۵).



شکل ۵-۵- سیکل‌های هماهنگ با تنش یکنواخت معادل

منظور از "معادل" آن است که تاثیر تاریخچه‌ی تنش نشان داده شده در شکل (۵-۴) بر روی توده‌ی خاک به لحاظ تولید اضافه فشار منفذی باید مشابه تنش معادل نشان داده شده در شکل (۵-۵) باشد. Whitman (1971) مقدار ضریب تبدیل تنش نامنظم به تنش یکنواخت معادل را برابر ۰/۶۷ فرض نمود؛ Seed and Idriss (1971) این مقدار را برابر ۰/۶۵ تخمین زدند. این محققان نسبت‌های مذکور را تا حد زیادی بر اساس قضاوت‌های به دست آمده از ارزیابی‌های آماری اولیه مرتبط با آزمون‌های آزمایشگاهی انتخاب کردند. Seed et al. (1975) این روابط را به صورت کامل‌تری مورد بررسی قرار دادند و مقدار ۰/۶۵ انتخابی توسط آن‌ها، تا به امروز پا برجا مانده است. بنابراین می‌توان تنش برشی تناوبی یکنواخت معادل را با دقت نسبتا مناسبی برابر ۶۵ درصد تنش برشی بیشینه در نظر گرفت:

$$\left(\tau_{hv}\right)_{eq} = 0.65 \times \tau_{hv,max} \qquad (۵-۴)$$

هنگامی که تنش برشی تناوبی یکنواخت معادل به وسیله‌ی تنش سربار موثر اولیه همپایه شود، نسبت تنش یکنواخت معادل (CSR_{eq}) به صورت زیر به دست می‌آید:

$$CSR_{eq} = \frac{\left(\tau_{hv}\right)_{eq}}{\sigma'_{\upsilon}} = 0.65\left(\frac{a_{max}}{g}\right)\left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}\right)\left(r_d\right) \qquad (۵-۵)$$

که در آن:

CSR_{eq}: 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؛

g: شتاب ثقل.

در شرایطی که اطمینان کافی از تراز آب زیرزمینی وجود ندارد، با توجه به نکات اشاره شده در فصل ۳ و به منظور دستیابی به محافظه‌کارانه‌ترین حالت، می‌توان در محاسبه‌ی تنش‌های کل و موثر تراز آب را بر روی سطح زمین در نظر گرفت.

با توجه به آن که تعیین شتاب بیشینه‌ی افقی در سطح زمین به همراه ضریب کاهش شتاب در عمق از مهم‌ترین مولفه‌ها در روش ساده شده می‌باشند، در دو بخش بعد با جزییات بیش‌تر به آن‌ها پرداخته می‌شود.

۵-۲-۱-۱- شتاب بیشینه (a_{max})

همان‌طور که پیش از این نیز ذکر شد، در روش ساده شده تعیین شتاب بیشینه بر روی سطح زمین به منظور مشخص نمودن شدت لرزش زمین یکی از مولفه‌های اصلی در تعیین نسبت تنش تناوبی یکنواخت معادل می‌باشد. به منظور فراهم آوردن راهنمایی جهت تخمین a_{max} در ساختگاه‌های با قابلیت روانگرایی، نکات زیر در کارگاه آموزشی NCEER در سال ۱۹۹۷ توسط Youd و همکارانش (و بازبینی آن در سال ۲۰۰۱) مطرح شد:

روش برتر برای تخمین a_{max}، استفاده از روابط تجربی آن با بزرگای زلزله، فاصله از منبع انرژی لرزه‌ای و شرایط ساختگاه محلی می‌باشد. شتاب بیشینه‌ی مورد استفاده در دستورالعمل ساده‌شده‌ی اولیه در مواردی که مقادیر ثبت شده در دسترس نبوده است (که بیش‌تر ساختگاه‌ها دارای چنین شرایطی بوده‌اند) از روابط کاهندگی محاسبه شده است. روابط کاهندگی مختلفی به منظور تخمین a_{max} برای ساختگاه‌هایی که بر روی سنگ بستر و یا خاک‌های نسبتا سخت تا سخت قرار گرفته‌اند، به چاپ رسیده است. همچنین روابط کاهندگی مقدماتی برای دامنه‌ی محدودی از ساختگاه‌های با خاک نرم توسط Idriss (1991) ارایه شده است. انتخاب رابطه‌ی کاهندگی مناسب باید بر مبنای عواملی نظیر نوع پهنه‌ی منطقه‌ی مورد نظر، نوع گسلش و شرایط ساختگاه صورت گیرد. مدل‌های کاهندگی Boore and Atkinson (2007) و همچنین Campbell and Bozorgnia (2007) که به عنوان بخشی از پروژه‌ی Pacific Earthquake Engineering Research Center's Next Generation Attenuation (PEER NGA) تعریف شده‌اند، از جمله جدیدترین روابط کاهندگی ارایه شده می‌باشند. در تهیه‌ی این روابط از پایگاه داده‌ای گسترده‌ای شامل هزاران رکورد جمع‌آوری شده از نواحی زمین‌ساخت پوسته‌ای کم عمق[7] فعال در سرتاسر جهان استفاده شده است. در ارایه‌ی این مدل‌ها، تلاش شده است تا از داده‌های ثبت شده به وسیله دستگاه‌های نصب شده بر روی سطح زمین استفاده شود، لذا بیش‌تر داده‌ها شامل خطاهایی نظیر اندرکنش سازه و خاک یا پس‌لرزه‌های حرکتی زمین نمی‌باشند.

روش دیگر برای تخمین a_{max} در ساختگاه‌های نرم و دیگر نیمرخ‌های خاک که با روابط کاهندگی موجود سازگار نیستند، استفاده از تحلیل‌های پاسخ ساختگاه محلی می‌باشد. برنامه‌های رایانه‌ای مانند SHAKE و DESRA را می‌توان برای انجام این محاسبات به کار برد (Schnabel et al. 1972 و Finn et al. 1977). در این تحلیل‌ها، بهتر است به جای رکوردهای مصنوعی از حرکات ورودی زمین در قالب نمودارهای شتاب ثبت شده استفاده شود.

سومین روش برای تخمین شتاب بیشینه‌ی زمین که در مقایسه با دو روش قبلی دقت و اهمیت کم‌تری دارد، استفاده از نسبت‌های بزرگ‌نمایی نظیر مقادیر ارایه شده توسط Idriss (1990 and 1991) و Seed et al. (1994) می‌باشد. در این روش برای تخمین حرکات سطحی در ساختگاه‌های خاکی حرکات رخنمون سنگ بستر با یک ضریب بزرگ‌نمایی می‌شود.

دستورالعمل‌های پیشنهادی، برای محاسبه یا تخمین شتاب بیشینه‌ای هستند که در یک ساختگاه و در غیاب اضافه فشار منفذی یا کنش روانگرایی رخ می‌دهد. بنابراین این شتاب بیشینه اثر بزرگ‌نمایی ساختگاه را در بر گرفته ولی از اثر اضافه فشار آب منفذی که ممکن است با نرم‌شدگی نهشته، حرکت ورودی را کاهش دهد، صرف‌نظر کرده است. همچنین در انتها لازم به ذکر است که

7- Shallow Crustal Tectonic Environment

خیزهای با فرکانس‌های بالا (دوره‌ی تناوب کم‌تر از ۰/۱ ثانیه)، در داده‌های ثبت شده‌ی شتاب به لحاظ زمانی برای ایجاد ناپایداری یا تغییرشکل قابل توجه اسکلت‌های دانه‌ای، خیلی کوتاه بوده و باید از آن‌ها چشم‌پوشی کرد.

۵-۲-۱-۲- ضریب کاهش تنش برشی در عمق (r_d)

تقریبا در تمام مواردی که وقوع روانگرایی موجب نگرانی بوده و بررسی آن اهمیت دارد، حرکت زمین در اثر زلزله، بر روی سطح زمین اندازه‌گیری یا تخمین زده می‌شود. در حالی که آسیب‌پذیری لایه‌ی مستعد روانگرایی در عمقی پایین‌تر از سطح زمین قرار دارد. طبیعت متغیر و رفتار تسلیم‌شونده‌ی[8] خاک حتی برای یک زلزله‌ی منفرد، می‌تواند سبب ایجاد محدوده‌ی وسیعی از حرکات زمین در پروفیل خاک شود. بنابراین پیش‌بینی حرکات زمین در اثر زلزله‌هایی با مقادیر مختلف بزرگا، سازوکارهای گسیختگی متفاوت و منابع لرزه‌ای متمایز، امری پیچیده است.

تحلیل‌های پاسخ زمین وسیله‌ای متداول برای پیش‌بینی و تخمین حرکات زمین می‌باشند. Kramer (1996) اشاره کرد که در یک تحلیل ایده‌آل باید سازوکار گسیختگی در منبع لرزه‌ای، انتشار انرژی از درون زمین تا سطح سنگ بستر زیر ساختگاه مورد نظر و سپس از داخل نیمرخ خاک تا سطح زمین مدل‌سازی شود. اما مشابه بیش‌تر فرآیندهای موجود در دنیای واقعیت، قابلیت‌های تحلیلی موجود از رسیدن به شرایط ایده‌آل عاجز است. چرا که سازوکار گسیختگی گسل به طور ناچیزی قابل درک است و تشخیص واقعی طبیعت مصالح موجود میان منبع گسلش و ساختگاه مورد نظر عملا غیر ممکن به نظر می‌رسد.

تحلیل‌های پاسخ زمین به طور معمول با فرض یک حرکت ورودی زمین در نقطه‌ای از پروفیل خاک، معمولا روی سطح زمین یا سنگ بستر، آغاز می‌شود. سپس با استفاده از تقریب خطی یا غیر خطی رفتار خاک، انتشار حرکات زمین از درون نیمرخ خاک تخمین زده می‌شود. در بیش‌تر موارد، فرض می‌شود که نیمرخ خاک و حرکات زمین در امتداد جانبی یکنواخت هستند، که این امکان را می‌دهد که بتوان با مساله به صورت یک بعدی و با انتشار قائم امواج برشی برخورد کرد. SHAKE، SHAKE91 (Idriss and Sun, 1993) و PROSHAKE مثال‌هایی از برنامه‌های رایانه‌ای هستند که تحلیل‌های پاسخ معادل خطی یک بعدی را انجام می‌دهند. DESRA (Lee and Finn, 1978)، TESS (Pyke, 1992) و WAVE به همراه مدل ساختاری UWsand (Kramer and Arduino, 1999)، مثال‌هایی از برنامه‌هایی هستند که قابلیت تحلیل‌های غیرخطی را دارا می‌باشند.

Golesorkhi (1989) مزیت‌های نسبی روش‌های خطی و غیرخطی تحلیل پاسخ زمین را مورد مطالعه قرار داد و دریافت که در مواردی که در اثر افزایش فشار آب منفذی، کرنش‌های بزرگ و یا نرم‌شدگی عمده در خاک ایجاد نشده است، نتایج یکسانی از این دو روش به دست می‌آید. این نتیجه‌گیری دارای اهمیت زیادی در مقاصد عملی می‌باشد چرا که تهیه‌ی اطلاعات لازم برای انجام تحلیل‌های غیرخطی به جز در پروژه‌هایی با بودجه‌ی زیاد و زمان انجام طولانی، با مشکلات زیادی همراه است.

بحث در خصوص انجام تحلیل‌های غیرخطی در حالی مطرح می‌گردد که بسیاری از مهندسان حتی تحلیل‌های خطی معادل را نیز طاقت‌فرسا می‌دانند. این باور با استفاده‌ی گسترده از ضریب کاهش تنش برشی در عمق در روش ساده شده و مشاهده‌ی نتایج رضایت‌بخش حاصل در بیش‌تر موارد، بیش از پیش تقویت می‌شود.

ضریب کاهش تنش برشی در عمق به صورت نسبت شدت حرکت زمین در عمق مورد نظر پروفیل خاک به شدت حرکت زمین بر روی سطح زمین تعریف می‌شود. این ضریب معمولا با میانگین‌گیری نتایج حاصل از تحلیل‌های پاسخ زمین روی مجموعه‌ی

8- Compliant Behavior

وسیعی از نیمرخ‌های خاک و حرکات لرزه‌ای به دست می‌آید. بنابراین، بسیاری از جزییات و مزایایی که استفاده از تحلیل پاسخ زمین به صورت مجزا ایجاد می‌نماید، با استفاده از این ضریب از دست خواهد رفت. با این وجود، بیش‌تر روش‌های معمول برای تخمین پتانسیل روانگرایی، به طور مثال روش تنش تناوبی، برای سادگی محاسبات شکلی از ضریب کاهش در عمق را شامل می‌شود.

الف- مروری بر مطالعات گذشته

ضریب کاهش تنش برشی در عمق (r_d)، تابعی از لایه‌بندی رسوبی ساختگاه، خصوصیات خاک و مشخصات حرکات ورودی (تحریکات) می‌باشد. طبق تعریف مقدار r_d در سطح زمین برابر با یک بوده و با افزایش عمق کاهش می‌یابد. توجه به این نکته مهم است که تغییرات r_d با عمق به آرامی و یکنواخت نبوده و حتی ممکن است که دارای جهش یا انتقال نسبتا تند، به خصوص در مرز زیر لایه‌های با سختی‌های متفاوت نیز باشد.

به علت اهمیت دستورالعمل ساده‌شده در ارزیابی نسبت تنش تناوبی، مطالعات زیادی توسط محققان بر روی عوامل تاثیرگذار بر ضریب کاهش تنش انجام شده است. بحث در خصوص تمام این مجموعه مطالعات در اینجا منطقی به نظر نمی‌رسد و برای آگاهی بیش‌تر در این زمینه مطالعه‌ی منابع Cetin (2000) و Cetin and Seed (2004) پیشنهاد می‌شود. در عوض چند زیر مجموعه‌ی محدود از مطالعات گذشته که بینش مناسبی را در این زمینه ایجاد می‌نمایند، به طور مختصر شرح داده می‌شود. در ادامه در قالب دو مطالعه‌ی شاخص Seed and Idriss (1971) و Cetin et al. (2004)، به ذکر روابط پیشنهادی برای تخمین ضریب کاهش تنش پرداخته خواهد شد.

- **Seed and Idriss (1971)**

ضریب کاهش تنش در عمق یک اصلاح تقریبی برای در نظر گرفتن تغییرشکل‌پذیری نیمرخ خاک می‌باشد. همان‌طور که پیش از این نیز ذکر شد ارایه‌ی این ضریب اصلاحی و پایه‌ریزی مفاهیم اولیه‌ی آن نخستین بار توسط Seed and Idriss (1971) صورت پذیرفت و با مدل پیشنهادی آن‌ها برای روش ساده‌شده همراه بود. شکل (۵-۶) مقادیر متوسط این ضریب را به همراه محدوده‌ی مقادیر به دست آمده برای نیمرخ‌های مختلف نشان می‌دهد.

همان‌گونه که در ادامه‌ی این بخش شرح داده خواهد شد، مطالعات زیادی بر روی r_d صورت گرفته و شکل‌های متفاوتی از این ضریب پیشنهاد شده است، اما نمودار نشان داده شده در شکل (۵-۶) بیش‌ترین کاربرد را در میان مهندسان ژئوتکنیک داشته و به طور مکرر در سال‌های ۱۹۹۷ و ۲۰۰۱ توسط Youd و همکارانش پیشنهاد شده است. Liao and Whitman (1986) معادلات زیر را به منظور تخمین مقادیر میانگین r_d ارایه نمودند:

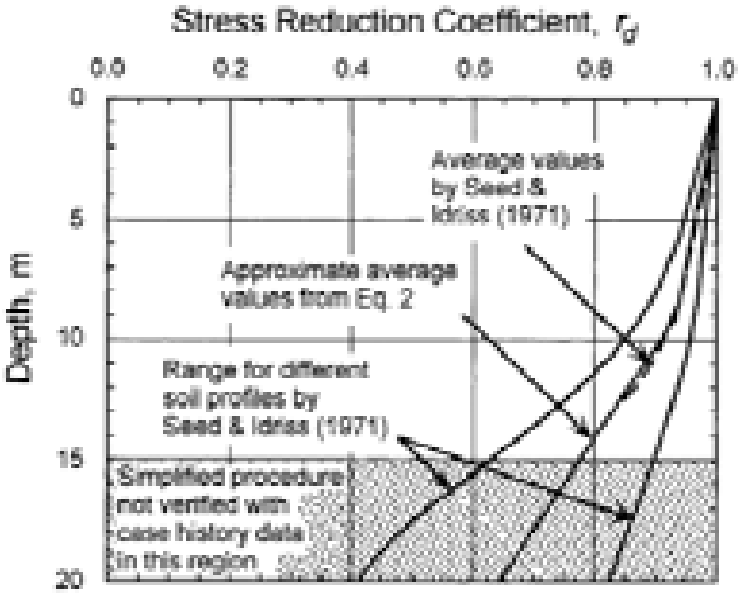
$$r_d = \begin{cases} 1 - 0.00765z & \rightarrow \text{for } z \le 9.15\text{m} \\ 1.174 - 0.0267z & \rightarrow \text{for } 9.15 < z \le 23\text{m} \end{cases} \qquad (۵-۶)$$

برای راحتی در محاسبات، T. F. Blake رابطه‌ی زیر را به عنوان یک تقریب از مقدار متوسط منحنی شکل (۵-۶) پیشنهاد نمود:

$$r_d = \frac{(1.000 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5})}{(1.000 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^{2})} \qquad (۵-۷)$$

که در هر دو معادله‌ی فوق z عمق در زیر سطح زمین بر حسب متر می‌باشد.

معادله‌ی (۵-۷) مقادیر مشابهی را برای r_d به دست می‌دهد با این تفاوت که برای برنامه‌نویسی و استفاده در کاربردهای معمول مهندسی ساده‌تر می‌باشند.



شکل ۵-۶- محدوده‌ی تغییرات r_d در مقابل عمق (Seed and Idriss, 1971) به همراه خطوط مقدار میانگین از رابطه‌ی (۵-۷)

در استفاده از این روابط باید دقت شود که مقادیر ارایه شده تنها متوسط محدوده‌ی تغییرات r_d بوده و به سبب تغییرات قابل توجهی که در تغییرشکل‌پذیری لایه‌های خاک وجود دارد، محدوده‌ی r_d با عمق افزایش می‌یابد. بنابراین در هنگامی که از مقدار متوسط r_d در روش ساده‌شده استفاده می‌شود، قطعیت در محاسبه‌ی نسبت تنش تناوبی با افزایش عمق کاهش می‌یابد. علاوه بر این، همان‌طور که پیش از این نیز ذکر شد صحت و دقت دستورالعمل ساده شده برای عمق‌های بیش‌تر از ۱۵ متر به درستی اثبات نشده است و استفاده‌کنندگان باید متوجه این موضوع باشند که نتایج حاصل از دستورالعمل ساده شده در این محدوده‌ی عمق نسبتا غیرقطعی است.

- **Ishihara (1977)**

مطالعات Ishihara (1977) بر روی پتانسیل روانگرایی خاک‌های ماسه‌ای، شامل استخراج r_d از حل معادله‌ی موج برای خاک یکنواخت تحت اثر حرکت هماهنگ[9] بود. Ishihara ضریب کاهش تنش برشی در عمق را به صورت نسبت تنش برشی در عمق مورد نظر در یک خاک شکل‌پذیر به تنش برشی در همان عمق برای یک خاک صلب تعریف نمود. این اولین باری بود که سرعت موج برشی و محتوای بسامدی حرکات ورودی در عبارت ضریب کاهش تنش وارد می‌شدند.

- **Iwasaki et al. (1978)**

Iwasaki و همکارانش ضریب کاهش تنش برشی تناوبی در عمق را با تحلیل دو لایه‌ی رسوبی که تحت اثر ۶ حرکت لرزه‌ای قرار گرفتند، مورد مطالعه قرار داد و رابطه‌ی خطی ساده‌ای را میان r_d و عمق ارایه نمود. Iwasaki اشاره کرد که نهشته‌های خاکی با دوره‌ی تناوب طبیعی بالا و حرکات لرزه‌ای با دوره‌ی تناوب غالب کوچک‌تر، منجر به مقادیر کوچک‌تری از r_d می‌شوند. او همچنین

9- Harmonic Motion

یک وابستگی احتمالی را میان مقادیر r_d و بزرگا و فاصله‌ی منبع لرزه‌ای نشان داد. چرا که این دو پارامتر بر روی محتوای بسامدی حرکت ورودی تاثیر می‌گذارند.

- **Imai et al. (1981)**

Imai et al. (1981) تحقیقاتشان بر روی r_d را از مدل پیشنهادی Ishihara (1977) آغاز نمودند. ایشان اشاره کردند که حرکات لرزه‌ای مختلف در بیش‌تر موارد منحنی‌های r_d متفاوتی به وجود می‌آورند و بر این مبنا پیشنهاد استفاده از منحنی‌های r_d وابسته به زمان را ارایه نمودند. پیچیدگی‌های موجود و حجم کار مورد نیاز برای تعیین r_d با استفاده از روش ایشان موجب شد تا کاربرد دستورالعمل ساده شده آن چنان نیز ساده ننماید و استفاده از این شیوه با اقبال کمی روبرو شود.

- **Golesorkhi (1989)**

مطالعات انجام شده توسط Golesorkhi (1989) پیشرفتی عمده در روند اصلاح و تکمیل ضریب کاهش تنش در عمق به حساب می‌آید. او اثر بزرگای زلزله، محتوای بسامدی حرکت ورودی و سختی خاک بر روی r_d را با استفاده از برنامه‌های تحلیل پاسخ زمین نظیر برنامه‌ی معادل خطی (SHAKE)، برنامه‌ی جرم متمرکز غیر خطی[10] (DESRA) و برنامه‌ی تفاضل محدود غیر خطی[11] (TESS)، مورد بررسی قرار داد. همان‌طور که در ابتدای این بخش نیز ذکر شد، Golesorkhi دریافت که تفاوت میان روش‌ها نسبتا کم بوده و نتایج هیچ یک از این روش‌ها به طور ثابت بزرگ‌تر و یا کوچک‌تر از دیگری نمی‌باشد. اگرچه او رابطه‌ی فرم بسته‌ای را برای r_d ارایه ننمود؛ اما مطالعه‌ی هدفمند بر روی بزرگا، محتوای طیفی حرکات ورودی، سختی و ضخامت نیمرخ خاک با کمک روش‌های خطی و غیرخطی دستاورد بزرگی بود که توسط او به دست آمد. در سال ۱۹۹۹ Idriss مطالعات Golesorkhi بر روی r_d را با انجام تحلیل‌های بیش‌تر SHAKE و ایجاد رابطه‌ی فرم بسته‌ای میان بزرگا، عمق و r_d گسترش داد.

- **Cetin et al. (2004)**

هدف از مطالعات Cetin (2000)، Cetin et al. (2004) و Cetin and Seed (2004) در تعیین r_d ادامه و تکمیل نقاط قوت مطالعات Golesorkhi با به کارگیری تعداد بیش‌تری از نیمرخ‌های واقعی خاک بود. به این منظور، این محقق، ۵۰ نیمرخ واقعی را بر اساس گمانه‌های حفاری شده و همچنین ۴۲ رکورد حرکتی زمین را که دارای توزیع مناسب و وسیعی به لحاظ پارامترهای زیر بودند، جمع‌آوری کرد:

۱- میزان فاصله از منبع لرزه (نزدیک، متوسط، دور)؛

۲- نوع گسلش (امتداد لغز، مستقیم، معکوس)؛

۳- شتاب بیشینه.

او همچنین جهت برطرف کردن برخی نقاط ضعف در مطالعات Golesorkhi موارد زیر را مورد توجه قرار داد:

۱- انتقال واقعی‌تر از خاک به سنگ بستر؛

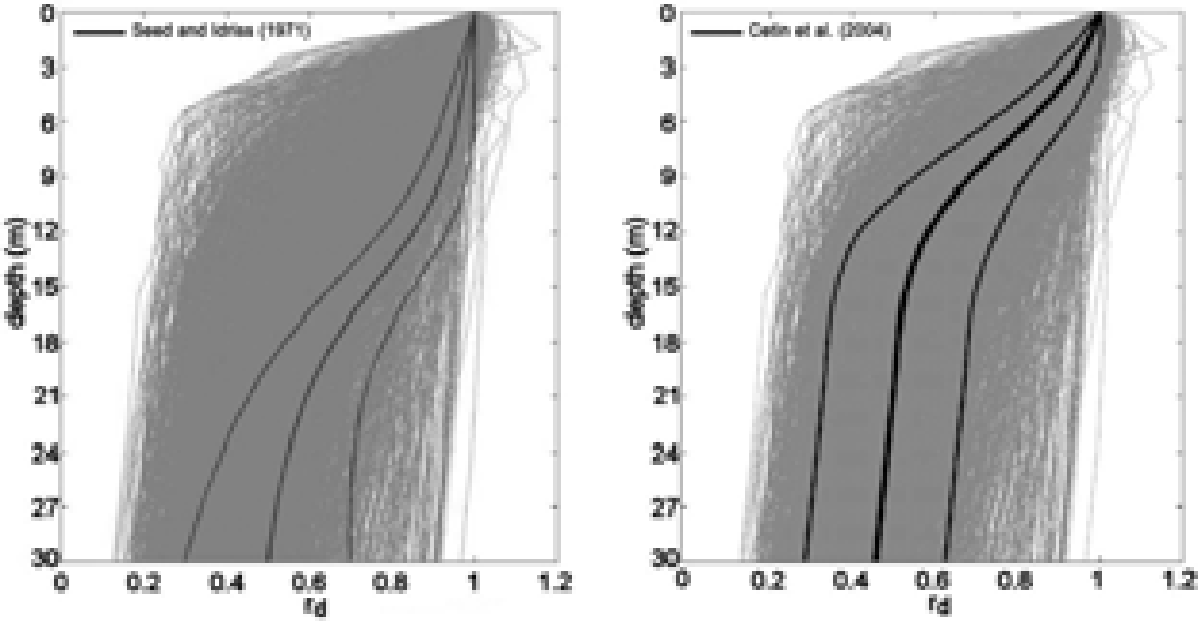
۲- استفاده از رگرسیون غیرخطی برای تعیین تغییرپذیری نتایج؛

۳- ارایه‌ی حل بسته برای r_d برحسب سرعت موج برشی، بزرگا، شتاب بیشینه و عمق.

10- Lumped-Mass Nonlinear
11- Finite Difference Nonlinear

در طی این مجموعه مطالعات، Cetin دریافت که پارامترهایی نظیر نزدیک‌ترین فاصله تا گسیختگی گسل، دوره‌ی تناوب غالب حرکات ورودی، دوره‌ی تناوب اولیه و نهایی ساختگاه و ضخامت نیمرخ خاک تاثیر چندانی بر r_d نداشته و برای سادگی قابل صرف نظر کردن می‌باشد.

مقادیر r_d پیشنهاد شده توسط Seed and Idriss (1971) به همراه مقدار پیشنهادی در مطالعات Cetin et al. (2004) به صورت خطوط مشکی پر رنگ در شکل (۵-۷) نشان داده شده است. در این شکل هر یک از خطوط خاکستری رنگ بیانگر نتیجه‌ی حاصل از یک تحلیل پاسخ ساختگاه در مطالعات وسیع Cetin می‌باشد. در مجموع با توجه به شرایط مختلف ساختگاه و نیز مشخصات حرکات زمین، ۲۱۵۳ تحلیل برای به دست آوردن خطوط میانگین و انحراف معیار ضریب کاهش تنش انجام شده است.



(الف) (ب)

شکل ۵-۷- نتایج r_d حاصل از تحلیل‌های پاسخ انجام شده برای ۲۱۵۳ ترکیب متفاوت از شرایط ساختگاه و حرکات زمین (خطوط خاکستری رنگ) به همراه خطوط مشکی پررنگ نشانگر: الف) پیشنهاد اولیه‌ی Seed and Idriss (1971)، ب) مقادیر میانگین و همراه انحراف معیار (±۱) پیشنهادی Cetin et al. (2004)

معادله‌ی ارایه شده توسط Cetin et al. (2004) برای تخمین مقدار میانگین r_d به همراه مضارب مختلف انحراف معیار به صورت زیر است:

$$r_d\left(d, M_w, a_{max}, V^*_{s,12m}\right) = \frac{\left[1 + \dfrac{-23.013 - 2.949\,a_{max} + 0.999\,M_w + 0.0525\,V^*_{s,12m}}{16.258 + 0.201e^{0.341\left(-d + 0.0785\,V^*_{s,12m} + 7.586\right)}}\right]}{\left[1 + \dfrac{-23.013 - 2.949\,a_{max} + 0.999\,M_w + 0.0525\,V^*_{s,12m}}{16.258 + 0.201e^{0.341\left(0.0785\,V^*_{s,12m} + 7.586\right)}}\right]} \pm \sigma_{\varepsilon_{r_d}} \qquad (۵-۸)$$

$\therefore \text{for } d < 20\,\text{m}$

$$r_d\left(d, M_w, a_{max}, V^*_{s,12m}\right)=\frac{\left[1+\frac{-23.013-2.949a_{max}+0.999M_w+0.0525V^*_{s,12m}}{16.258+0.201e^{0.341\left(-20+0.0785V^*_{s,12m}+7.586\right)}}\right]}{\left[1+\frac{-23.013-2.949a_{max}+0.999M_w+0.0525V^*_{s,12m}}{16.258+0.201e^{0.341\left(0.0785V^*_{s,12m}+7.586\right)}}\right]}-0.0046\left(d-20\right)\pm\sigma_{\varepsilon_{r_d}}$$

$\therefore$ for $d \geq 20\,m$

$$\sigma_{\varepsilon_{r_d}}\left(d\right)=\begin{cases}0.0198\times d^{0.8500} & \rightarrow \text{for } d<12\,m\\ 0.0198\times 12^{0.8500} & \rightarrow \text{for } d\geq 12\,m\end{cases}$$

که در آن:

a_{max}: شتاب بیشینه در سطح زمین (g)؛

$V^*_{s,12m}$: نماینده‌ی سرعت موج برشی در ۱۲ متری بالای ساختگاه (m/s)؛

M_w: بزرگای زلزله؛

d: عمق در زیر سطح زمین (m).

این روابط در حالی ارایه شد که Cetin در سال ۲۰۰۰ نیز روابط مشابهی برای محاسبه‌ی ضریب کاهش تنش در عمق ارایه کرده بود که در آن‌ها r_d به صورت تابعی از عمق، بزرگای گشتاوری و شتاب زمین معرفی گردید، بدون آنکه اثر سرعت موج برشی در نظر گرفته شود.

۵-۳- تعیین عامل مقاوم (نسبت مقاومت تناوبی)

گام دوم در روند ارزیابی پتانسیل روانگرایی بر مبنای روش تنش، تعیین عامل ظرفیت یا همان نسبت مقاومت تناوبی است. دو روش کلی به منظور تعیین مقاومت روانگرایی در دسترس می‌باشد:

۱- استفاده از آزمون‌های آزمایشگاهی بر روی نمونه‌های دست‌نخورده؛

۲- استفاده از روابط تجربی به دست آمده بر مبنای همبستگی رفتار محلی مشاهده شده با انواع مختلف آزمون‌های شاخص برجا.

از لحاظ پیشینه‌ی تاریخی، تعیین مقاومت خاک در برابر روانگرایی نخستین بار با استفاده از آزمون‌های آزمایشگاهی از قبیل برش ساده‌ی تناوبی و همچنین سه‌محوری تناوبی صورت پذیرفت. وجود برخی مشکلات مرتبط با دست‌خوردگی نمونه در طی نمونه‌گیری و بازتحکیم، استفاده از آزمون‌های آزمایشگاهی را پیچیده نموده است. به علاوه از یک سو، انجام آزمون برش ساده‌ی تناوبی با کیفیت بالا بسیار پر هزینه و مشکل است و از سوی دیگر آزمون سه‌محوری تناوبی شرایط بارگذاری مربوط به عامل اصلی خرابی در بیش‌تر مسایل لرزه‌ای را به طور ناقص مدل می‌کند. البته با استفاده از روش‌های مناسب نمونه‌گیری از جمله روش نمونه‌گیری انجمادی و سپس انجام آزمون در دستگاه‌های برش ساده و برش پیچشی تناوبی با کیفیت بالا، می‌توان این مشکلات را تا حدی بر طرف نمود. در این شرایط نوع خاک، شرایط در محل، تاریخچه‌ی زمین‌شناسی و لرزه‌ای نهشته‌ی خاکی و شرایط تنش موثر اولیه به طور مناسبی در نظر گرفته می‌شود. اگرچه، سختی‌ها و هزینه‌های مرتبط با این روش‌های حساس، کاربرد آن‌ها را فراتر از بودجه و

هدف بسیاری از مطالعات مهندسی قرار داده است. از این‌رو دستورالعمل‌های تجربی بر اساس ایجاد همبستگی میان بارگذاری لرزه‌ای، شاخص مقاومتی خاک در برابر روانگرایی از قبیل نتایج آزمایش‌های نفوذی در محل و همچنین موارد تاریخی مشاهده شده از وقوع یا عدم وقوع روانگرایی شکل گرفتند. در دو بخش زیر ابتدا به بررسی مطالعات آزمایشگاهی و سپس به تفصیل به روش‌های شبه تجربی بر مبنای مطالعات در محل پرداخته خواهد شد.

۵-۳-۱- نسبت مقاومت تناوبی بر مبنای آزمون‌های آزمایشگاهی

همان‌گونه که پیش از این نیز ذکر شد، در ابتدای ارایه‌ی روش تنش تناوبی، به منظور مشخص نمودن مقاومت روانگرایی از آزمون‌های آزمایشگاهی استفاده می‌شد. برای ایجاد شرایط اولیه‌ی تنش محرک صفر (به منظور شبیه‌سازی شرایط تنش روی صفحات افقی زیر سطح زمین) بیش‌تر آزمون‌های آزمایشگاهی بر روی نمونه‌های سه محوری تحکیم یافته به صورت همسان یا نمونه‌های برش ساده‌ی تحکیم یافته تحت شرایط K_0 (فشار جانبی حالت سکون) انجام شده است. در این آزمایش‌ها، معمولا گسیختگی روانگرایی به عنوان نقطه‌ای که در آن روانگرایی اولیه رخ داده و یا دامنه‌ی محدودی از کرنش تناوبی (معمولا ۵ درصد برای نمونه‌های متراکم) حاصل شده باشد، تعریف می‌شود.

آزمون‌های آزمایشگاهی نشان می‌دهد که تعداد سیکل‌های بارگذاری لازم برای وقوع گسیختگی روانگرایی (N_L)، با افزایش دامنه‌ی تنش برشی و کاهش تراکم کاهش می‌یابد (شکل ۵-۸). در حالی که در یک نمونه‌ی سست تحت اثر تنش‌های برشی تناوبی با دامنه‌ی بالا، گسیختگی روانگرایی می‌تواند تنها در تعداد کمی دور بارگذاری رخ دهد، برای ایجاد گسیختگی روانگرایی در نمونه‌ی متراکم، ممکن است هزاران دور تنش برشی با دامنه‌ی پایین مورد نیاز باشد. رابطه‌ی میان تراکم، دامنه‌ی تنش تناوبی و تعداد سیکل‌هایی که سبب وقوع روانگرایی می‌شوند را می‌توان به صورت هندسی با «منحنی‌های مقاومت تناوبی» آزمایشگاهی، همانند منحنی‌های شکل (۵-۹) نشان داد. همان‌طور که پیش‌تر نیز به آن اشاره شد، در بیش‌تر موارد منحنی‌های مقاومت تناوبی با فشار سربار موثر اولیه هم‌پایه شده تا نسبت تنش تناوبی (CSR) را ایجاد نمایند. نسبت تنش تناوبی برای انواع مختلف آزمایش‌ها به صورت متفاوتی تعریف می‌شود. در آزمایش برش ساده‌ی تناوبی، CSR به صورت نسبت تنش برشی تناوبی به تنش موثر قائم اولیه ($CSR_{ss} = \tau_{cyc}/\sigma'_{v0}$) در نظر گرفته می‌شود. برای آزمایش سه‌محوری تناوبی نسبت تنش برشی تناوبی بیشینه به فشار همه‌جانبه‌ی موثر اولیه ($CSR_{tx} = \sigma_{dc}/(2\sigma'_{3c})$) به عنوان CSR تعریف می‌گردد. در توضیح این اختلاف می‌توان گفت که آزمون‌های برش ساده و سه‌محوری تناوبی بارگذاری کاملا متفاوتی را اعمال می‌کنند و منطقی است که نسبت تنش تناوبی آن‌ها یکسان نباشد. برای آزمایش‌های روانگرایی معمولا رابطه‌ی زیر بین نسبت تنش تناوبی حاصل از این دو آزمایش برقرار است:

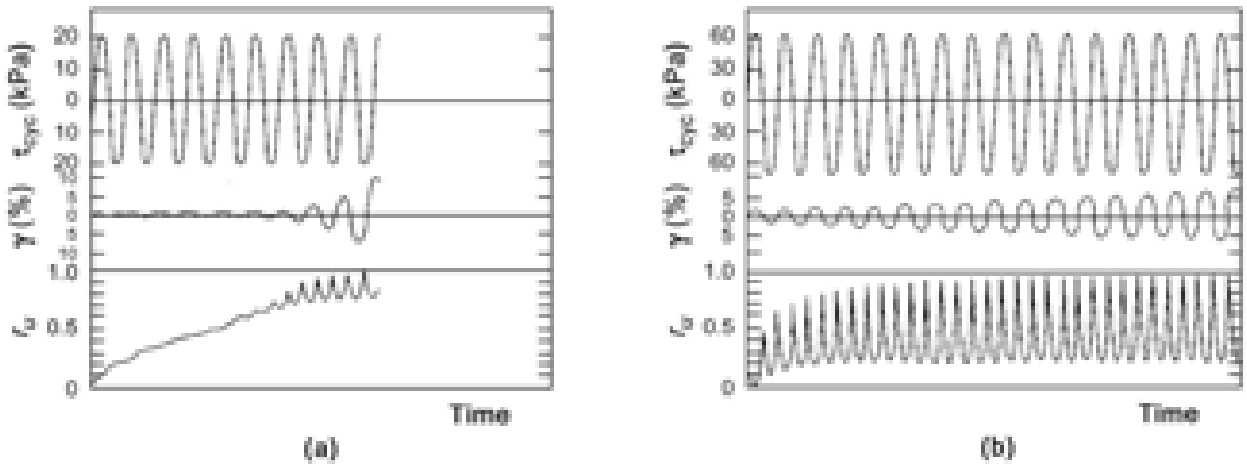
$$CSR_{ss} = C_r \cdot CSR_{tx} \qquad (۵-۹)$$

که در آن C_r ضریب اصلاح است و از جدول (۵-۱) به دست می‌آید.

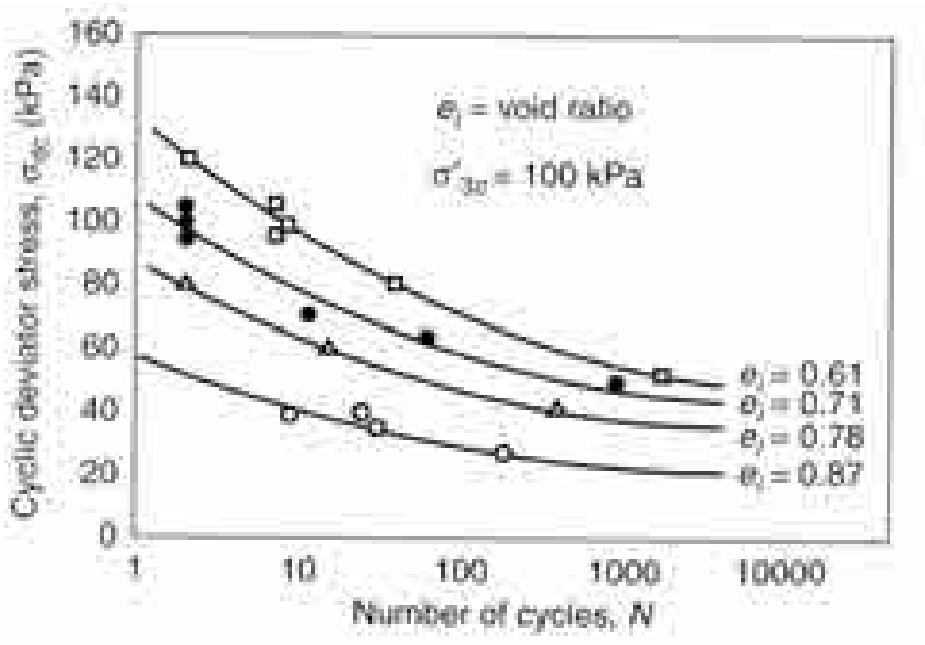
برخلاف آزمون‌های آزمایشگاهی برش ساده و سه‌محوری تناوبی، زلزله تنش‌های برشی در جهت‌های مختلف ایجاد می‌نماید. Pyke et al. (1975) نشان دادند که لرزش‌های چند سویه سبب افزایش سریع‌تر فشار منفذی نسبت به لرزش‌های یک سویه می‌شوند. بر این اساس Seed et al. (1975) پیشنهاد نمودند که نسبت تنش تناوبی لازم برای ایجاد روانگرایی اولیه در محل حدود

۱۰ درصد کم‌تر از مقدار متناظر برای آزمایش‌های برش ساده تناوبی می‌باشد. بنابراین مقاومت روانگرایی یک جزء خاک در محل در قالب نسبت تنش تناوبی به صورت زیر بیان می‌شود.

$$CSR_{insitu} = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0.9 CSR_{SS} = 0.9 C_r \cdot CSR_{tx} \qquad (۱۰-۵)$$



شکل ۵-۸- نتایج آزمایش‌های برش پیچشی بر روی نمونه‌های تحکیم یافته به صورت همسان (σ'_0=98 kPa): الف) ماسه‌ی شل با تراکم نسبی ۴۷ درصد، ب) ماسه‌ی متراکم با تراکم نسبی ۷۵ درصد (Ishihara, 1985)



شکل ۵-۹- تنش‌های تناوبی لازم برای ایجاد روانگرایی اولیه و کرنش محوری ۲۰ درصد در نمونه‌های سه‌محوری همسان تحکیم یافته از ماسه‌ی Sacramento (Seed and Lee, 1965)

جدول ۵-۱- مقادیر ضریب اصلاح CSR (C_r)

مرجع	رابطه‌ی ارایه شده	مقادیر C_r	
		K_0=0.4	K_0=1.0
Finn et al. (1971)	$C_r = (1+K_0)/2$	۰/۷	۱/۰
Seed and Peacock (1971)	متغیر	۰/۵۵ تا ۰/۷۲	۱/۰
Casro (1975)	$C_r = 2(1+2K_0)/3\sqrt{3}$	۰/۶۹	۱/۱۵

آزمون‌های آزمایشگاهی همچنین می‌توانند نحوه‌ی تولید اضافه فشار آب منفذی را نشان دهند. Lee and Albaisa (1974) و DeAlba et al. (1975) دریافتند که در آزمایش‌های تناوبی تحت شرایط کنترل تنش، نسبت فشار منفذی (r_u) مطابق رابطه‌ی زیر با تعداد سیکل‌های بارگذاری ارتباط دارد:

$$r_u = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi}\sin^{-1}\left[2\left(\frac{N}{N_L}\right)^{\frac{1}{\alpha}} - 1\right] \qquad (۵-۱۱)$$

که در آن:

N_L: تعداد سیکل‌های لازم برای ایجاد روانگرایی اولیه (r_u=1)؛

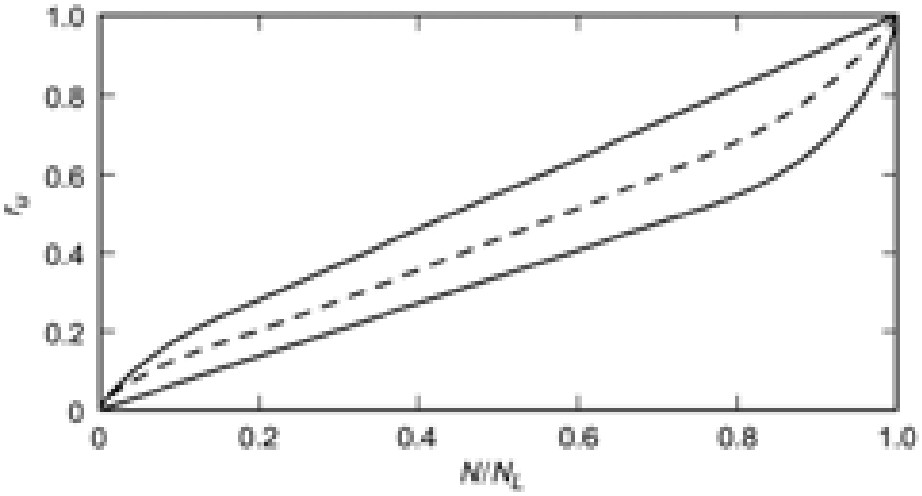
α: تابعی از خصوصیات خاک در شرایط آزمایش.

همان‌گونه که در شکل (۵-۱۰) نشان داده شده است، اضافه فشار منفذی در سیکل‌های ابتدایی و انتهایی بارگذاری به سرعت افزایش می‌یابد. رابطه‌ی (۵-۱۱) را می‌توان برای تخمین اضافه فشار منفذی تولید شده هنگامی‌که روانگرایی اولیه اتفاق نیفتاده باشد، به کار برد. Martin et al. (1975) طی روشی که قادر به اعمال بارگذاری نامنظم بود، یک مدل اساسی را که داده‌های مربوط به نرخ نشست ماسه‌ی خشک تحت بارگذاری تناوبی را با داده‌های مربوط به مشخصات ارتجاعی و تنش-تغییرشکل خاک ترکیب می‌نمود، برای پیش‌بینی تولید فشار منفذی ارایه نمودند. با به کار بردن این مدل در تحلیل‌های پاسخ غیرخطی زمین، روش تحلیل روانگرایی بر مبنای تنش موثر به دست آمد.

در طی چندین سال، روش متداول برای تعیین مقاومت روانگرایی استفاده از تنش‌های تناوبی حاصل از آزمون‌های آزمایشگاهی بود. اما تحقیقات بعدی نشان داد که روش‌های اندازه‌گیری مقاومت روانگرایی بر مبنای تنش تناوبی، تحت تاثیر عوامل دیگری غیر از تراکم و شرایط تنش اولیه قرار دارند. به عنوان نمونه تفاوت‌های به وجود آمده در اسکلت (یا بافت) خاک در اثر روش‌های مختلف آماده‌سازی نمونه بر روی مقاومت روانگرایی اثر می‌گذارد (Ladd, 1974; Mulilis et al., 1975; Toki et al., 1986; Tatsuoka et al., 1986). تاریخچه‌ی کرنش‌های حاصل از لرزش‌های قبلی نیز مقاومت روانگرایی را تحت تاثیر قرار می‌دهد. به عبارت دیگر مقاومت روانگرایی نمونه‌ای که در معرض کرنش ناشی از لرزش‌های قبلی بوده از مقاومت نمونه‌ای با همان تراکم که تحت تاثیر لرزش نبوده است بزرگ‌تر می‌باشد (Finn et al., 1970; Seed et al., 1975). همچنین مقاومت روانگرایی با افزایش ضرایب بیش تحکیمی و فشار جانبی خاک افزایش می‌یابد (Seed and Peacock, 1971). در نهایت ثابت شده است که طول مدت

تحت فشار بودن نمونه نیز سبب افزایش مقاومت روانگرایی می‌شود (Ohsaki 1969; Seed, 1979; Yoshimi et al., 1989). این عوامل اضافی، همگی توابعی از شرایط تاریخی و شکل‌گیری یک نهشته‌ی خاک بوده و رفتار خاک را به خصوص در کرنش‌های کوچک متناظر با لحظه‌ی شروع روانگرایی تحت تاثیر قرار می‌دهند. این اثرات کرنش پایین به سادگی با دست‌خوردگی نمونه‌گیری از بین می‌روند و شبیه‌سازی آن‌ها طی بازسازی نمونه کار بسیار مشکلی است. این عوامل سبب شده است تعیین مقاومت روانگرایی با استفاده از آزمون‌های آزمایشگاهی فوق‌العاده مشکل بوده و در بسیاری از پروژه‌ها روش‌های مبتنی بر نتایج آزمون‌های محلی جایگزین آن‌ها شوند. در واقع برای این که آزمون‌های آزمایشگاهی بتوانند تخمین قابل اعتمادی از مقاومت روانگرایی بدهند، نمونه‌گیری دست‌نخورده (مانند روش انجماد) مورد نیاز است.

همچنین غیریکنواختی نمونه در آزمایش‌های سه‌محوری تناوبی مقاومت روانگرایی، ممکن است پیچیدگی‌هایی را به وجود آورد. با افزایش فشار منفذی در نمونه‌ی سه‌محوری تناوبی، دانه‌های خاک تمایل به نشست و متراکم‌شدن در بخش پایینی و شل‌شدن در بخش بالایی نمونه خواهند داشت. تراکم غیریکنواخت منجر به کرنش غیریکنواخت شده و نهایتا سبب نازک‌شدن یا باریک‌شدگی[12] بخش بالایی نمونه می‌شود. این غیریکنواختی می‌تواند عدم قطعیت زیادی در کاربرد نتایج آزمایش سه‌محوری تناوبی برای شرایط موجود در محل به وجود آورد.



شکل ۵-۱۰- نرخ تولید فشار منفذی در آزمایش‌های برش ساده‌ی تناوبی، خط‌چین از رابطه‌ی (۵-۱۲) با فرض $\alpha = 0.7$

۵-۳-۲- نسبت مقاومت تناوبی بر مبنای مطالعات در محل (روش‌های تجربی)

۵-۳-۲-۱- مقدمه

همان‌طور که پیش از این نیز ذکر شد، اخذ نمونه‌های دست‌نخورده و انجام آزمون‌های برش ساده‌ی تناوبی با کیفیت بالا بسیار پرهزینه و مشکل می‌باشد. همچنین شرایط نفوذپذیری خاک‌های سیلتی، عملا گرفتن نمونه‌ی منجمد را بدون ایجاد دست‌خوردگی در آن غیر ممکن ساخته است، چرا که انبساط آب بین ذرات در اثر یخ زدن باعث ایجاد دست‌خوردگی می‌شود. از طرف دیگر

12- Necking

آزمون‌های سه‌محوری تناوبی شرایط بارگذاری مربوط به عامل اصلی بیش‌تر مسایل لرزه‌ای را به طور ناقص مدل می‌نمایند. این در حالی است که استفاده از آزمون‌های در محل تعیین مشخصات خاک‌هایی را که امکان نمونه‌برداری دست‌نخورده از آن‌ها وجود ندارد، مانند خاک‌های دانه‌ای غیرچسبنده و رسوبات کف دریا و ساحل، ممکن می‌سازد. از این‌رو می‌توان گفت کاربرد آزمون‌های آزمایشگاهی در بیش‌تر موارد پس از مطالعات درمحل و به عنوان مکمل آن مورد توجه طراحان قرار دارد.

سودمندی آزمون‌های نفوذی برجا در تعیین مشخصات روانگرایی خاک در طی سال‌های متمادی بارها به اثبات رسیده است. چرا که همان‌گونه که Seed (1979) اشاره می‌کند نه تنها شاخصی از تراکم ذرات را نشان می‌دهند بلکه نمایان‌گر مشخصه‌های مهم دیگری از جمله بافت، دانه‌بندی، سیمانی‌شدن، سن و تاریخچه‌ی تنش نیز می‌باشند. همچنین Seed and DeAlba (1986) و Robertson (1986) با مقایسه‌ی میان کاربردهای آزمون‌های آزمایشگاهی و برجا در تعیین متغیرهای دینامیکی خاک به این نتیجه رسیدند که آزمون‌های برجا روش بسیار سریع و موثری در به دست آوردن مشخصات خاک‌های روانگرا می‌باشد.

دستورالعمل‌های تجربی بر مبنای داده‌های محلی که برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی در طی زلزله به کار می‌روند، دو مولفه‌ی اصلی دارند:

۱- ایجاد یک چارچوب تحلیلی برای مرتب کردن و سازمان‌دهی تاریخچه‌های موردی روانگرایی در طی زلزله‌های گذشته؛

۲- ارایه‌ی یک شاخص مناسب در محل برای بیان مشخصه‌های روانگرایی خاک.

دستورالعمل ساده شده‌ی اولیه‌ی (Seed and Idriss, 1971) برای تخمین تنش برشی تناوبی ناشی از زلزله همچنان به عنوان یکی از مبانی اساسی چهارچوب تحلیلی مورد استفاده قرار می‌گیرد؛ اگرچه، مولفه‌های گوناگون آن با اصلاحاتی همراه بوده است. پیشرفت مهم دیگری که در طی ۴ دهه‌ی گذشته صورت گرفته است، اصلاح و تکمیل آزمایش‌های برجا (نظیر SPT، CPT و سرعت موج برشی) و نیز جمع‌آوری تاریخچه‌های موردی محلی از موارد وقوع و عدم وقوع روانگرایی بوده است. از این‌رو، استفاده از آزمایش شاخص برجا، شیوه‌ی اصلی در مقاصد معمول مهندسی می‌باشد. آزمایش‌های برجای متداول که در ایران برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی از آن‌ها استفاده می‌گردد عبارت است از:

۱- آزمایش نفوذ استاندارد (SPT)؛

۲- آزمایش نفوذ مخروطی (CPT)؛

۳- آزمایش سرعت موج برشی (V_s).

جدول (۵-۲) مقایسه‌ی مختصری را بین مزایا و معایب این آزمایش‌ها نشان می‌دهد. در حال حاضر ساده‌ترین و معمول‌ترین شیوه‌ی تعیین نسبت مقاومت تناوبی استفاده از مقاومت نفوذ SPT است. اگرچه در سال‌های اخیر CPT و V_s نیز به سبب طبیعت پیوسته‌ای که از نیمرخ خاک با دقتی مناسب ارایه می‌دهند و همچنین افزایش پایگاه داده‌ای آن‌ها جایگاه مناسبی را پیدا نموده‌اند.

تعیین مرزی تعینی که نقاط روانگرا و غیرروانگرا را از یکدیگر جدا نماید، از ابتدا با دو چالش عمده روبرو بوده است:

۱- پایگاه داده‌ای روانگرایی که به منظور تعیین نسبت مقاومت تناوبی مورد استفاده قرار می‌گیرد، حاصل رخدادهای لرزه‌ای مختلف بوده و از یک دیدگاه کلی‌تر، دارای شرایط لرزه‌ای (به طور مثال بزرگای گشتاوری) و مشخصات محلی (به طور مثال تنش‌های سربار و شیب زمین) متفاوت می‌باشد. از این‌رو ضرایب اصلاحی گوناگونی به منظور همسنگ نمودن داده‌های روانگرا و غیرروانگرا برای بزرگای گشتاوری، تنش سربار و شیب زمین مورد استفاده قرار گرفتند که در این راهنما در بخش تعریف ضریب اطمینان مورد بررسی قرار خواهند گرفت.

جدول ۵-۲- مقایسه‌ی مزایا و معایب آزمایش‌های برجای مختلف در ارزیابی مقاومت روانگرایی

ویژگی	نوع آزمایش		
	SPT	CPT	V_s
اندازه‌گیری‌های قبلی در ساختگاه‌های روانگرایی	فراوان	فراوان	محدود
نوع رفتار تنش-کرنش تاثیرگذار بر آزمایش	زهکشی اندک، کرنش بزرگ	زهکشی‌شده، کرنش بزرگ	کرنش کوچک
کنترل کیفیت و تکرارپذیری	ضعیف تا خوب	خیلی خوب	خوب
نمایان‌سازی تغییرپذیری لایه‌های خاک	مناسب برای آزمایش‌های با فواصل کم	خیلی خوب	متوسط
نوع خاکی که در آن این آزمایش پیشنهاد می‌شود	غیر شنی	غیر شنی	تمام خاک‌ها
امکان نمونه‌گیری از خاک	بله	خیر	خیر
نوع اندازه‌گیری آزمایش: شاخص یا خاصیت مهندسی	شاخص	شاخص	خاصیت مهندسی

۲- عدم امکان تفکیک‌پذیری مشخص میان داده‌های روانگرا و غیرروانگرا، تشخیص مرزی تعینی میان داده‌ها را با مشکل روبرو ساخته است. از این‌رو روش‌های اولیه، همواره مرزی محافظه‌کارانه را که کلیه‌ی داده‌های روانگرا را شامل می‌شد، پیشنهاد می‌نمودند. اما پیشرفت ابزارهای احتمالاتی، تعیین مرزهای منطقی و محاسباتی میان داده‌های روانگرا و غیرروانگرا را امکان‌پذیر ساخت. اگرچه روش‌های احتمالاتی به عنوان پیشرفته‌ترین روش در ارزیابی پتانسیل روانگرایی مطرح می‌باشند اما به دلیل تفسیر نسبتا پیچیده در مقاصد اجرایی، پیشنهاد استفاده از آن‌ها در آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های معتبر جهانی بسیار محدود است. با این حال استفاده از مرزهای احتمالاتی به منظور تعیین مرزی تعینی که در انتها منجر به تعیین ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی می‌شود، دارای کابرد وسیعی بوده و نسبت به روش‌های اولیه دارای مفاهیم منطقی‌تر در تشخیص مرزهای تعینی می‌باشد. در قسمت‌های بعدی از همین بخش به بررسی مرزهای تعینی اولیه و همچنین روابط تعینی با مبنای احتمالاتی پرداخته می‌شود. به علاوه روش‌های احتمالاتی نیز به طور مختصر مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۵-۳-۲-۲- روابط تعینی

۵-۳-۲-۲-۱- SPT

استفاده از SPT به عنوان ابزاری برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی نخستین بار پس از وقوع خرابی‌های گسترده‌ی ناشی از روانگرایی در طی دو زلزله‌ی مخرب سال ۱۹۶۴ یعنی زلزله‌ی Good Friday در آلاسکا با بزرگای ۸ و زلزله‌ی Niigata در ژاپن با بزرگای ۷٫۵، مطرح شد. Seed (1979) روشی را برای برآورد نسبت مقاومت تناوبی ماسه در زمین مسطح بر اساس داده‌های SPT تدوین نمود. این روش بر اساس مجموعه‌ی وسیعی از داده‌های عملکرد محلی ماسه‌های دوره‌ی هولوسن موجود در ساختگاه‌های عمدتا مسطح بود که تحت بارگذاری زلزله، وقوع یا عدم وقوع نرم‌شوندگی تناوبی (روانگرایی) را تجربه کرده بودند. فرض وقوع روانگرایی بر اساس مشاهده‌ی عوارض سطحی نظیر جوشش ماسه و ترک‌های زمین پایه‌ریزی شد.

روش‌های دیگری بر اساس داده‌های SPT ارایه شده است (Tatsuoka et al., 1980; Tokimatsu and Yoshimi, 1983; Kokusho et al., 1983; Fear and McRoberts, 1995)، اما به نظر می‌رسد که همبستگی ارایه شده توسط Seed et al. (1985) از محبوبیت بیش‌تری در بین متخصصان ژئوتکنیک برخوردار باشد.

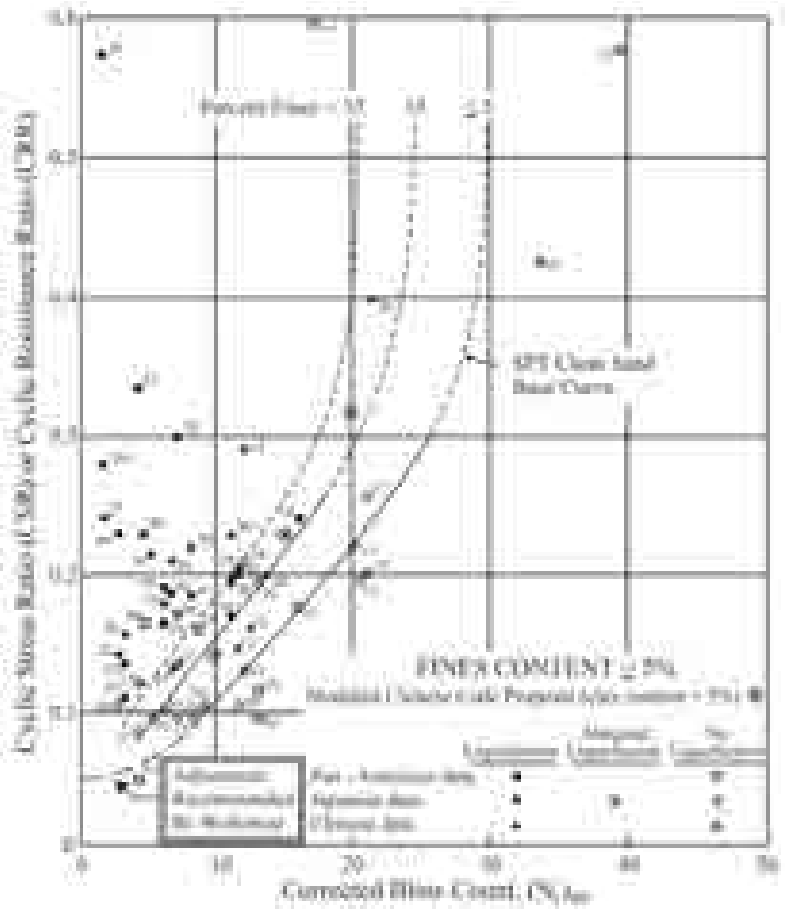
با وجود آن که تلاش محققان مختلف در راستای اصلاح و تکمیل مولفه‌های این روش پیشرفت‌های عمده‌ای را به وجود آورده اما چارچوب اصلی این روش در طی سال‌ها بدون تغییر باقی مانده است. از این‌رو در ادامه‌ی بررسی ضوابط ارزیابی پتانسیل روانگرایی بر اساس آزمایش نفوذ استاندارد روابطی که صورت اصلاح شده‌ی روش Seed et al. (1985) می‌باشند، مورد بحث قرار می‌گیرند. به این منظور ابتدا ضوابط ارایه شده در مرجع Youd et al. (2001) (که تحت عنوان دستورالعمل روانگرایی NCEER شناخته می‌شود) معرفی شده و در ادامه به منظور آشنایی خوانندگان با پیشرفت‌های نهایی در این زمینه ضوابط مربوط به مرجع Cetin et al. 2004 ارایه می‌شود.

الف- روش Youd et al. (2001)

ضوابط ارزیابی مقاومت روانگرایی براساس داده‌های SPT، در طی سال‌ها گسترش پیدا کرده و با اصلاح و تکمیل جنبه‌های مختلف، تبدیل به ابزارهای قدرتمندی شده‌اند. اما بیش‌تر این معیارها در بر گیرنده‌ی نمودار تغییرات CSR در برابر $(N_1)_{60}$ می‌باشند که در شکل (۵-۱۱) نشان داده شده است. در این شکل $(N_1)_{60}$ تعداد ضربات آزمایش نفوذ استاندارد است که نسبت به فشار سربار 100 kPa و نسبت انرژی چکش یا راندمان چکش ۶۰٪ همپایه شده است. ضرایب همپایه‌سازی این تصحیحات در بخشی تحت عنوان "دیگر اصلاحات" به تفصیل توضیح داده خواهد شد. شکل (۵-۱۱) نموداری از مقادیر نسبت تنش تناوبی محاسبه شده و داده‌های عدد نفوذ همپایه شده‌ی متناظر در ساختگاه‌هایی است که در آن‌ها اثرات روانگرایی در طی زلزله‌های گذشته با بزرگای تقریبی ۷٫۵ مشاهده شده و یا نشده است. منحنی‌های نسبت مقاومت تناوبی به صورت محافظه‌کارانه‌ای بر روی این نمودار قرار داده شده‌اند. به طوری که منطقه‌ی مشتمل بر داده‌های روانگرا شده را از منطقه‌ی حاوی نقاط روانگرا نشده جدا کنند. منحنی‌های نشان داده شده در شکل برای خاک‌های دانه‌ای با مقدار ریزدانه‌ی ۵٪ یا کم‌تر، ۱۵٪ و ۳۵٪ ارایه شده‌اند. منحنی CRR برای مقدار ریزدانه‌ی کم‌تر از ۵٪ معیار نفوذ پایه در روش ساده شده می‌باشد و از این به بعد تحت عنوان منحنی پایه‌ی ماسه‌ی تمیز SPT به آن اشاره می‌شود. منحنی‌های CRR در شکل (۵-۱۱) تنها برای زلزله‌های با بزرگای ۷٫۵ معتبر می‌باشند. ضرایب مقیاس برای تبدیل این منحنی‌های CRR به مقادیر دیگر بزرگا در بخش‌های بعدی این راهنما ذکر شده است.

- **منحنی پایه‌ی ماسه‌ی تمیز SPT**

شرکت‌کنندگان در کارگاه آموزشی NCEER تغییراتی را نسبت به معیار SPT ارایه شده توسط Seed et al. (1985) پیشنهاد دادند. اولین تغییر ادامه دادن خط مسیر منحنی پایه‌ی ماسه‌ی تمیز در مقادیر پایین $(N_1)_{60}$ بود به نحوی که این امتداد خمیده، محور CRR را در حدود ۰٫۰۵ قطع کند (شکل ۵-۱۱). این اصلاح منحنی پایه‌ی ماسه‌ی تمیز را به منظور ایجاد سازگاری بیش‌تر با منحنی‌های CRR ارایه شده براساس دستورالعمل‌های CPT و V_s تغییرشکل داد. Seed and Idriss (1982) منحنی اولیه را از مبدا عبور دادند اما داده‌های کمی برای تعیین مکان منحنی در قسمت پایین نمودار وجود داشت. یک تطبیق بهتر برای داده‌های تجربی موجود، خم کردن انتهای پایینی منحنی پایه است که در شکل (۵-۱۱) نشان داده شده است.



شکل ۵-۱۱- منحنی پایه‌ی ماسه‌ی تمیز SPT برای زلزله‌ی با بزرگای ۷/۵ همراه با داده‌های تاریخچه‌ی موردی روانگرایی (اصلاح شده‌ی (Seed et al. 1985

A. F. Rauch در دانشگاه Texas، منحنی پایه‌ی ماسه‌ی تمیز را با رابطه‌ی زیر تقریب زد:

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34-(N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{\left[10\times(N_1)_{60}+45\right]^2} - \frac{1}{200} \qquad (۱۲-۵)$$

این رابطه برای $(N_1)_{60}<30$ معتبر است و برای $(N_1)_{60}\geq30$، خاک‌های دانه‌ای تمیز خیلی متراکم‌تر از آن هستند که روانگرا شوند و در نتیجه به عنوان غیر روانگرا طبقه‌بندی می‌شوند. این معادله را می‌توان در برنامه‌های صفحه گسترده و دیگر روش‌های تحلیلی برای تقریب پایه‌ی ماسه‌ی تمیز در محاسبات معمول مهندسی استفاده کرد.

داده‌های حاصل از مشاهدات محلی که در استخراج منحنی‌های شکل (۵-۱۱) مورد استفاده قرار گرفته‌اند، از قرار معلوم دارای مبانی زیر می‌باشند:

- ✓ نهشته‌های خاکی از نوع ماسه‌ی تمیز و مربوط به دوره‌ی هولوسن؛
- ✓ سطح زمین مسطح یا با شیب کم؛
- ✓ زلزله‌های با بزرگای M=7.5؛
- ✓ محدوده‌ی عمق از ۱ تا ۱۴ متر (۹۰٪ عمق‌ها کم‌تر از ۱۰ متر هستند)؛
- ✓ میانگین معرف مقادیر عدد نفوذ استاندارد برای لایه‌ی متحمل وقوع روانگرایی تناوبی.

بنابراین باید به هنگام برون‌یابی همبستگی ارایه شده به شرایطی متفاوت با محدوده‌ی ذکر شده، دقت لازم به عمل آید. نکته‌ی مهمی که باید مد نظر قرار گیرد این است که رابطه‌ی ارایه شده بر اساس مقادیر میانگین در لایه‌های روانگرا شده می‌باشد. اما در بیش‌تر موارد این رابطه برای تمام مقادیر SPT اندازه‌گیری شده که شامل مقادیر کم‌تر از میانگین نیز می‌باشند، به کار برده می‌شود. بنابراین کاربرد رابطه‌ی مذکور در نهشته‌های متغیری که بخش کوچکی از داده‌های SPT نشان‌دهنده‌ی احتمال وقوع روانگرایی است، می‌تواند محافظه‌کارانه باشد.

- **اثر مقدار ریزدانه**

Seed et al. (1985) در استخراج رابطه‌ی اولیه‌ی خود، یک افزایش آشکار در نسبت مقاومت تناوبی را با افزایش مقدار ریزدانه ذکر کردند. این که آیا این افزایش به علت افزایش در مقاومت روانگرایی روی می‌دهد و یا کاهش در مقاومت نفوذ، روشن نیست. بر اساس داده‌های تجربی موجود، Seed et al. (1985) منحنی‌های CRR را برای مقادیر مختلف ریزدانه ارایه کردند که در شکل (۵-۱۱) نشان داده شده است. شرکت‌کنندگان در کارگاه آموزشی NCEER، شکل اصلاح شده‌ای از تصحیح مقدار ریزدانه را به منظور تطابق بهتر با پایگاه داده‌های تجربی و سادگی محاسبات در برنامه‌های صفحه گسترده و دیگر ابزارهای محاسباتی الکترونیکی، ارایه نمودند.

اعضای گروه NCEER رابطه‌ی (۵-۱۳) را به عنوان یک اصلاح تقریبی برای در نظر گرفتن اثر مقدار ریزدانه (FC) بر روی CRR پیشنهاد نمودند. علاوه بر مقدار ریزدانه دیگر مشخصات ذرات مثل خاصیت خمیری خاک، ممکن است بر مقاومت روانگرایی تاثیر گذار باشند. اما برای این عوامل، اصلاحی که به طور گسترده مورد قبول باشد، ارایه نشده است و تنها پیشنهادات موجود، معیارهای مربوط به تعداد روانگرایی خاک است که در بخش (۳-۳) مورد بررسی قرار گرفت. بنابراین اعمال اصلاحاتی که تنها مبتنی بر اثر مقدار ریزدانه هستند باید با قضاوت مهندسی و احتیاط همراه باشد. رابطه‌ی زیر توسط Seed و Idriss برای اصلاح $(N_1)_{60}$ به مقدار معادل ماسه‌ی تمیز $(N_1)_{60,cs}$ ارایه شده است:

$$(N_1)_{60,cs} = \alpha + \beta (N_1)_{60} \qquad (۵-۱۳)$$

که در آن α و β ضرایبی هستند که با استفاده از روابط زیر تعیین می‌شوند:

$$\alpha = \begin{cases} 0 & \text{for } FC \le 5\% \\ \exp[1.76 - \dfrac{190}{FC^2}] & \text{for } 5\% < FC < 35\% \\ 5 & \text{for } FC \ge 35\% \end{cases}$$

$$\beta = \begin{cases} 1 & \text{for } FC \le 5\% \\ 0.99 + \dfrac{FC^{1.5}}{1000} & \text{for } 5\% < FC < 35\% \\ 1.2 & \text{for } FC \ge 35\% \end{cases}$$

این روابط را می‌توان برای تعیین مقاومت روانگرایی در کارهای معمول مهندسی مورد استفاده قرار داد.

- **دیگر اصلاحات**

علاوه بر مقدار ریزدانه و مشخصات ذرات، عوامل دیگری نیز نتایج SPT را تحت تاثیر قرار می‌دهند. تعدادی از این عوامل به همراه ضرایب تصحیح مربوط به آن‌ها در جدول (۵-۳) ارایه شده است.

از مهم‌ترین عوامل تاثیرگذار بر روی نتایج SPT انرژی ضربه‌ی وارد شده به میله، تنش سربار، طول میله، قطر گمانه و شیوه‌ی نمونه‌گیری می‌باشد. رابطه‌ی اصلاح SPT در ازای عوامل ذکر شده به صورت زیر است:

$$(N_1)_{60} = N_m.C_N.C_E.C_B.C_R.C_S \qquad (۱۴-۵)$$

که در آن:

N_m: مقاومت نفوذ استاندارد اندازه‌گیری شده؛

C_N: ضریب همپایه‌سازی N_m نسبت به یک تنش سربار موثر مرجع؛

C_E: اصلاح برای نسبت انرژی چکش (ER)؛

C_B: ضریب تصحیح برای قطر گمانه؛

C_R: ضریب تصحیح برای طول میله؛

C_S: اصلاح برای پیکربندی غیر استاندارد نمونه‌گیر (نمونه‌گیر دارای پوشش داخلی یا فاقد آن).

جدول ۵-۳- اصلاحات عدد نفوذ استاندارد (Robertson and Wride, 1998)

ضریب	مشخصه متغیر دستگاه	عبارت	اصلاح
فشار سربار	-	C_N	$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v\circ}}\right)^{0.5}, C_N \leq 1.7$
نسبت انرژی	چکش دونات	C_E	۰/۵ تا ۱
	چکش ایمنی		۰/۷ تا ۱/۲
	چکش دونات اتوماتیک		۰/۸ تا ۱/۳
قطر گمانه	۶۵ تا ۱۱۵ میلی‌متر	C_B	۱
	۱۵۰ میلی‌متر		۱/۰۵
	۲۰۰ میلی‌متر		۱/۱۵
طول میله	کم‌تر از ۳ متر	C_R	۰/۷۵
	۳ تا ۴ متر		۰/۸
	۴ تا ۶ متر		۰/۸۵
	۶ تا ۱۰ متر		۰/۹۵
	۱۰ تا ۳۰ متر		۱
روش نمونه‌گیری	نمونه‌گیر استاندارد	C_S	۱
	نمونه‌گیر فاقد پوشش داخلی		۱/۱ تا ۱/۳

در ادامه‌ی این بخش هریک از ضرایب جدول (۵-۳) با ارایه‌ی جزییات بیش‌تر مورد بررسی قرار می‌گیرد.

- **ضریب همپایه‌سازی برای تنش سربار موثر**

از آنجا که مقدار N آزمایش نفوذ استاندارد با افزایش تنش سربار موثر افزایش می‌یابد، ضریب اصلاح تنش سربار اعمال می‌شود (Seed and Idriss, 1982). این فاکتور به طور معمول از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود (Liao and Whitman, 1986):

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v\circ}}\right)^{0.5} \qquad (۱۵-۵)$$

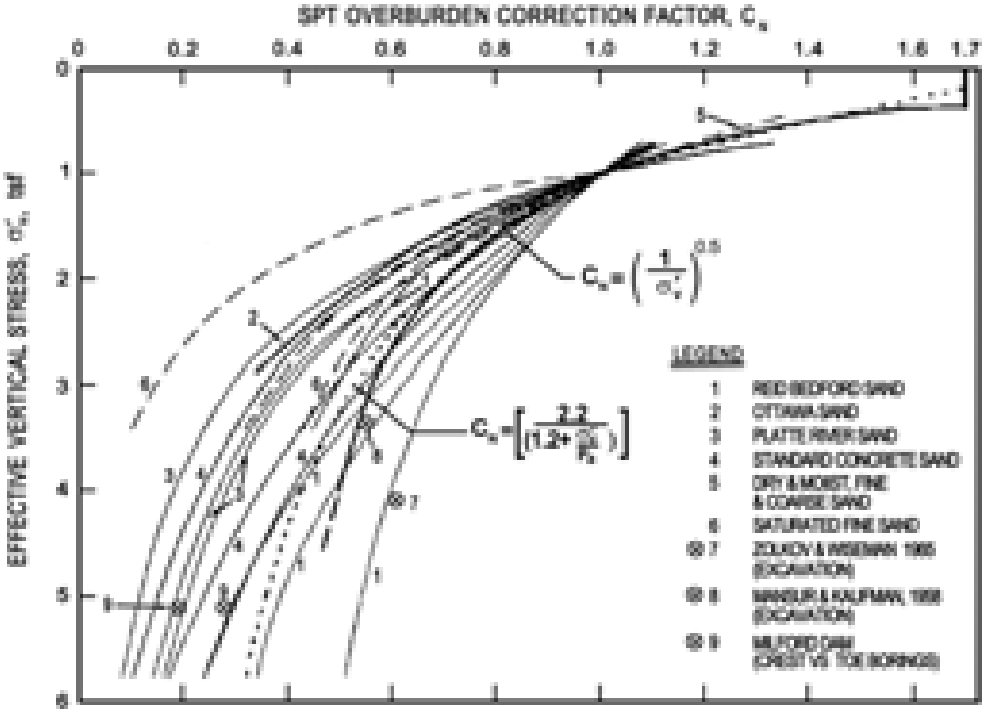
که در آن C_N مقدار N_m را نسبت به فشار موثر سربار ($\sigma'_{v\circ}$) تقریبا برابر با 100 kPa (1 atm.) همپایه می‌کند. Youd et al. (2001) حد بالایی C_N را به ۱/۷ محدود کردند. Kayen et al. (1992) معادله‌ی زیر را که مقدار بیشینه‌ی آن به ۱/۷ محدود شده است، پیشنهاد کردند و مطابق نظر نویسندگان کارگاه آموزشی NCEER این معادله با منحنی ابتدایی ارایه شده توسط seed and Idriss (1982) تطابق بهتری دارد:

$$C_N = \frac{2.2}{\left(1.2 + \frac{\sigma'_{v\circ}}{P_a}\right)} \qquad (۱۶-۵)$$

هر دوی این معادلات را می‌توان برای مقاصد معمول مهندسی مورد استفاده قرار داد.

فشار موثر سربار ($\sigma'_{v\circ}$) در روابط (۵-۱۵) و (۵-۱۶) باید فشار سربار در زمان حفاری و آزمایش باشد. اگر چه جهت محافظه‌کاری در محاسبه‌ی مقاومت روانگرایی، ممکن است تراز آب زیرزمینی بالاتر در نظر گرفته شود اما فاکتور C_N بایستی براساس تنش موجود در زمان آزمایش تعیین شود.

ضریب تصحیح C_N، از آزمایش‌های نفوذ استاندارد انجام شده بر روی نمونه‌های ماسه‌ای بزرگ که تحت تنش‌های همه‌جانبه‌ی مختلفی قرار داشته‌اند، به دست آمده است (Marcuson and Bieganousky, 1997 (a, b); Gibbs and Holtz, 1957). نتایج تعدادی از این آزمایش‌ها در شکل (۵-۱۲) به شکل منحنی‌های C_N در برابر تنش موثر سربار ارایه شده است (Castro, 1995).



شکل ۵-۱۲- منحنی‌های C_N مربوط به ماسه‌های مختلف براساس داده‌های آزمون‌های آزمایشگاهی و محلی به همراه منحنی C_N به دست آمده از معادلات (۵-۱۵) و (۵-۱۶) (Castro, 1995)

این منحنی‌ها پراکندگی قابل توجه نتایج را بدون همبستگی مشخصی از C_N با نوع یا طبقه‌بندی خاک، نشان می‌دهند. البته منحنی‌های مربوط به ماسه‌های سست‌تر در بخش پایینی محدوده‌ی C_N واقع شده‌اند و برای فشارهای موثر سربار کم (کوچک‌تر از 200 kPa) به طور قابل قبولی با روابط (۵-۱۵) و (۵-۱۶) تقریب زده می‌شوند. شرکت‌کنندگان در کارگاه NCEER استفاده از رابطه‌ی (۵-۱۵) را برای محاسبه‌ی C_N مورد تایید قرار دادند، ولی پذیرفتند که در محدوده‌ی فشارهای سربار بزرگ‌تر از 200 kPa نتایج با تقریب همراه است. رابطه‌ی (۵-۱۶) تطبیق بهتری را برای فشارهای سربار تا 300 kPa ارایه می‌دهد. در محدوده‌ی فشارهای بالاتر از 300 kPa عدم قطعیت آن‌قدر زیاد است که رابطه‌ی (۵-۱۵) قابل کاربرد نیست. در این فشارهای بالا، که معمولا متناظر با اعماقی پایین‌تر از محدوده‌ی کنترل شده‌ی صحت دستورالعمل ساده شده می‌باشند، C_N باید به وسیله‌ی ابزارهای دیگری تخمین زده شود.

- اصلاح برای نسبت انرژی چکش (ER)

ضریب مهم دیگر در اصلاح نتایج مقاومت نفوذ استاندارد، انرژی منتقل شده از چکش در حال سقوط بر روی نمونه‌گیر SPT است. به طور کلی نسبت انرژی ۶۰٪ به عنوان یک متوسط تقریبی برای شیوه‌ی آزمایش آمریکا و به صورت یک مقدار مرجع برای اصلاح انرژی پذیرفته شده است. نسبت انرژی (ER) منتقل شده به نمونه‌گیر وابسته به نوع چکش و سندان، ساز و کار بالابردن[۱۳] و روش آزادسازی چکش دارد. ضرایب تصحیح تقریبی (C_E=ER/60) به منظور اصلاح نتایج SPT به یک نسبت انرژی ۶۰٪ برای انواع مختلف چکش و سندان در جدول (۵-۳) آورده شده است. همان‌گونه که در این جدول نشان داده شده است، با توجه به وجود

13- Lifting Mechanism

انواع مختلف تجهیزات حفاری و آزمایش و تفاوت در نحوه‌ی انجام آزمایش، محدوده‌ی نسبتا وسیعی از ضریب تصحیح انرژی (C_E) برداشت شده است. حتی وقتی که نحوه‌ی انجام آزمایش مطابق با استانداردهای موجود نظیر ASTM D1586-99 به طور دقیق تحت نظارت قرار می‌گیرد، به دلیل برخی انحرافات جزیی در شیوه‌ی آزمایش، ممکن است تغییراتی در C_E رخ دهد. میزان انرژی اندازه‌گیری شده در یک ساختگاه نشان می‌دهد که در یک گمانه، تغییرات نسبت انرژی در بین ضربات یا بین آزمایش‌ها، معمولا در حد ۱۰٪ است. شرکت‌کنندگان در کارگاه NCEER پیشنهاد کردند که انرژی چکش در هر ساختگاهی که آزمایش SPT در آن صورت می‌گیرد، به طور متناوب اندازه‌گیری شود. برای تخمین مقدار C_E مورد استفاده در محاسبات مقاومت روانگرایی در جایی که امکان اندازه‌گیری وجود ندارد، نظارت و بازرسی دقیق بر تجهیزات و شیوه‌ی انجام آزمایش ضروری است. به طور کلی استفاده از تجهیزات آزمایشی با کیفیت بالا و کنترل دقیق نحوه‌ی انجام آزمایش، منجر به نسبت انرژی و مقدار C_E سازگارتر برابر با حدود بالایی مقادیر پیشنهاد شده در جدول (۵-۳) خواهد شد.

- **ضریب تصحیح برای طول میله**

این ضریب اصلاحی بر روی میله‌های حفاری با طول کم‌تر از ۱۰ متر اعمال می‌شود. برای محاسبه‌ی مقاومت روانگرایی در حالتی که طول میله‌ی حفاری کم‌تر از ۳ متر است، ضریب تصحیح C_R= 0.75، باید به همان شکل که توسط Seed et al. (1985) برای فرمول‌بندی دستورالعمل ساده شده استفاده شد، اعمال شود. اگرچه استفاده از ضرایب اصلاح طول میله که در جدول (۵-۳) آورده شده است، مقادیر دقیق‌تری از $(N_1)_{60}$ را ارایه می‌کند، اما می‌توان در محاسبه‌ی مقاومت روانگرایی برای طول میله‌ی بین ۳ تا ۱۰ متر از آن‌ها صرف‌نظر کرد، چرا که در گردآوری پایگاه داده‌های اولیه‌ی روانگرایی، تصحیح طول میله بر روی داده‌های SPT این محدوده‌ی عمق اعمال نشده است. بنابراین اصلاح طول میله در اعماق ۳ تا ۱۰ متر، به طور ضمنی به دستورالعمل تجربی SPT الحاق شده است.

- **اصلاح برای پیکربندی غیر استاندارد نمونه‌گیر**

ضریب تصحیح پیکربندی نمونه‌گیر در مواردی اعمال می‌شود که نمونه‌گیر SPT غیر استاندارد- اگرچه در عمل خیلی متداول است- مورد استفاده قرار گیرد. در این نوع نمونه‌گیر، یک فضای داخلی برای غشای محافظ نمونه وجود دارد اما این غشا خارج شده است. عدم وجود پوشش داخلی در نمونه‌گیری‌های غیر استاندارد سبب ایجاد یک فضای حلقوی تورفته‌ی داخلی با قطر بزرگ‌تر شده و اصطکاک میان نمونه و بخش داخلی نمونه‌گیر را کاهش می‌دهد که در نهایت منجر به کاهش مقاومت نفوذ کل می‌شود (seed et al. 1984 and 1985). این کاهش در مقاومت نفوذ در حدود ۱۰٪ برای خاک‌های سست (N_1<10) و ۳۰٪ برای خاک‌های خیلی متراکم (N_1>30) می‌باشد، بنابراین C_S برای محدوده‌ی تراکمی خاک‌ها از ۱/۱ تا ۱/۳ تغییر می‌کند.

- **اصلاح برای قطر گمانه**

اصلاح برای قطر گمانه‌ی خارج از مقدار پیشنهادی (65-125 mm) توسط Skempton (1986) پیشنهاد شد و سپس به وسیله Robertson and Wride (1998) توسعه یافت. مقادیر پیشنهادی برای C_B در جدول (۵-۳) آورده شده است.

ب- روش Cetin et al. (2004)

با وجود استفاده‌ی گسترده از روش پیشنهادی NCEER، در عمل این رابطه مدت‌دار است و اطلاعات تاریخچه‌ی موردی محلی رو به افزایش مربوط به زلزله‌های پس از ۱۹۸۴ را در بر نمی‌گیرد. این کمبود داده‌ها به ویژه در محل‌های با سطوح بالای لرزش زمین (CSR > 0.25) که محدوده‌ی طراحی‌های متداول در مناطق با خطر لرزه‌خیزی بالا هستند، مشهود است.

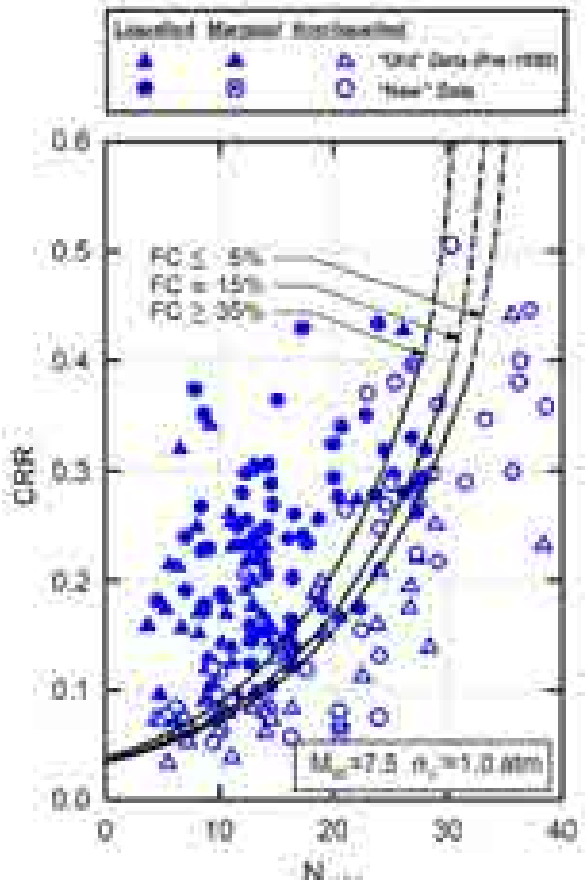
در این قسمت یک همبستگی جدید برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی خاک ارایه می‌شود. این همبستگی که مبنای احتمالاتی دارد، چندین منبع انحراف موجود از روابط مشابه قبلی را رفع کرده و عدم قطعیت و واریانس کلی را به شدت کاهش می‌دهد.

- **منحنی پایه‌ی ماسه‌ی تمیز SPT**

Cetin et al. (2004) به منظور ارزیابی تعیین مقاومت روانگرایی در چارچوبی سازگار با رابطه‌ی ابتدایی Seed et al. (1985) و با قرار دادن مقدار احتمال متناظر با حالت تعینی در رابطه‌ی احتمالاتی به دست آمده، منحنی پایه‌ی ماسه‌ی تمیز را به همراه منحنی‌های مربوط به مقدار ریزدانه‌ی ۱۵ و ۳۵ درصد ارایه دادند (شکل ۵-۱۳). این منحنی‌ها براساس داده‌های تاریخچه‌ی موردی محلی جدید و برای زلزله‌های با $M_w = 7.5$ و تنش موثر قائم یک اتمسفر استخراج شده‌اند.

در پیشنهاد ارایه شده در شکل (۵-۱۳) در محدوده‌ی نسبت تنش برشی خیلی بالا (CSR>0.4) عدم قطعیت وجود دارد. در این نسبت تنش‌های خیلی بالا از یک سو هیچ داده‌ی قطعی محلی وجود ندارد و از سوی دیگر خاک‌های خیلی متراکم ($(N1)_{60}\geq30$) ناحیه‌ی مرزی به شدت اتساعی بوده و قابلیت کرنش پس از روانگرایی خیلی محدودی دارند. بنابراین نوع رفتار در این ناحیه‌ی تغییرمکان‌های بزرگ ناشی از روانگرایی را به دنبال نخواهد داشت. خط‌چین‌های نشان داده شده در قسمت بالای نمودار (۵-۱۳) نشان دهنده‌ی پیشنهادات Cetin et al. (2004) در این ناحیه براساس داده‌های موجود می‌باشد. رابطه‌ی زیر برای تعیین نسبت مقاومت تناوبی ماسه‌ی تمیز ارایه شده است:

$$CRR = \exp\left[\frac{(N_1)_{60,cs} - 29.53\ln(M_w) - 3.70\ln(\sigma'_v/P_a) + 14.05}{13.32}\right] \qquad (۵-۱۷)$$



شکل ۵-۱۳- همبستگی تعیینی پتانسیل روانگرایی بر مبنای SPT و مقدار ریزدانه (برای $M_W = 7.5$ و $\sigma'_V = 1atm$)

- **اثر مقدار ریزدانه**

Cetin et al. (2004) به منظور در نظر گرفتن اثر درصد ریزدانه، رابطه‌ی زیر را برای اصلاح بیش‌تر عدد نفوذی که پیش از آن نسبت به انرژی، روش آزمایش و فشار سربار تصحیح شده است، ارایه نمودند:

$$(N_1)_{60,cs} = (N_1)_{60} \times C_{FINES}$$
$$C_{FINES} = (1 + 0.004 \times FC) + 0.05 \times \left(\frac{FC}{(N_1)_{60}}\right) \rightarrow \quad \text{for} \quad 5\% \le FC \le 35\% \qquad (۱۸-۵)$$

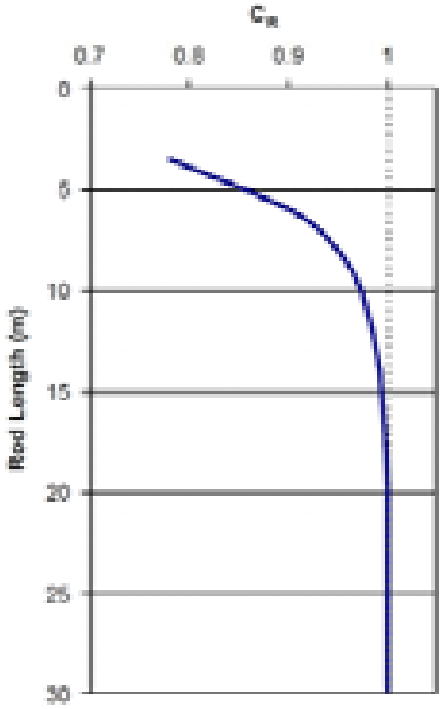
که در این رابطه FC مقدار درصد ریزدانه می‌باشد که به صورت عدد صحیح بیان می‌شود.

ضریب اصلاح ریزدانه برای مقادیر ریزدانه‌ی کم‌تر از ۵٪ تقریبا برابر با ۱ می‌باشد (بدون اثر) و برای درصد ریزدانه‌ی بزرگ‌تر یا مساوی ۳۵٪ به بیشینه‌ی مقدار خود می‌رسد. همان‌طور که در شکل (۵-۱۳) نشان داده شده است، بیش‌ترین مقدار اصلاح ریزدانه، افزایش حدودی ۶/۵ را در عدد نفوذ استاندارد نتیجه می‌دهد (در محدوده‌ی FC≥35% و نسبت تنش‌های بالا). این در حالی است که بیشینه‌ی اصلاح ریزدانه در نمودار پیشنهادی Seed et al. (1985) تقریبا برابر ۱۰ است.

- **دیگر اصلاحات**

در روش پیشنهادی Cetin et al. (2004) اصلاح عدد نفوذ استاندارد نسبت به تنش موثر سربار، مقدار انرژی و قطر گمانه‌ی مشابه با پیشنهادات ارایه شده توسط کارگاه NCEER صورت می‌پذیرد. اما ضریب تصحیح طول میله‌ی حفاری یعنی طول میان چکش و نمونه‌گیر برای میله‌های کوتاه به جای مقادیر نموی گام به گام با یک منحنی غیر خطی نشان داده شده در شکل (۵-۱۴) ارایه شده است. همچنین رابطه‌ی زیر برای به دست آوردن ضریب تصحیح نمونه‌گیرهای غیر استاندارد با تعیین محدوده‌ی ۱/۱ تا ۱/۳ برای آن پیشنهاد شده است:

$$C_S = 1 + \frac{(N_1)_{60}}{100} \qquad (۵-۲۰)$$



شکل ۵-۱۴- مقادیر پیشنهادی برای ضریب تصحیح لوله (C_S)

پ- روش TC4 برای خاک‌های شنی

در طی زلزله‌ی سال ۱۹۹۵ کوبه‌ی ژاپن، پدیده‌ی روانگرایی خاک به صورت گسترده روی نواحی وسیعی از زمین‌های استحصالی کنار ساحل و نهشته‌های طبیعی رخ داد. وقوع این پدیده نه تنها در لایه‌های ماسه‌ای بلکه در داخل لایه‌های شنی با اندازه‌ی متوسط ذرات بزرگ‌تر از ۲ میلی‌متر نیز مشاهده شد. پس از وقوع زلزله‌ی کوبه و تجربیات به دست آمده از آن، دستورالعمل‌های ارزیابی پتانسیل روانگرایی در ژاپن تا حد زیادی مورد بازبینی و تجدید نظر قرار گرفت. از جمله‌ی این تغییرات، گسترده شدن محدوده‌ی ارزیابی پتانسیل روانگرایی خاک‌ها بود، به گونه‌ای که خاک‌های شنی که تا پیش از آن به عنوان خاک‌های غیر روانگرا شناخته می‌شدند، باید نسبت به وقوع روانگرایی مورد ارزیابی قرار گیرند.

روابطی که در بخش قبلی برای ارزیابی نسبت مقاومت تناوبی بر مبنای مقاومت نفوذ ارایه شد، تنها برای خاک‌های غیر شنی معتبر است. اما با استفاده از روش پیشنهادی راهنمای پهنه‌بندی مخاطرات ژئوتکنیک لرزه‌ای (TC4, 1999)، می‌توان نتایج آزمون

نفوذ استاندارد را برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی خاک‌های شنی نیز به کار برد. این روش مشابه با روش ساده شده با تعریف یک عامل تحریک به عنوان مشخصه‌ی بارگذاری لرزه‌ای (L) و یک عامل مقاوم به عنوان نمایه‌ی ظرفیت خاک (R) و مقایسه‌ی آن‌ها با یکدیگر، ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی را ارایه می‌دهد. عامل تحریک این روش مطابق با روابط ارایه شده در بند (۵-۲) به دست می‌آید. اما برای به دست آوردن عامل مقاوم از روابط زیر استفاده می‌شود:

$$R = C_W \times R_L \qquad (۲۰-۵)$$

که در آن:

R_L: مقاومت روانگرایی به دست آمده از آزمون سه‌محوری تناوبی؛ در صورت عدم انجام آزمون سه‌محوری، مقاومت روانگرایی را می‌توان با استفاده از روابط زیر به صورت تقریبی به دست آورد:

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{N_a/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.16\times10^{-6}.(N_a - 14)^{4.5} & (N_a \geq 14) \end{cases}$$

$$N_a = (1 - 0.36 \times \mathrm{Log}_{10}(D_{50}/2)) \times N_1$$

N_a: عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده برای اثر ذرات؛

N_1: عدد نفوذ استاندارد همپایه شده برای تنش موثر سربار 100 kPa؛

D_{50}: اندازه‌ی متوسط ذرات؛

C_W: ضریب تصحیح بر حسب سطح زلزله که به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$C_W \rightarrow \begin{cases} \text{For earthquake motion Level I} \rightarrow C_W = 1.0 \\ \text{For earthquake motion Level II} \rightarrow C_W = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3 \times R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & (R_L > 0.4) \end{cases} \end{cases}$$

تعاریف مربوط به سطوح زلزله در بخش (۵-۴-۲) ارایه خواهد شد.

نکته‌ی بسیار مهم و قابل توجه در کاربرد روش فوق آن است که عامل مقاوم به دست آمده از رابطه‌ی (۵-۲۰) معادل با نسبت مقاومت تناوبی واقعی ساختگاه است و تمام ضرایب اصلاحی بند (۵-۴-۱) را شامل می‌شود. بنابراین ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی بدون نیاز به اعمال ضرایب اصلاحی و تنها با تقسیم عامل مقاوم بر عامل تحریک به دست می‌آید.

CPT -۲-۲-۲-۳-۵

مزیت اصلی آزمایش نفوذ مخروط (CPT) آن است که یک نیمرخ تقریبا پیوسته از مقاومت نفوذ را برای تفسیر لایه‌ها ایجاد می‌نماید. به طور کلی، نتایج CPT نسبت به دیگر آزمون‌های نفوذی ارایه شده در جدول (۵-۲) ثابت‌تر (با نوسان کم‌تر) و تکرارپذیرتر است. همچنین نیمرخ پیوسته‌ی به دست آمده در این روش این امکان را می‌دهد که نسبت به دیگر آزمون‌ها تعریف دقیق‌تری از لایه‌های خاک صورت پذیرد. قابلیت‌های ویژه‌ی دستگاه‌های مختلف CPT نظیر اندازه‌گیری پیوسته‌ی مقاومت نوک مخروط، اصطکاک غلاف و فشار آب منفذی و نیز تعیین متغیرهای دینامیکی خاک امکان استفاده از این دستگاه را در جنبه‌های مختلف پروژه‌های ژئوتکنیکی فراهم ساخته است. قابلیت بالای لایه‌شناسی CPT به ویژه در خصوص لایه‌های نازک مستعد

روانگرایی در عینِ سریع و اقتصادی بودن، این آزمون را به ابزاری مفید برای تولید نیمرخ مقاومت روانگرایی خاک تبدیل کرده است. البته به منظور تایید نوع خاک و کنترل بیش‌تر مقاومت روانگرایی، باید درستی تفسیرهای انجام شده با CPT از طریق حفر تعدادی گمانه با موقعیت مناسب و انجام آزمایش SPT درون آن‌ها بررسی شود.

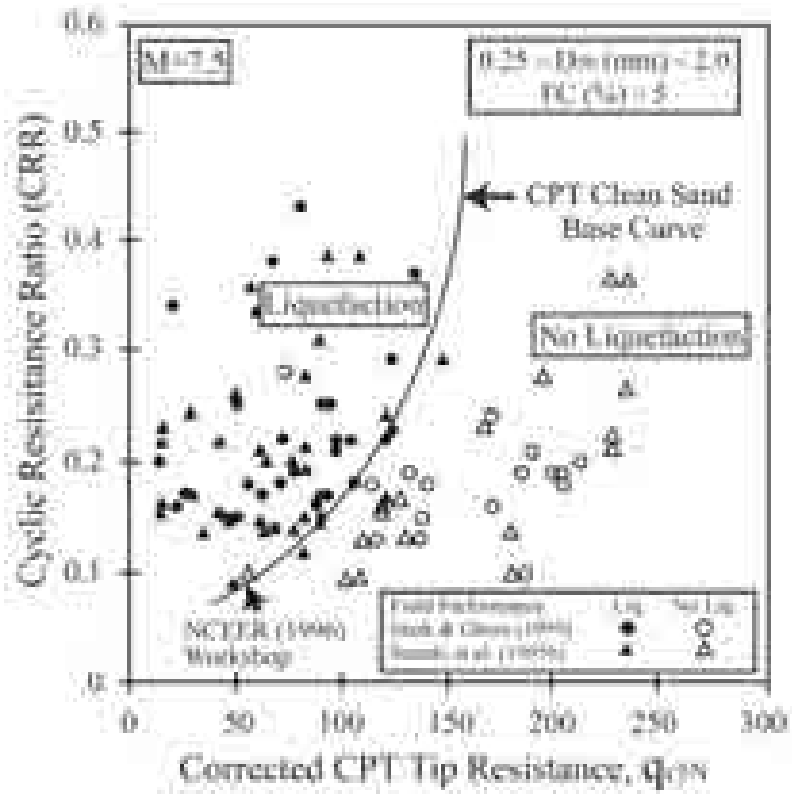
نخستین همبستگی کنش روانگرایی بر مبنای داده‌های CPT توسط Seed et al. (1983) ارایه شد که در آن از تبدیل داده‌های SPT به CPT برای بیان نتایج همبستگی SPT در فضای CPT استفاده شده بود. نگاشت داده‌های SPT به CPT به دلیل تعداد اندک داده‌های کنش روانگرایی براساس CPT انجام شد. این روش در مطالعات بعدی با افزودن داده‌های تجربی از دیگر وقایع روانگرایی، داده‌های آزمایشگاهی و به کارگیری تبدیل‌های اصلاح شده‌ی SPT به CPT (نظیر Robertson and Campenella (1983)، Olsen (1984)، Ishihara (1985)، Jamiolkowski et al. (1985)، Seed and DeAlba (1986)، Franklin (1986) و Olsen and Koester (1995)) مورد استفاده قرار گرفت. اولین مطالعه‌ای که در آن به طور مستقیم از CPT به عنوان آزمون شاخص اصلی در استخراج همبستگی روانگرایی استفاده شد، توسط Shibata and Teparaska (1988) انجام شد. در آن زمان برای ایجاد یک همبستگی مستقل CPT پایگاه داده‌های به قدر کافی بزرگ از تاریخچه‌های موردی محلی وجود داشت؛ اما به منظور دسته‌بندی داده‌ها در گروه‌های مناسب، همچنان مقدار ریزدانه و دانه‌بندی استخراج شده از نمونه‌های SPT مورد استفاده قرار می‌گرفت. از جمله مطالعات بعدی که الگویِ استفاده از مقاومت نفوذ CPT و اندازه‌گیری ریزدانه توسط SPT را دنبال نمودند، می‌توان به Rongxiang and Zhaoji (1995) و Stark and Olsen (1995) اشاره نمود.

اولین همبستگی کاملا مستقل بر مبنای CPT توسط Suzuki et al. (1995) ارایه شد. این مطالعه از هر دو مقدار مقاومت نوک و جدار CPT برای تعیین آستانه‌ی کنش روانگرایی لرزه‌ای استفاده نمود. مطالعات تکمیلی محققان دیگر، نظیر Suzuki et al. (1997) و Robertson and Wride (1998)، پایگاه داده‌های موجود را توسعه داده و روشی که تنها مبتنی بر اندازه‌گیری‌های CPT بود را بیش‌تر گسترش داد. در این شیوه از کاربرد تبدیل‌های SPT به CPT (که در بهترین حالت یک تقریب غیردقیق هستند) اجتناب شده است؛ همچنین به اطلاعات بیش‌تر در خصوص دانه‌بندی یا مقدار ریزدانه از دیگر شکل‌های نمونه‌گیری‌های زیرسطحی نیاز نیست. با توجه به مطالب ذکر شده در خصوص این نوع مطالعات و در ادامه‌ی بررسی معیارهای ارزیابی پتانسیل روانگرایی براساس آزمایش نفوذ مخروط، ابتدا معیار پیشنهادی مرجع (Youd et al., 2001) که همان روش Robertson and Wride (1998) است، ارایه شده و سپس به منظور آشنایی خوانندگان با پیشرفت‌های نهایی در این زمینه، ضابطه‌ی Moss et al. (2006) مورد بررسی قرار می‌گیرد.

الف- روش Youd et al. (2001)

شکل (۵-۱۵) منحنی ارایه شده توسط Robertson and Wride (1998) را برای تعیین مستقیم نسبت مقاومت تناوبی ماسه تمیز ($FC \leq 5\%$) از روی داده‌های CPT نشان می‌دهد. این شکل بر اساس داده‌های تاریخچه‌ی موردی CPT که طی تحقیقات متعدد از جمله Suzuki et al. (1995) و Stark and Olsen (1995) گردآوری شده بود، ایجاد شد. نمودار ارایه شده در شکل (۵-۱۵) که تنها برای زلزله‌هایی با بزرگای ۷٫۵ معتبر است، نسبت مقاومت تناوبی محاسبه شده را به صورت تابعی از مقاومت CPT بدون بعد اصلاح شده و همپایه شده‌ی (q_{c1N}) به دست آمده از ساختگاه‌هایی که به دنبال زلزله‌های گذشته بروز یا عدم بروز اثرات سطحی

روانگرایی در آن‌ها مشاهده شده بود، نمایش می‌دهد. منحنی نسبت مقاومت تناوبی به صورت محافظه‌کارانه‌ای ناحیه‌ی مشتمل بر داده‌های روانگرایی را از ناحیه‌ی حاوی داده‌های غیرروانگرا جدا می‌نماید.



شکل ۵-۱۵- منحنی پیشنهادی برای محاسبه‌ی CRR براساس داده‌های CPT به همراه داده‌های تجربی روانگرایی از تاریخچه‌های موردی گردآوری شده (Robertson and Wride, 1998)

براساس تعداد اندکی تاریخچه موردی حاصل از زلزله‌ی سال ۱۹۸۹ Loma Prieta که به درستی دسته‌بندی نشده و نمودار مذکور، آن‌ها را به خوبی جداسازی نمی‌نماید، I.M. Idriss در کارگاه NCEER پیشنهاد داد که منحنی ماسه‌ی تمیز در شکل (۵-۱۵) باید در حدود ۱۰ الی ۱۵ درصد به سمت راست جا به جا شود. اما بیش‌تر شرکت‌کنندگان در کارگاه فوق به چند دلیل از موقعیت فعلی منحنی پشتیبانی نموده و در نهایت تغییر پیشنهادی را نپذیرفتند. از جمله دلایل ارایه شده این بود که تحقیقات متعدد نشان داده است که منحنی ماسه‌ی تمیز CPT به طور کلی محافظه‌کارانه است و جابجایی منحنی به سمت راست دست بالا بودن آن نسبت به دیگر آزمون‌های نفوذی را تشدید می‌کند.

منحنی پایه‌ی ماسه‌ی تمیز شکل (۵-۱۵) را می‌توان به وسیله‌ی رابطه‌ی زیر تقریب زد:

$$\mathrm{CRR}_{7.5} = \begin{cases} 0.833\left[\dfrac{(q_{c1N})_{cs}}{1000}\right] + 0.05 \;\rightarrow\; \text{If } (q_{c1N})_{cs} < 50 \\ 93\left[\dfrac{(q_{c1N})_{cs}}{1000}\right]^3 + 0.08 \;\rightarrow\; \text{If } 50 \le (q_{c1N})_{cs} < 160 \end{cases} \qquad (۲۱-۵)$$

که در آن:

$(q_{c1N})_{cs}$: مقاومت نفوذ مخروط ماسه‌ی تمیز که نسبت به فشار 100 kPa (1 atm) همپایه شده است؛

$CRR_{7.5}$: نسبت مقاومت تناوبی برای بزرگای گشتاوری ۷/۵.

- **همپایه‌سازی مقاومت نفوذ مخروط برای تنش سربار**

در صورتی که اثرات تنش سربار به طور مناسب در نظر گرفته نشود، اندازه‌گیری‌های خام آزمایش نفوذ مخروط می‌تواند گمراه‌کننده باشد. تنش‌های سربار کم مربوط به اعماق سطحی خاک مقاومت نوک و جدار کاهش یافته را به دنبال خواهد داشت؛ در حالی که تنش‌های سربار زیاد که در اعماق بیش‌تر خاک یافت می‌شوند، منجر به افزایش لگاریتمی اندازه‌ی مقاومت نوک و جدار خواهند شد.

تنش سربار تمایل به اعمال اثرات متفاوت بر روی خاک‌های مختلف دارد. پاسخ خاک‌های چسبنده به تنش سربار بیش‌تر به صورت تابعی از نسبت پیش تحکیمی (OCR) و مقاومت زهکشی نشده (S_u) می‌باشد. در صورتی که پاسخ خاک‌های غیرچسبنده به تنش سربار تابعی از تراکم نسبی (D_r)، ضریب فشار جانبی خاک (K_0) و تا حد کم‌تری قابلیت فشردگی، گوشه‌داری و مقاومت شکست دانه‌ها می‌باشد.

اثرات تنش سربار بر مقادیر CPT غیرخطی بوده و یک کاهش منحنی-خطی شکل را با افزایش خطی تنش نشان می‌دهد. برای در نظر گرفتن اثرات تنش سربار، مقادیر مقاومت نوک و جدار نسبت به یک مقدار تنش مرجع همپایه می‌شوند. مقدار مناسب تنش مرجع که به طور معمول در عمل استفاده می‌شود، برابر با 1 atm (1.058 tsf, 14.696 Psi, 1.033 kg/cm², 101.325 kPa) است. همچنین می‌توان گفت 1 atm یک مقدار مرجع منطقی و قابل قبول است چرا که نشان دهنده‌ی عمق میانگین در بیش‌تر مسایل مهندسی ژئوتکنیک می‌باشد.

همپایه‌سازی تنش در کلیه‌ی روش‌های تخمین نسبت مقاومت تناوبی روانگرایی بر مبنای CPT مورد نیاز می‌باشد. همان‌طور که در بالا نیز ذکر شد همپایه‌سازی تنش در تنش‌های همه‌جانبه‌ی کم (اعماق کم‌تر از ۲ متر) و تنش‌های همه‌جانبه‌ی زیاد (اعماق بیش‌تر از ۲۵ متر) بسیار حایز اهمیت است. روش‌های زیادی به منظور همپایه‌سازی تنش در سنجش‌های SPT و CPT و مقاومت روانگرایی ارایه شده است. بیش‌تر روش‌های موجود برای تخمین مقاومت روانگرایی، شرایط تنش موثر قائمِ ۱ اتمسفر را برای همپایه‌سازی به کار می‌برند. به این ترتیب روند تعیین مقاومت روانگرایی تا حد زیادی ساده شده است چرا که مقاومت روانگرایی تنها برای یک سطح تنش قائم تخمین زده شده و برای دیگر سطوح تنش با استفاده‌ی معکوس از روش همپایه‌کردن تنش، محاسبه می‌شود. استفاده از بهترین روش موجود برای همپایه‌سازی تنش، باعث افزایش دقت در محاسبه می‌شود.

روش‌های همپایه‌سازی تنش را می‌توان به چهار گروه زیر، به ترتیب از ساده‌ترین روش (با دقت پایین) تا پیچیده‌ترین آن‌ها (با دقت بیش‌تر) تقسیم کرد:

۱- روابط خطی ((Douglas and Olsen (1981)، Robertson (1982) و Robertson and Campanella (1983))؛

۲- روش توان ثابت (۰/۵ یا ۰/۷) ((Olsen (1994))؛

۳- روش توان متغیرِ تنش (بین ۰/۱ تا ۱) ((Olsen (1984, 1988 a,b))؛

۴- روش تمرکز تنش (توان متغیرِ تنش براساس نوع خاک و مقاومت نسبی) ((Olsen (1994) و Olsen and Mitchell (1995)). اگرچه توصیه‌های مختلفی برای انتخاب روش همپایه‌سازی براساس محدوده‌ی تنش سربار، اهمیت سازه و غیره موجود

است، اما استفاده از روش توان متغیر وابسته به نوع خاک به منظور ارزیابی پتانسیل روانگرایی بر مبنای CPT دارای اهمیت بیش‌تری بوده و در مراجع مختلف توصیه شده است (Youd and Idriss, 1997; Youd et al. 2001; Moss et al. 2006). در این بخش روشِ پیشنهادی Youd et al. (2001) به منظور همپایه‌سازی مقاومت نفوذ مخروط و استفاده از آن در تعیین نسبت مقاومت تناوبی بر مبنای CPT ارایه می‌شود. همچنین در بخش بعدی روش Moss et al. (2006) که از جمله پیشرفته‌ترین روش‌های همپایه‌سازی با توان متغیر می‌باشد به عنوان بخشی از روند پیشنهادی این محققان در تعیین نسبت مقاومت تناوبی معرفی می‌شود.

دستورالعمل تعیین مقاومت تناوبی بر مبنای CPT نیاز به مقاومت نوک همپایه شده دارد. برای این منظور مقاومت نفوذ مخروط با استفاده از معادله‌ی (۵-۲۲) ابتدا نسبت به تنش سربار همپایه می‌شود (q_{c1}) و سپس نسبت به تنش مرجع بی‌بعد می‌شود (q_{c1N}):

$$q_{c1N} = C_q\left(\frac{q_c}{P_a}\right) = \frac{q_{c1}}{P_a}\ ,$$

$$C_q = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v_o}}\right)^c \le 1.7 \qquad (۵-۲۲)$$

که در آن:

C_q: ضریب همپایه‌سازی برای مقاومت نفوذ مخروط؛

P_a: فشار مرجع برابر ۱ اتمسفر و هم واحد با تنش موثر؛

c: توانی متغیر بر حسب نوع خاک؛

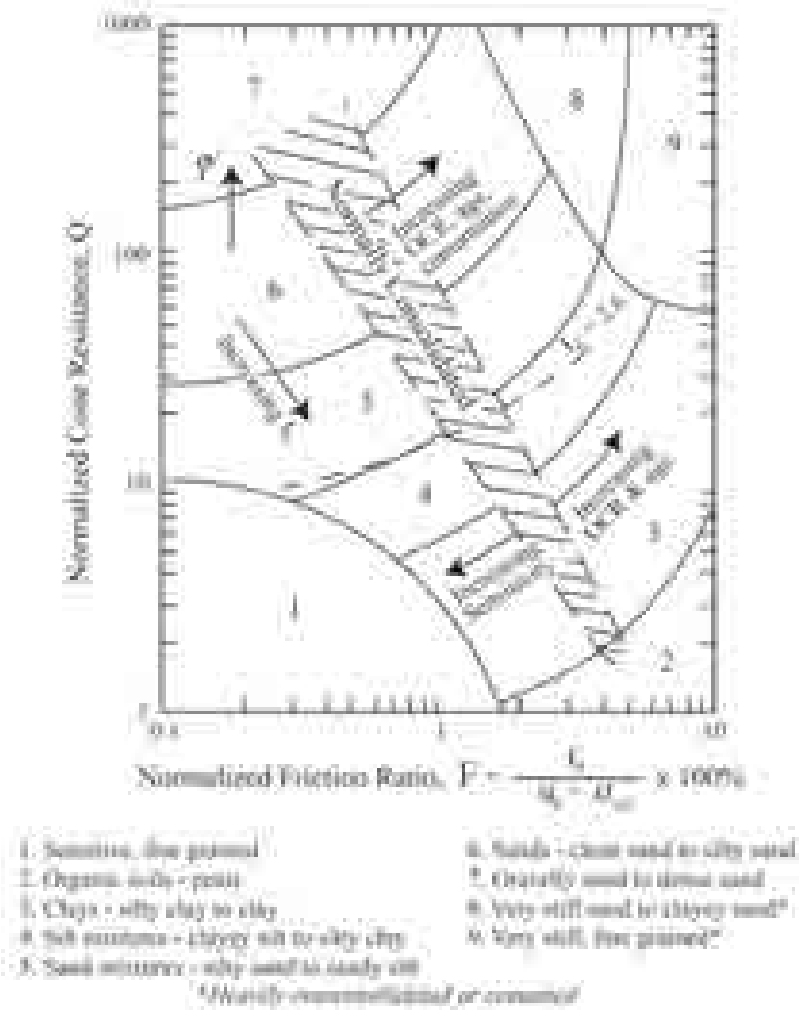
q_c: مقاومت نفوذ نوک مخروط اندازه‌گیری شده در محل.

در عمق‌های سطحی مقدار C_q به علت فشار کم سربار افزایش می‌یابد، اما بیشینه‌ی این مقدار به توصیه‌ی Youd et al. (2001) به ۱٫۷ محدود شده است. مقدار توان c بسته به مشخصه‌های ذرات خاک از ۰٫۵ تا ۱ تغییر می‌کند. در سال‌های اخیر به منظور تعیین مقدار واقعی این توان نمودارهایی برای تخمین دست بالای نوع خاک از روی مقادیر CPT، ارایه شده است (Robertson, 1990; Olsen and Koester, 1995; Olsen and Malone, 1988; Robertson and Companella, 1988)؛ در این راستا از نسبت اصطکاک CPT (R_f) که به صورت مقاومت جدار (f_s) بخش بر مقاومت نوک مخروط (q_c) تعریف شده و در حالت کلی با افزایش مقدار ریزدانه و خاصیت خمیری خاک افزایش می‌یابد، استفاده می‌شود. Robertson and Wride (1998) برای تخمین نوع خاک و مقدار ریزدانه، نمودار نشان داده شده در شکل (۵-۱۷) را ارایه دادند. مرزهای موجود بین مناطق ۲ تا ۷ را که برای در نظر گرفتن اثرات مشخصه‌های خاک بر روی q_{c1N} و CRR مورد استفاده قرار می‌گیرند، می‌توان با مجموعه‌ای از دوایر هم‌مرکز تقریب زد (Jefferies and Davies, 1993).

شعاع این دایره‌ها که تحت عنوان شاخص نوع رفتار خاک (I_c) شناخته می‌شود، از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌گردد:

$$I_c = \left[(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2\right]^{0.5}$$

$$Q = \left[\frac{q_c - \sigma_{v_0}}{P_a}\right]\left[\frac{P_a}{\sigma'_{v_0}}\right]^c\ ,\quad F = \left[\frac{f_s}{q_c - \sigma_{v_0}}\right]\times 100\% \qquad (۵-۲۳)$$



شکل ۵-۱۶- نمودار نوع رفتار خاک، براساس داده‌های CPT (Robertson, 1990)

نمودار رفتار خاک نشان داده شده در شکل (۵-۱۶) با استفاده از توان $c=1$ که برای انواع خاک‌های رسی مناسب است، ایجاد شد. این موضوع در حالی است که توان ۰/۵ برای ماسه‌های تمیز و مقداری بین ۰/۵ و ۱ برای لای‌ها و لای‌های ماسه‌دار مناسب‌تر است. Robertson و Wride دستورالعمل زیر را برای محاسبه‌ی شاخص نوع رفتار خاک (I_c) پیشنهاد نمودند. گام نخست، جداسازی انواع خاک‌های رسی از ماسه‌ها و لای‌ها می‌باشد. این جداسازی با فرض توان ۱ (مشخصه‌ی رس‌ها) و محاسبه‌ی مقاومت نوک بی‌بعد CPT (Q) از رابطه‌ی زیر انجام می‌شود:

$$Q=\left[\frac{q_c-\sigma_{v0}}{P_a}\right]\left[\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}\right]^{1.0}=\left[\frac{q_c-\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right] \qquad (۲۴-۵)$$

اگر I_c محاسبه‌شده با توان ۱ از ۲/۶ بزرگ‌تر بود، خاک به عنوان رسی طبقه‌بندی می‌شود و به سبب خاصیت رسی زیاد مستعد روانگرایی نمی‌باشد و تحلیل در همین مرحله پایین می‌پذیرد. البته همان‌طور که پیش از این نیز ذکر شد، باید نمونه‌هایی از خاک گرفته شده و برای تایید نوع خاک و مقاومت روانگرایی مورد آزمایش قرار گیرند. ضوابطی از قبیل ضوابط چینی‌ها می‌تواند برای تایید عدم روانگرایی خاک‌ها مورد استفاده قرار گیرد.

برای بررسی بیش‌تر این رابطه و همچنین روابط مشابه از این نوع به فصل ۳ مراجعه شود.

اگر مقدار I_c کوچک‌تر از ۲٫۶ باشد، خاک به احتمال زیاد دانه‌ای بوده و بنابراین لازم است تا C_q و Q مجددا با قرار دادن توان ۰٫۵ در رابطه‌ی (۵-۲۳) محاسبه شوند. اگر I_c محاسبه شده در این مرحله کوچک‌تر از ۲٫۶ باشد، خاک به عنوان غیرخمیری و دانه‌ای طبقه‌بندی می‌شود. این مقدار I_c همان‌طور که در بخش بعدی توضیح داده خواهد شد، برای تخمین مقاومت روانگرایی، مورد استفاده قرار می‌گیرد. اما اگر مقدار I_c دوباره محاسبه شده از ۲٫۶ بیش‌تر شود، ممکن است خاک مورد نظر بسیار لای‌دار و احتمالا خمیری باشد. در این حالت، q_{c1N} دوباره از معادله‌ی (۵-۲۲) و با استفاده از مقدار متوسط توان $n = 0.7$ محاسبه می‌گردد. سپس I_c از معادله‌ی (۵-۲۲) با استفاده از مقدار q_{c1N} محاسبه شده در قسمت قبلی به دست می‌آید. این مقدار میانی I_c برای محاسبه‌ی مقاومت روانگرایی مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این حالت، باید از خاک نمونه‌گیری شده و برای تایید نوع خاک و بررسی قابلیت روانگرایی با دیگر ضوابط از جمله معیار چینی‌ها آزمایش شود.

از آنجا که رابطه‌ی میان I_c و نوع خاک تقریبی می‌باشد، شرکت‌کنندگان در کارگروه NCEER بر این موضوع توافق کردند که، تمام خاک‌های با $I_c = 2.4$ و بیش‌تر باید نمونه‌گیری و برای تایید نوع خاک و بررسی قابلیت روانگرایی با ضوابط دیگر آزمایش شوند. همچنین، لایه‌های خاکی که با $I_c > 2.6$ مشخص شده‌اند، ولی دارای نسبت اصطکاک همپایه‌شده (F) کوچک‌تر از ۱ درصد می‌باشند، ناحیه‌ی ۱ در شکل (۵-۱۶)، ممکن است بسیار حساس باشند و باید نمونه‌گیری شده و مورد آزمایش قرار گیرند. این نوع خاک‌های حساس حتی اگر مطابق معیار چینی‌ها و به لحاظ فنی، مستعد روانگرایی نباشند، ممکن است متحمل نرم‌شوندگی و از دست دادن مقاومت در طی تکان‌های زلزله شوند.

- **محاسبه‌ی مقاومت نفوذ مخروط همپایه‌شده‌ی معادل ماسه‌ی تمیز $(q_{c1N})_{cs}$**

مقاومت نفوذ مخروط همپایه‌شده (q_{c1N}) برای ماسه‌های لای‌دار با استفاده از رابطه‌ی زیر به مقدار معادل ماسه‌ی تمیز $(q_{c1N})_{cs}$ اصلاح می‌شود:

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c q_{c1N}$$

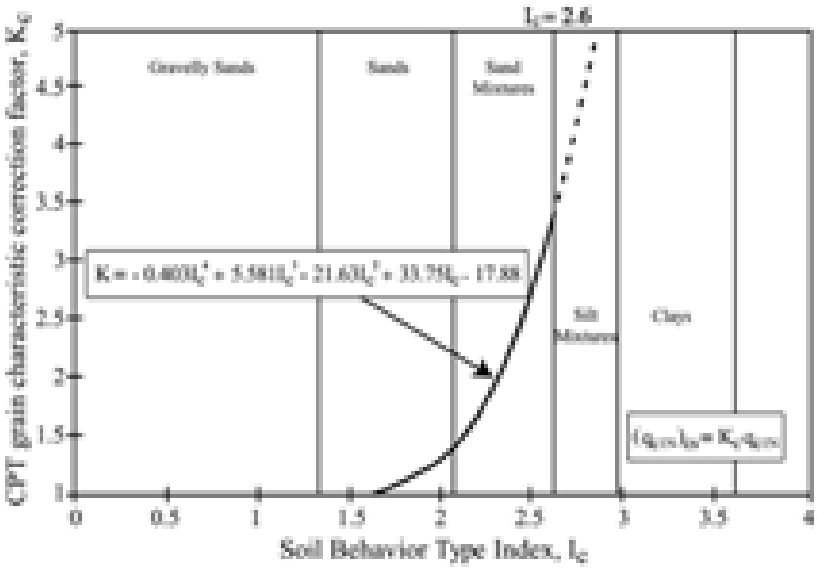
$$K_c = \begin{cases} 1.0 & \rightarrow \text{ for } I_c \le 1.64 \\ -0.403 I_c^4 + 5.581 I_c^3 - 21.63 I_c^2 + 33.75 I_c - 17.88 & \rightarrow \text{ for } I_c > 1.64 \end{cases} \qquad (۵-۲۵)$$

که در آن:

K_c: ضریب اصلاح مشخصات ذرات بر اساس پیشنهاد Robertson and Wride (1998).

منحنی K_c تعریف شده در رابطه‌ی (۵-۲۵) که در شکل (۵-۱۷) رسم شده است برای $I_c > 2.6$، به صورت خط‌چین نشان داده شده و بیان‌گر این نکته است که خاک‌های واقع در این محدوده به احتمال زیاد رسی‌تر یا خمیری‌تر از آن هستند که روانگرا شوند.

با در اختیار داشتن مقادیر مناسب I_c و K_c، می‌توان روابط (۵-۲۱) و (۵-۲۵) را برای محاسبه‌ی $CRR_{7.5}$ مورد استفاده قرار داد. برای اصلاح CRR به بزرگاهای دیگری غیر از ۷٫۵، $CRR_{7.5}$ محاسبه شده در یک ضریب مقیاس بزرگای مناسب ضرب می‌شود. ضرایب مقیاس بزرگای مشابهی برای داده‌های CPT و SPT مورد استفاده قرار می‌گیرند. بحث در خصوص این ضرایب اصلاحی به بخش معرفی ضریب اطمینان موکول می‌شود.



شکل ۵-۱۷- ضریب اصلاح مشخصات ذرات (K_c) برای تعیین مقاومت معادل ماسه‌ی تمیز Robertson and Wride (1998)

- **اصلاح مقاومت نفوذ مخروط برای لایه‌های نازک خاک**

مطالعات تئوری و آزمایشگاهی حاکی از آن هستند که مقاومت نوک مخروط تحت تاثیر لایه‌های خاک نرم‌تر واقع در بالا و پایین نوک مخروط قرار دارد. در نتیجه، مقاومت نوک اندازه‌گیری شده‌ی CPT در لایه‌های نازک خاک‌های دانه‌ای قرار گرفته میان لایه‌های نرم‌تر، نسبت به لایه‌های ضخیم‌تر همان خاک دانه‌ای کم‌تر است. مقدار کاهش مقاومت نفوذ در لایه‌های نازک تابعی از ضخامت لایه‌ی نازک و سختی لایه‌های سخت‌تر می‌باشد.

با استفاده از یک راه‌حل ارتجاعی ساده‌شده، Vreugdenhil et al. (1994) دستورالعملی را برای تخمین مقاومت نفوذ مخروط معادل یک لایه‌ی ضخیم متشکل از لایه‌های نازک سخت قرار گرفته در میان لایه‌های نرم‌تر ارایه نمودند. این اصلاح تنها به لایه‌های سخت نازک مدفون در لایه‌های نرم ضخیم اعمال می‌شود. از آنجا که این اصلاحات با وجود برخورداری از یک روند منطقی بیش از حد بزرگ به نظر می‌رسند، Robertson and Fear (1995) اصلاحات محافظه‌کارانه‌ای مربوط به منحنی $q_{cA}/q_{cB} = 2$ که در شکل (۵-۱۸) نشان داده شده است را پیشنهاد دادند.

تحلیل‌های بیش‌تر داده‌های محلی توسط Castro و Robertson برای کارگاه آموزشی NCEER نشان داد که اصلاحات بر مبنای منحنی $q_{cA}/q_{cB} = 2$ ممکن است همچنان بیش از اندازه بزرگ بوده و به قدر کافی محافظه‌کارانه نباشد. با موافقت شرکت‌کنندگان کارگاه پیشنهاد شد که حد پایینی محدوده‌ی داده‌های محلی نشان داده شده در شکل (۵-۱۸) مقادیر محافظه‌کارانه‌تری از K_H را ارایه می‌دهد و تا زمانی که مطالعات محلی و تحلیل‌های بیش‌تر مقادیر بالاتری را پیشنهاد نکنند، باید مورد استفاده قرار گیرد. معادله‌ی حد پایینی محدوده‌ی داده‌های محلی به صورت زیر است:

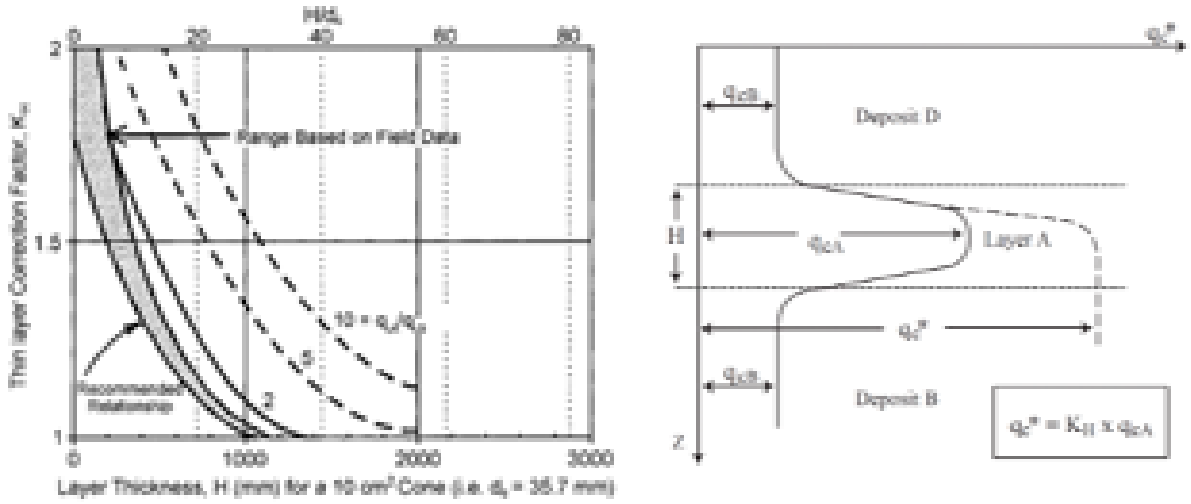
$$K_H = 0.25\left[\frac{H}{17d_c} - 1.77\right]^2 + 1.0 \qquad (۵-۲۶)$$

که در آن:

H: ضخامت لایه‌ی محبوس‌شده‌ی میانی (mm)؛

q_{cA} و q_{cB}: به ترتیب مقاومت‌های مخروط لایه‌های سخت و نرم؛

d_c: قطر مخروط (mm).



شکل ۵-۱۸- ضریب اصلاح لایه‌ی نازک (K_H) برای تعیین مقاومت نفوذ لایه‌ی ضخیم معادل

روند کلی تعیین نسبت مقاومت تناوبی براساس داده‌های CPT و مطابق با پیشنهاد Youd et al. (2001) به طور خلاصه و گام به گام در شکل (۵-۱۹) نشان داده شده است.

ب- روش Moss et al. (2006)

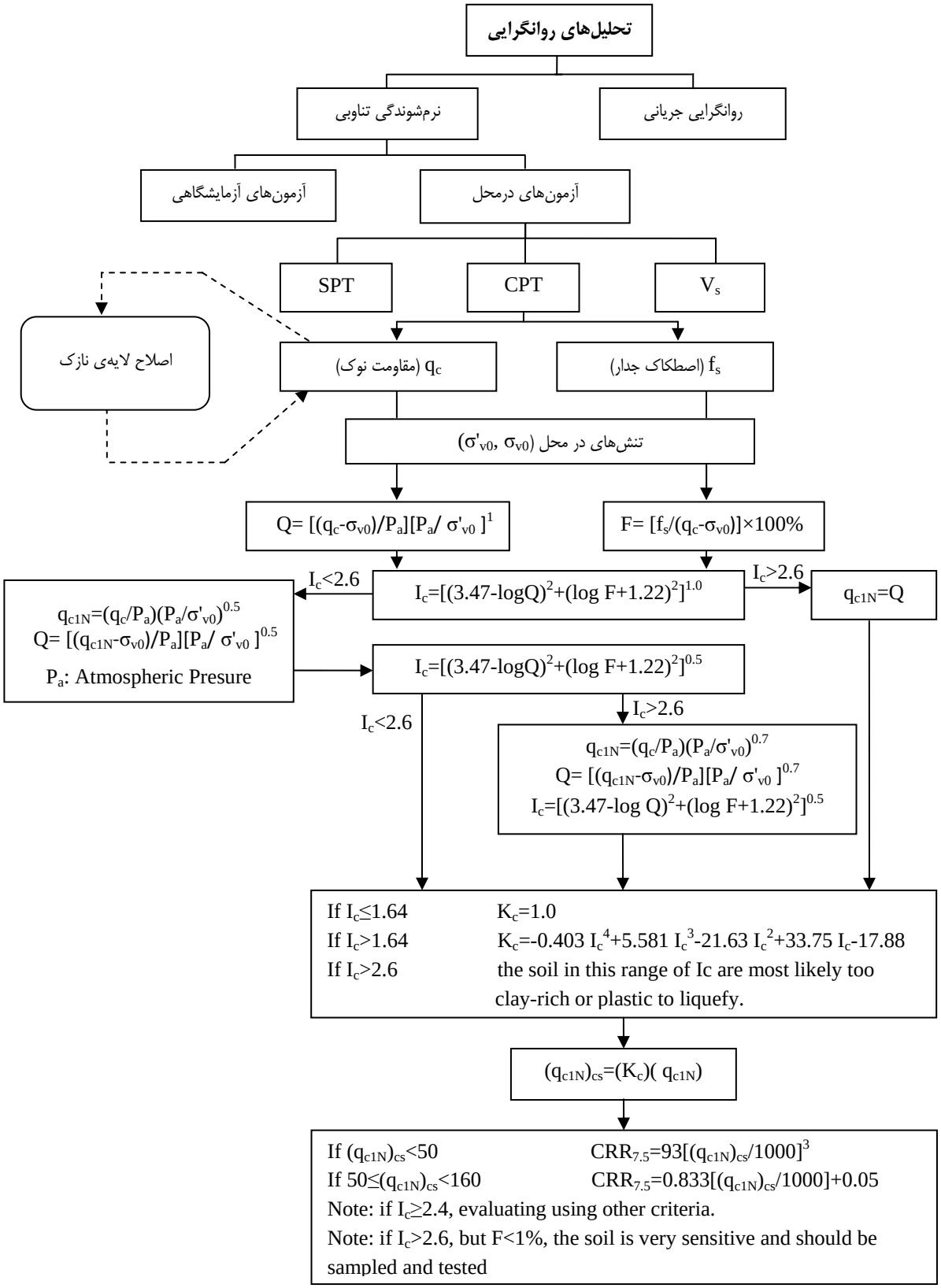
روشی که برای ارزیابی نسبت مقاومت تناوبی در قسمت قبل مطرح شد، براساس پیشنهاد Robertson and Wride (1998) استوار بود. پس از آن تلاش‌های فراوانی به منظور بهبود روش‌های پیشین صورت گرفت (Juang et al., 2000, 2003, 2006; Idriss and Boulanger, 2004; Moss et al., 2006). یکی از مطالعات ارزشمند و معتبر در سال‌های اخیر تحقیقات Moss et al. (2006) بوده است که در این بخش به گوشه‌هایی از آن به طور خلاصه پرداخته می‌شود. اجزای اصلی در ایجاد این همبستگی جدید عبارتند از:

۱- جمع‌آوری پایگاه داده‌هایی بسیار گسترده از تاریخچه‌های موردی عملکرد محلی؛

۲- استفاده از دانش و تجربیات اصلاح‌شده در مورد عوامل موثر بر تفسیر نتایج CPT؛

۳- وارد کردن یافته‌های جدید بهبود یافته در خصوص عوامل موثر بر حرکات ویژه‌ی ساختگاه (شامل اثرات جهت‌داری[۱۴]، پاسخ ساختگاه و ...)؛

14- Directivity



شکل ۵-۱۹- روندنمای تعیین نسبت مقاومت تناوبی بر اساس CPT با پیشنهاد Youd et al. (2001)

۴- استفاده از روش‌های اصلاح‌شده برای ارزیابی نسبت تنش تناوبی برجا (CSR)؛

۵- مرتب کردن تاریخچه‌های موردی داده‌های بر مبنای کیفیت/ عدم قطعیت؛

۶- استفاده از ابزارهای احتمالاتی مراتب بالاتر.

این‌گونه روابط نه تنها کاهش قابل‌توجهی در سطوح عدم قطعیت به وجود می‌آورند، بلکه به حل تعدادی از موضوعات مرتبط که هنوز مورد بحث هستند، نظیر اصلاح مقدار ریزدانه و تصحیح مربوط به تنش موثر سربار نیز کمک می‌نمایند.

- **همپایه‌سازی مقاومت نوک و جدار CPT نسبت به تنش موثر سربار**

همان‌طور که پیش از این نیز ذکر شد، تنش موثر سربار می‌تواند تاثیرات عمده‌ای بر مقادیر CPT داشته باشد. این اثر معمولا با همپایه‌سازی مقاومت نوک اندازه‌گیری شده در عمق مورد نظر و تنش موثر قائم نسبت به تنش موثر مرجع (1 atm) در نظر گرفته می‌شود. بحث کامل در خصوص همپایه‌سازی مقادیر CPT برای تنش موثر سربار در Moss et al. (2006) ارایه شده است. در این مطالعه مدل‌های Cavity Expansion (Ladanyi and Johnston, 1974; Yu, 2000; Cao et al., 2001; Salgado and Randolf, 2001; Boulanger, 2003) به همراه داده‌های آزمون‌های آزمایشگاهی و محلی (Olsen and Mitchell, 1995) برای تخمین تراز مناسبی از همپایه‌سازی به عنوان تابعی از مقاومت نوک و نسبت اصطکاک اندازه‌گیری شده مورد استفاده قرار گرفته است. رابطه‌ی همپایه‌سازی در روش پیشنهادی Moss et al. (2006) مشابه رابطه‌ی (۵-۲۲) می‌باشد با این تفاوت که مقدار توان همپایه‌سازی (c) تابعی از مقاومت نفوذ و اصطکاک جداره می‌باشد و مقدار مقاومت نفوذ (q_c) تنها در مقابل تنش سربار اصلاح شده و دارای بعد می‌باشد.

$$q_{c1} = C_q . q_c$$
$$C_q = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}\right)^c \leq 1.7 \qquad (۵-۲۷)$$

که در آن:

q_{c1}: مقاومت نوک همپایه‌شده (MPa)؛

C_q: ضریب همپایه‌سازی نوک؛

q_c: مقاومت نوک خام (MPa)؛

P_a: تنش مرجع (1 atm)؛

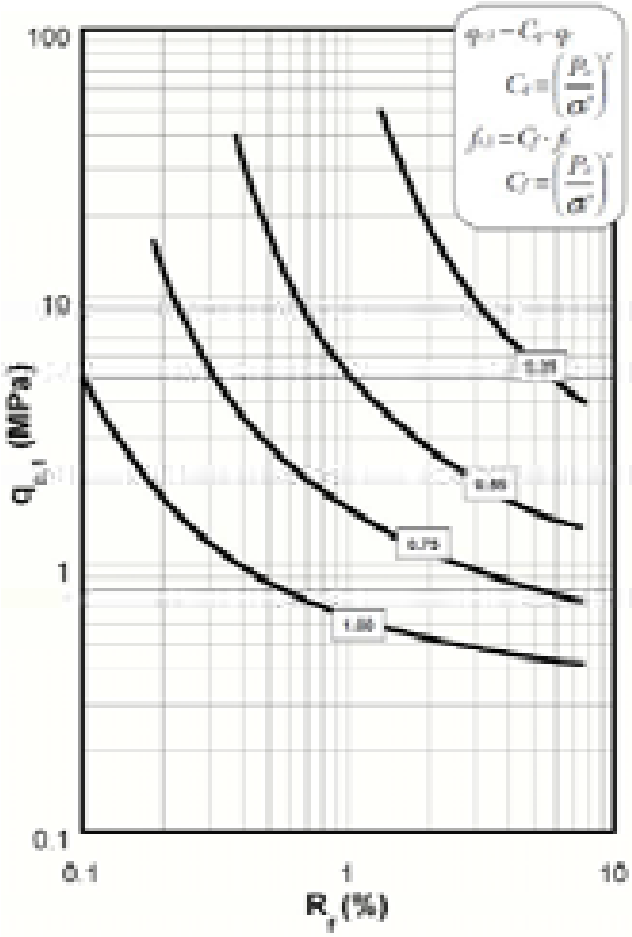
σ'_{v0} : تنش موثر سربار (در همان واحد P_a)؛

c: توان همپایه‌سازی وابسته به نوع خاک.

لازم به ذکر است که در معادله‌ی فوق مقدار C_q نباید از ۱/۷ بیش‌تر شود. در این روش مقدار c با استفاده از شکل (۵-۲۰) حاصل می‌شود که در آن منحنی‌های توان همپایه‌سازی، به صورت تابعی از مقاومت نوک و نسبت اصطکاک نمایش داده شده است.

در بیش‌تر مطالعات قبلی نظیر Liao and Whitman (1986) توان همپایه‌سازی معمولا برابر ۰/۵ انتخاب شده است. این مقدارِ ۰/۵، متوسط توان همپایه‌سازی مربوط به پاسخ انواع مختلف خاک به سربار می‌باشد و از این‌رو تغییرپذیری ذاتی خاک را در نظر

نمی‌گیرد. در حالی که در نظر گرفتن این تغییرپذیری با روش همپایه‌سازی اشاره شده منجر به تطابق آماری بسیار بهتر منحنی‌های کنش روانگرایی می‌شود.



شکل ۵-۲۰- منحنی‌های توان همپایه‌سازی CPT پیشنهادی Moss et al. (2006)

برای مقاصد محاسباتی، می‌توان مقادیر منحنی‌های توان همپایه‌سازی ارایه شده در شکل (۵-۲۰) را با حل تکراری معادله‌ی زیر محاسبه نمود:

$$c = f_1\left(\frac{R_f}{f_3}\right)^{f_2}$$

$$f_1 = x_1.q_c^{x_2} \quad \rightarrow \quad x_1 = 0.78, \quad x_2 = -0.33 \qquad (۲۸-۵)$$

$$f_2 = -\left(y_1.q_c^{y_2} + y_3\right) \quad \rightarrow \quad y_1 = -0.32,\ y_2 = -0.35,\ y_3 = 0.49$$

$$f_3 = \mathrm{abs}\left[\log\left(10 + q_c\right)\right]^{z_1} \quad \rightarrow \quad z_1 = 1.21$$

به منظور همپایه‌سازی مقاومت نوک به شکل صحیح، نیاز به یک روند تکراری است. این دستورالعمل شامل مراحل زیر می‌شود:

۱- یک تخمین اولیه از توان هم‌پایه‌سازی با استفاده از مقادیر خام مقاومت نوک، نسبت اصطکاک و شکل (۵-۲۰) یا معادله‌ی (۵-۲۸) تعیین می‌شود؛

۲- سپس مقاومت نوک با استفاده از رابطه‌ی (۵-۲۷) همپایه می‌شود (زمانی که مقاومت نوک و جدار به طور معادل همپایه می‌گردند، نسبت اصطکاک تغییر نمی‌کند)؛

۳- با استفاده از مقاومت نوک اصلاح شده و شکل (۵-۲۰) یا معادله‌ی (۵-۲۸) تخمین اصلاح شده‌ای از توان هم‌پایه‌سازی به دست می‌آید که با تخمین اولیه مقایسه می‌شود؛

۴- روند فوق تا زمان دستیابی به دامنه‌ی همگرایی قابل قبول تکرار می‌شود.

در بیش‌تر خاک‌ها روند فوق معمولا تنها به دو تکرار برای رسیدن به همگرایی نیاز دارد (برای انجام محاسبات تکراری در برنامه‌ی EXCEL، گزینه‌ی Solver Add-In در نوار ابزار Analysis می‌تواند بسیار مفید باشد). پیشنهاد می‌شود که مقاومت نوک و جدار به طور برابر یا به عبارتی با توان‌های مساوی (s=c) همپایه شوند.

- **اصلاح مقاومت نفوذ مخروط برای اثرات اصطکاکی ریزدانه و ارایه‌ی CRR**

یکی دیگر از تصحیحات لازم بر روی مقاومت نفوذ مخروط، لحاظ نمودن اثرات اصطکاکی مقدار ریزدانه و مشخصات آن است. به منظور در نظر گرفتن توقف نظام‌مند قابلیت روانگرایی با افزایش نسبت اصطکاک، Moss و همکارانش مقادیر q_{c1} را به صورت زیر اصلاح نمودند:

$$\begin{aligned} &q_{c1,mod} = q_{c1} + \Delta q_c \\ &\Delta q_c = x_1.\ln(CSR) + x_2 \;\rightarrow\; x_1 = 0.38R_f - 0.19,\; x_2 = 1.46R_f - 0.73 \end{aligned} \qquad (۵-۲۹)$$

در این معادله q_{c1} در واحد MPa، R_f به درصد و تغییرات ضریب اصلاح زیردانه در محدوده‌ی ۰/۵ تا ۵ است. به طوری که حداقل مقدار آن یعنی $\Delta q_c = 0$ در $R_f = 0.5$ و بیشینه‌ی آن در $R_f = 50$ اعمال می‌شود. این اصلاح ریزدانه از تحلیل معکوس پایگاه داده‌های روانگرایی به دست آمده است و نشان می‌دهد که تغییر در قابلیت روانگرایی به صورت تابعی از CSR با تغییر در نسبت اصطکاک همبستگی دارد.

شکل (۵-۲۱) مرزهای نسبت مقاومت تناوبی پیشنهادی این محققان را برای سه مقدار مختلف Δq_c که محدوده‌ی موجود را به طور کامل پوشش می‌دهد، به نمایش می‌گذارد. این منحنی‌ها همچنین خطوط نسبت اصطکاک معادل (R_f) را به طور تقریبی نشان می‌دهند. مشابه با روابط تعینی ارایه شده بر اساس SPT پیشنهاد شده توسط Cetin et al. (2004) که مبنای احتمالاتی داشت، در اینجا نیز به کمک ارزیابی احتمالاتی سعی شده تا خطوط منطقی‌تر و با محدوده‌ی تغییرات کوچک‌تر میان داده‌های محلی رسم شود و سپس مرز معادل ۱۵ درصد احتمال روانگرایی به عنوان مرز تعینی برای وقوع روانگرایی پیشنهاد شده است.

معادله‌ی مرزهای نشان داده شده در شکل (۵-۲۱) برای استفاده در مقاصد محاسباتی به صورت زیر ارایه گردیده است:

$$CRR = \exp\left[\frac{q_{c1}^{1.045} + 0.11q_{c1}R_f + 0.001R_f + c(1+0.85R_f) - 0.848\ln(M_w) - 0.002\ln(\sigma'_v) - 22.614}{7.177}\right] \qquad (۵-۳۰)$$

که در آن:

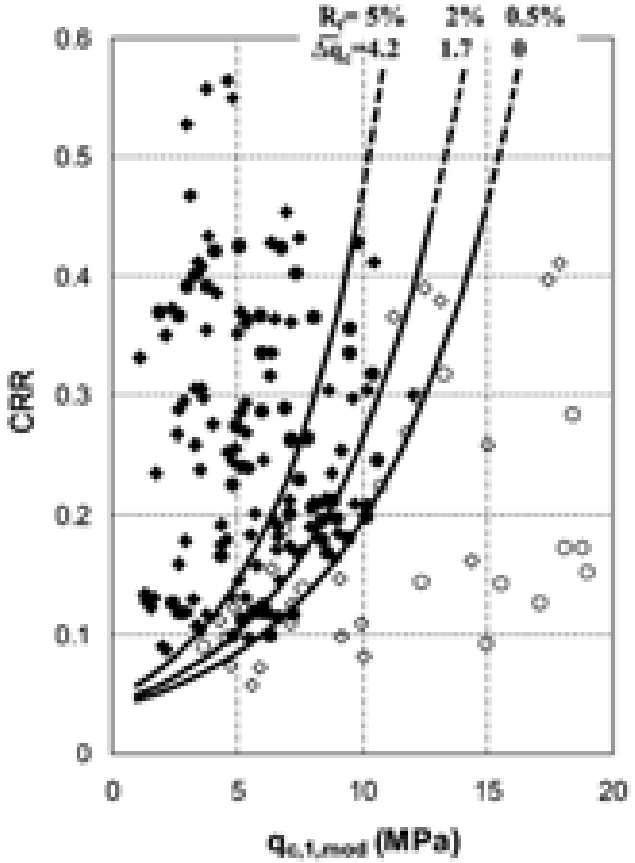
q_{c1}: مقاومت نفوذ همپایه‌شده (MPa)؛

R_f: نسبت اصطکاک (درصد)؛

M_w: بزرگای گشتاوری؛

σ'_v: تنش موثر قائم.

شایان ذکر است که در رابطه‌ی فوق اصلاح مقاومت نفوذ برای اثر ریزدانه ($q_{c1,mod}$) به صورت خودکار در نظر گرفته می‌شود و تنها از مقاومت نفوذ همپایه‌شده برای تنش سربار (q_{c1}) به عنوان یکی از مولفه‌های ورودی استفاده می‌شود.



شکل ۵-۲۱- همبستگی تعینی کنش روانگرایی برای M_w=7.5 و تنش سربار ۱ اتمسفر (Moss et al., 2006)

۵-۳-۲-۲-۳- سرعت موج برشی (V_s)

با اندازه‌گیری سرعت موج برشی متناظر با کرنش‌های کوچک در محل، می‌توان روشی جایگزین و یا مکمل برای معیارهای تعیین مقاومت روانگرایی مبتنی بر مقاومت نفوذ ارایه داد. استفاده از سرعت موج برشی به عنوان یک شاخص محلی در تعیین مقاومت روانگرایی بر این مبنای صحیح استوار است که هر دو عامل سرعت موج برشی و نسبت مقاومت تناوبی به طور مشابه، و نه متناسب، تحت تاثیر نسبت تخلخل، تنش‌های همه‌جانبه‌ی موثر، تاریخچه‌ی تنش و سن زمین‌شناسی نهشته قرار دارند. مزیت‌های استفاده از سرعت موج برشی شامل موارد زیر است:

۱) در خاک‌هایی که نمونه‌گیری از آن‌ها مشکل بوده و آزمون‌های نفوذی نیز غیر قابل اعتماد هستند، نظیر خاک‌های شنی، و نیز در ساختگاه‌هایی که گمانه‌زنی یا کاوشگری در عمق در آن‌ها امکان‌پذیر نیست، می‌توان از اندازه‌گیری سرعت موج برشی استفاده کرد.

۲) سرعت موج برشی یکی از مشخصه‌های مکانیکی پایه‌ی مصالح خاکی است که به طور مستقیم با مدول برشی متناظر با کرنش‌های کوچک ارتباط دارد.

۳) یکی از پارامترهای مورد نیاز در روش‌های تحلیلی ارزیابی پاسخ دینامیکی خاک و نیز در تحلیل‌های اندرکنش خاک-سازه مدول برشی متناظر با کرنش‌های کوچک است.

هنگام استفاده از سرعت موج برشی در ارزیابی مقاومت روانگرایی سه موضوع نگران‌کننده مطرح می‌شود:

الف- اندازه‌گیری‌های سرعت موج لرزه‌ای در کرنش‌های کوچک انجام می‌شود. در حالی که تولید فشار آب منفذی و شروع روانگرایی پدیده‌هایی متناظر با محدوده‌ی کرنش‌های متوسط تا بزرگ می‌باشند.

ب- آزمون لرزه‌ای نمونه‌ای را برای طبقه‌بندی خاک و شناسایی خاک‌های رسی غیر روانگرا در اختیار قرار نمی‌دهد.

ج- در صورتی که فواصل اندازه‌گیری خیلی بزرگ باشد، ممکن است لایه‌های نازک محتمل روانگرایی- دارای مقادیر پایین سرعت موج برشی- تشخیص داده نشوند.

نگرانی‌های ذکر شده در دو مورد می‌توانند قابل توجه و مهم باشند: نخست برای خاک‌های سیمانی شده. چرا که در این نوع خاک‌ها اندازه‌گیری‌های صورت گرفته در کرنش‌های کوچک تا حد زیادی به پیوندهای ضعیف بین دانه‌ای- که در کرنش‌های متوسط تا بزرگ از بین می‌روند- حساس است. حالت دوم در خاک‌های سیلتی بالای سطح آب زیرزمینی است که فشار آب منفذی منفی می‌تواند منجر به افزایش سرعت موج برشی شود.

بنابراین شیوه‌ی مناسب‌تر و برتر، حفاری گمانه‌های کافی و انجام آزمون‌های برجا است؛ تا به کمک آن‌ها بتوان لایه‌های نازک روانگرا، خاک‌های رسی غیر روانگرا و خاک‌های سیلتی بالای سطح آب زیرزمینی را- که با بالا آمدن تراز آب ممکن است روانگرا شوند- شناسایی و محدوده‌ی آن‌ها را مشخص نمود. برای شناسایی خاک‌های مستعد روانگرایی که در اثر سیمانی شدن جزیی ممکن است مقادیر بالای سرعت موج برشی را نشان دهند، آزمون‌های دیگری نظیر SPT یا CPT مورد نیاز است.

در طی ۳۰ سال گذشته، مطالعات بیشماری برای تعیین رابطه‌ی میان سرعت موج برشی و مقاومت روانگرایی صورت گرفته است. این مطالعات مواردی از مشاهدات عملکرد محلی (Stokoe and Nazarian, 1985; Robertson et al., 1992; Andrus and Stokoe, 1997)، همبستگی‌های میان سرعت موج برشی و مقاومت نفوذ (Seed et al., 1983; Lodge, 1994)، بررسی‌های تحلیلی (Bierschwale and Stokoe, 1984; Stokoe et al., 1988) و آزمون‌های آزمایشگاهی (Dobry et al., 1981; DeAlba et al., 1984; Tokimatsu and Uchida, 1990) را شامل می‌شود. تعدادی از روش‌های ارزیابی روانگرایی به دست آمده از این مطالعات از چهارچوب کلی روش ساده شده پیروی می‌کنند، به طوری که در آن‌ها سرعت موج برشی نسبت به یک تنش سربار مبنا اصلاح شده و با نسبت مقاومت تناوبی همبسته می‌شود.

الف- اصلاح سرعت موج برشی برای تنش سربار

سرعت موج برشی در محل را می‌توان به کمک آزمون‌های لرزه‌ای مختلفی نظیر بین گمانه‌ای و درون گمانه‌ای[۱۵]، نفوذگر مخروطی لرزه‌ای[۱۶]، داده‌نگار معلق[۱۷] و SASW اندازه‌گیری نمود. دقت این روش‌ها به جزییات اجرای روش، شرایط خاک و روش‌های

15- Crosshole and Downhole
16- Seismic Cone Penetrometer
17- Suspension Logger

تفسیر نتایج حساس است. یکی از عوامل مهم موثر بر سرعت موج برشی، وضعیت تنش در خاک است. نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی نشان می‌دهد که سرعت موج برشی انتشار یافته به طور یکسان به تنش‌های اصلی در امتداد انتشار موج و حرکت ذرات بستگی دارد. مطابق با روش‌های متداول اصلاح مقاومت نفوذ برای تنش سربار، سرعت موج برشی نیز با استفاده از فرمول زیر نسبت به یک تنش سربار مبنا اصلاح می‌شود (Sykora, 1977; Kayen et al., 1992; Robertson et al., 1992):

$$V_{s_1} = V_s \times C_v = V_s \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v_0}} \right)^{0.25} \qquad (۳۱-۵)$$

که در آن:

V_{s_1}: سرعت موج برشی اصلاح شده نسبت به تنش سربار؛

C_v: ضریب اصلاح سرعت موج برشی اندازه‌گیری شده نسبت به تنش سربار؛

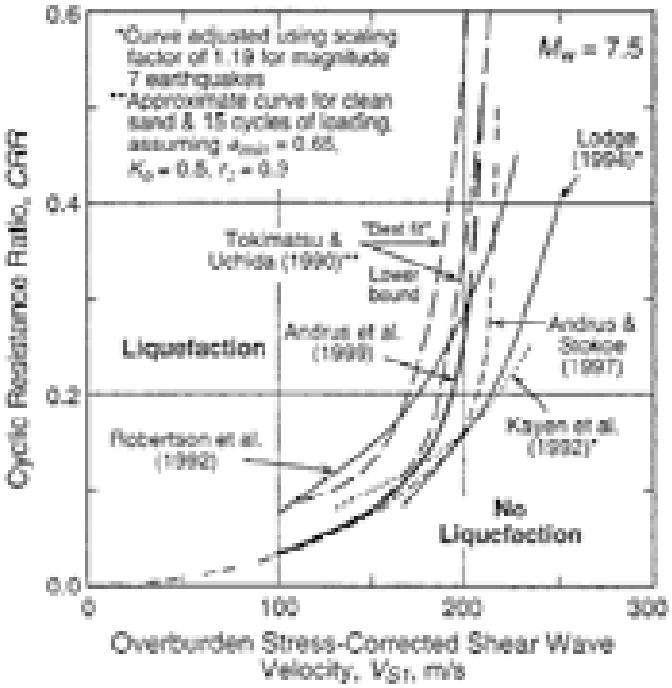
P_a: فشار اتمسفر که تقریبا برابر 100 kPa است؛

σ'_{v_0}: تنش موثر قائم اولیه (واحد مشابه P_a است).

مشابه با دستورالعمل‌های ارایه شده برای SPT و CPT ضریب اصلاح سرعت موج برشی نیز یک مقدار بیشینه دارد (۱/۴) که معمولا در اعماق کم اعمال می‌شود. در استفاده از معادله‌ی (۵-۳۱) به طور ضمنی فرض شده است که تنش موثر افقی اولیه ضریبی ثابت از تنش موثر سربار است و ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون (K_0) در ساختگاه‌های طبیعی و مسطح که روانگرایی در آن‌ها رخ داده و یا محتمل وقوع است، به طور تقریبی برابر ۰/۵ فرض می‌شود. همچنین در کاربرد معادله‌ی فوق به طور تلویحی فرض شده است که سرعت موج برشی در حالی اندازه‌گیری می‌شود که هر دو راستای حرکت ذرات و انتشار موج در امتداد جهت‌های تنش اصلی دو قطبی شده‌اند و یکی از این جهت‌ها قائم است (Stokoe et al., 1985).

ب- معیار ارزیابی مقاومت روانگرایی بر مبنای سرعت موج برشی

شکل (۵-۲۲) هفت منحنی پیشنهادی در خصوص رابطه‌ی نسبت مقاومت تناوبی و سرعت موج برشی اصلاح شده را با یکدیگر مقایسه می‌کند. منحنی "Best Fit" ارایه شده توسط Tokimatsu and Uchida (1990) از نتایج آزمون سه محوری تناوبی انجام شده بر روی ماسه‌های مختلف با مقدار ریزدانه‌ی کم‌تر از ۱۰ درصد و برای ۱۵ سیکل بارگذاری به دست آمده است. منحنی محافظه‌کارانه‌تر "Lower Band" که در نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی انجام شده توسط آن‌ها به دست آمده نیز به عنوان حد پایین وقوع روانگرایی نشان داده شده است. منحنی مرزی (Robertson et al., 1992) با استفاده از داده‌های عملکرد محلی ساختگاه‌هایی واقع در Imperial Vally در کالیفرنیا به همراه داده‌هایی از چهار ساختگاه دیگر به دست آمد. منحنی‌های ارایه شده توسط Kayen et al. (1992) و Lodge (1994) براساس داده‌های به دست آمده از ساختگاه‌هایی هستند که در طی زلزله‌ی Loma Prieta در سال ۱۹۸۹، روانگرایی یا عدم روانگرایی در آن‌ها مشاهده شد. منحنی Andrus and Stokoe (1997) برای خاک‌های غیر سیمانی دوره‌ی هولوسن با مقدار ریزدانه‌ی کوچک‌تر یا مساوی ۵ درصد و با استفاده از داده‌های عملکرد محلی بیش از ۵۰ ساختگاه در طی ۲۰ زلزله به دست آمد. Andrus and Stokoe (2000) براساس اطلاعات جدید و یک پایگاه داده‌های گسترده که ۲۶ زلزله و بیش از ۷۰ ساختگاه را در بر داشت، منحنی قبلی را مورد بازبینی و اصلاح قرار دادند.



شکل ۵-۲۲- مقایسه‌ی روابط میان مقاومت روانگرایی و سرعت موج برشی اصلاح شده با سربار در خاک‌های دانه‌ای

Andrus and Stokoe (1997) رابطه‌ی زیر را بین نسبت مقاومت تناوبی و سرعت موج برشی اصلاح شده پیشنهاد دادند:

$$CRR_{7.5} = a\left(\frac{V_{s1}}{100}\right)^2 + b\left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*}\right) \qquad (۳۲-۵)$$

که در آن:

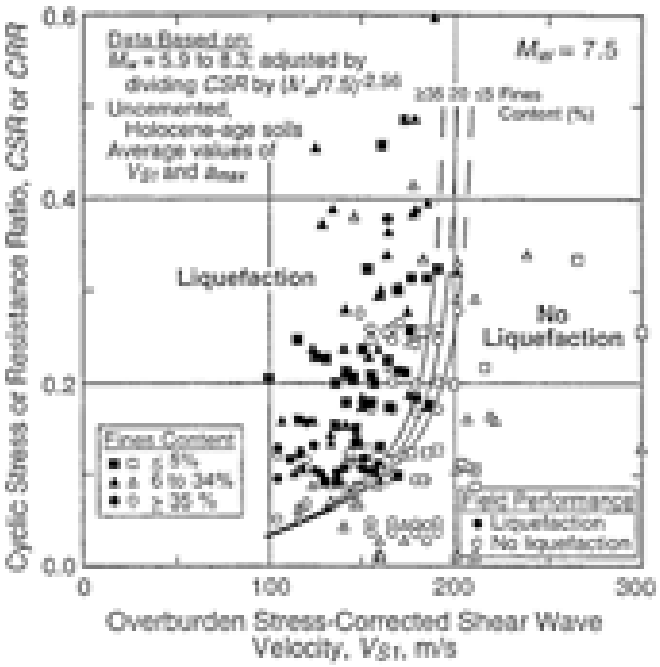
V_{s1}^*: حد بالای V_{s1} برای وقوع روانگرایی؛

a, b: پارامترهای برازش منحنی.

پرانتز اول در معادله‌ی (۵-۳۲) براساس رابطه‌ی اصلاح شده‌ی V_{s1} و CSR، برای کرنش برشی تناوبی میانگین ثابت است که توسط Dobry پیشنهاد شد. پرانتز دوم بیان‌گر یک هذلولی است که در مقادیر پایین V_{s1} کوچک بوده و هنگامی که V_{s1} به حد بالای سرعت موج برشی متناظر با روانگرایی خاک یعنی V_{s1}^* نزدیک می‌شود، مقادیر بسیار بالایی خواهد داشت. فرض حد بالایی برای سرعت موج برشی همپایه شده معادل با فرضی است که به طور معمول در روش‌های مبتنی بر SPT و CPT صورت می‌گیرد؛ به این صورت که برای تعداد ضربات اصلاح شده‌ی بالای ۳۰ (Seed et al., 1985) و یا مقاومت نوک اصلاح شده‌ی بالای ۱۶۰ (Robertson and Wride, 1998) خاک ساختگاه متحمل وقوع روانگرایی در نظر گرفته نمی‌شود. علت قراردادن حد بالایی برای سرعت موج برشی و مقاومت نفوذ، تمایل خاک‌های متراکم به نشان دادن رفتار اتساعی در محدوده‌ی کرنش‌های بزرگ است که منجر به تولید فشار آب منفذی منفی می‌شود. اگرچه در خاک متراکم با اعمال کرنش تناوبی بزرگ و یا تعدد سیکل‌های بارگذاری امکان تولید فشار آب منفذی نزدیک به تنش همه‌جانبه وجود دارد، اما مقدار آب خارج شده در طی باز تحکیم، تا حد زیادی از مقدار متناظر در خاک سست کم‌تر است. همان‌گونه که توسط Dobry (1989) توضیح داده شده است، در خاک‌های متراکم به دلیل مقدار کم آب خارج شده، هیچ‌گونه گسیختگی رخ نداده و تنها مساله‌ی قابل توجه، نشست نهشته است.

شکل (۵-۲۳) منحنی‌های نسبت مقاومت تناوبی در مقابل سرعت موج برشی همپایه شده را که توسط Andrus and Stokoe (2000) برای کاربردهای مهندسی و در زلزله‌های با بزرگای ۷/۵ و خاک‌های غیر سیمانی دوره‌ی هولوسن با مقادیر مختلف درصد ریزدانه پیشنهاد شده است، نشان می‌دهد. همچنین در این شکل نقاط به دست آمده از داده‌های تاریخچه‌ی موردی روانگرایی مربوط به زلزله‌های با بزرگای ۵/۹ تا ۸/۳ نیز رسم شده‌اند. سه منحنی نشان داده شده در این شکل از طریق یک روند تکراری تغییر مقادیر a و b تعیین شده‌اند؛ تا به جایی که تقریبا تمام نقاط معرف روانگرایی توسط این منحنی به گونه‌ای محصور شوند که کم‌ترین تعداد داده‌های غیر روانگرا در داخل ناحیه‌ی روانگرا قرار گیرد. مقدار نهایی پارامترهای a و b مورد استفاده در رسم منحنی‌ها به ترتیب برابر ۰/۰۲۲ و ۲/۸ به دست آمد. همچنین در استخراج این منحنی‌ها فرض شد که $V_{s_1}^*$ مطابق با رابطه‌ی (۵-۳۳) به صورت خطی با مقدار ریزدانه تغییر می‌کند. همان‌گونه که در شکل (۵-۲۳) نشان داده شده است، داده‌های تاریخچه‌ی موردی در محدوده‌ی نسبت تنش تناوبی بالای ۰/۳۵ محدود است. بنابراین تخمین موجود از $V_{s_1}^*$ بخشی به همبستگی‌های سرعت موج برشی و مقاومت نفوذ و بخش دیگر به روند تغییرات داده‌ها در این شکل وابسته است. علاوه بر این، همبستگی‌های سرعت موج برشی با مقاومت نفوذ شدیدا به سمت اندازه‌گیری‌های صورت گرفته در خاک‌های ماسه‌ای تمایل دارد. چرا که این نوع اندازه‌گیری‌ها در خاک‌های شنی و قلوه سنگی در مراحل ابتدایی کاربرد قرار دارد.

$$V_{s_1}^* = \begin{cases} 215 \text{ m/s} & \text{for sand with } FC \le 5\% \\ 215 - 0.5(FC - 5) \text{ m/s} & \text{for sand with } 5\% \le FC \le 35\% \\ 200 \text{ m/s} & \text{for sand with } FC \ge 35\% \end{cases} \qquad (۵-۳۳)$$



شکل ۵-۲۳- رابطه‌ی روانگرایی پیشنهادی برای خاک‌های تمیز سیمانی نشده (Andrus and Stokoe, 2000)

همان‌گونه که در شکل (۵-۲۳) می‌توان دید، منحنی‌های پیشنهادی در مقادیر نسبت مقاومت تناوبی بالای ۰/۳۵ به صورت خط-چین رسم شده‌اند که این موضوع نشان دهنده‌ی محدودیت داده‌های عملکرد محلی در این ناحیه است. همچنین این منحنی‌ها برای

مقادیر سرعت موج برشی کم‌تر از ۱۰۰ متر بر ثانیه امتداد نیافته‌اند چرا که هیچ داده‌ی محلی‌ای وجود ندارد که امتداد آن‌ها به سمت مبدا را تایید کند. مقدار محاسبه شده‌ی نسبت مقاومت تناوبی برای سرعت موج برشی همپایه شده‌ی ۱۰۰ متر بر ثانیه، برابر ۰/۰۳۳ است. این مقدار کمینه با مقادیر مفروض قطع منحنی‌های CRR در روش‌های CPT و SPT به صورت کلی سازگار است. با استفاده از ضرایب اصلاح بزرگا که در قسمت‌های بعدی این راهنما به آن‌ها پرداخته می‌شود، می‌توان معادله‌ی (۵-۳۲) را برای دیگر مقادیر بزرگای زلزله نیز به کار برد.

۵-۳-۲-۳- روابط احتمالاتی

همان‌طور که پیش از این نیز اشاره شد، دو نگرش کلی برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی وجود دارد که عبارتند از ارزیابی تعینی یا تعیین ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی و تعیین احتمال وقوع روانگرایی. روش معمول برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی، استفاده از روابط تعینی است که در این فصل به طور کامل برای نتایج آزمایش‌های نفوذ استاندارد، نفوذ مخروط و سرعت موج برشی مورد بررسی قرار گرفت. نکته‌ی قابل توجه در استخراج همبستگی‌های وقوع روانگرایی بر مبنای داده‌های محلی آن است که یک مرز کاملا تفکیک شده بین تاریخچه‌های موردی روانگرایی (روانگراشده/نشده) وجود نداشته و در واقع احتمال وقوع روانگرایی به شکل پیوسته و به صورت تابعی از مقاومت خاک و شدت حرکت زمین تغییر می‌کند. با وجود استفاده‌ی گسترده از روابط تعینی در عمل، این روابط مدت‌دار هستند و ممکن است با افزایش تاریخچه‌های موردی، محل مرزهای تعینی آن‌ها جابجا شود. همچنین از آن‌جایی که مبنای احتمالاتی ندارند، بینشی نسبت به عدم قطعیت یا احتمال روانگرایی به دست نمی‌دهند. از این‌رو در سال‌های اخیر استفاده از مطالعات احتمالاتی برای ارایه‌ی مرزهای جدا کننده‌ی داده‌های محلی روانگرایی مورد توجه بیش‌تری قرار گرفته است. این در حالی است که برخی از محققان برای کاربرد بیش‌تر مطالعات خود در مقاصد عملی، پس از ارایه‌ی مدل احتمالاتی، یکی از مرزهای احتمالاتی خود را که عموما بین ۱۵ تا ۵۰٪ بوده است، به عنوان یک مرز تعینی پیشنهاد نموده‌اند. بر این اساس روابطی نیز بین ضریب اطمینان در برابر روانگرایی و احتمال وقوع روانگرایی ارایه شده است. از جمله‌ی این تحقیقات می‌توان به مطالعات Cetin et al. (2004) و Moss et al. (2006) اشاره نمود که در آن‌ها مرز مربوط به سطح احتمال ۱۵٪ به عنوان یک مرز تعینی ارایه شده است.

محققان مختلف با استفاده از روش‌های برازش آماری برای تعیین احتمال روانگرایی به صورت تابعی از پارامترهای تشریحی[18] اقدام نموده‌اند. به طور کلی، می‌توان پارامترهای تشریحی در ارزیابی پتانسیل روانگرایی را به دو دسته تقسیم نمود. دسته‌ی اول پارامترهای مربوط به مقاومت روانگرایی خاک است که تحت عنوان نسبت مقاومت تناوبی (CRR) بیان می‌شود و توسط آزمایش‌های برجای مختلف (SPT، CPT و V_s) به دست می‌آید. گروه دوم، پارامترهای مرتبط با مقدار بار لرزه‌ای ناشی از زلزله است که با عبارت نسبت تنش تناوبی (CSR) بیان می‌شود. فرایند ارایه‌ی مدل‌های احتمالاتی برای ارزیابی وقوع روانگرایی در خاک‌های مختلف شامل سه گام می‌باشد: ۱) جمع‌آوری داده‌های تاریخچه‌ی موردی؛ ۲) تخمین احتمال برای هر متغیر و ۳) ارایه‌ی معیار روانگرایی بر حسب نوع خاک.

چارچوب ارزیابی احتمالاتی روانگرایی اولین بار توسط Liao et al. (1988) ارایه شد. این محققان از روش برازش منطقی به منظور تحلیل تاریخچه‌های موردی روانگرا شده و نشده و مقادیر عدد نفوذ استاندارد استفاده نمودند و یک دسته منحنی‌هایی را برای

18- Explanatory Variables

توصیف رابطه‌ی میان نسبت تنش تناوبی و مقاومت نفوذ خاک و احتمال وقوع روانگرایی ارایه نمودند. رابطه‌ی احتمالاتی پیشنهاد شده توسط Liao et al. (1988) نسبت به رابطه‌ی تعینی Seed et al. (1985)، تعداد بسیار بیش‌تری از داده‌های تاریخچه‌ی موردی را مورد استفاده قرار داده است. اما این تعداد نقاط بیش‌تر، حاصل اعمال پالایش ضعیف‌تر بر روی کیفیت نقاط بوده و در نتیجه تعدادی از نقاط با کیفیت پایین را شامل می‌شوند. در این رابطه، روش فرمول‌بندی تابع احتمالاتی عملکرد جداگانه‌ی منابع تصادفی و منابع شناخته شده‌ی عدم قطعیت‌ها را مجاز نمی‌داند و بنابراین در بیان عدم قطعیت و پراکندگی کلی همبستگی پیشنهاد شده اغراق‌آمیز است. این امر می‌تواند منجر به محافظه‌کاری بیش از حد در مقادیر کم احتمال روانگرایی شود. اِشکال دیگر این روش این بود که تالیف‌کنندگان در پی روشی برای اصلاح اثر قابل توجه مقدار ریزدانه روی رابطه‌ی برازش شده‌ی میان عدد نفوذ استاندارد و مقاومت روانگرایی بودند اما از پیدا کردن آن عاجز ماندند، در نتیجه منحنی‌های پیشنهادی آن‌ها (شکل ۵-۲۴-الف) تنها برای خاک‌های ماسه‌ای با ریزدانه‌ی کم‌تر از ۱۲ درصد معتبر است.

Youd and Noble (1997a) با به کارگیری تعدادی از داده‌های تاریخچه‌ی موردی محلی مربوط به زلزله‌های رخ داده پس از ارایه‌ی روابط اولیه و حذف داده‌های مشکوک مورد استفاده در روش Liao et al. (1988)، رابطه‌ی احتمالاتی دیگری را بر اساس SPT ارایه کردند. این رابطه مشابه با رابطه‌ی پیشنهادی Liao et al. (1988) بر پایه‌ی روش برازش منطقی و بیشینه‌سازی تابع احتمال ارایه شده است. در نتیجه همچنان عدم قطعیت کلی را بیش از حد بیان می‌کند. در این روش اثرات مقدار ریزدانه، بر اساس قضاوت‌های تجربی پیشنهاد شده و در نتیجه به عنوان بخشی در برازش اعمال نشده است. این همبستگی برای خاک‌های با مقادیر ریزدانه‌ی متغیر قابل کاربرد است، از این‌رو می‌توان آن را برای هر دو نوع خاک ماسه‌ای و سیلتی به کار برد. اگرچه همان‌گونه که در شکل (۵-۲۴-ب) نشان داده شده است، عدم قطعیت (یا پراکندگی) بالا است.

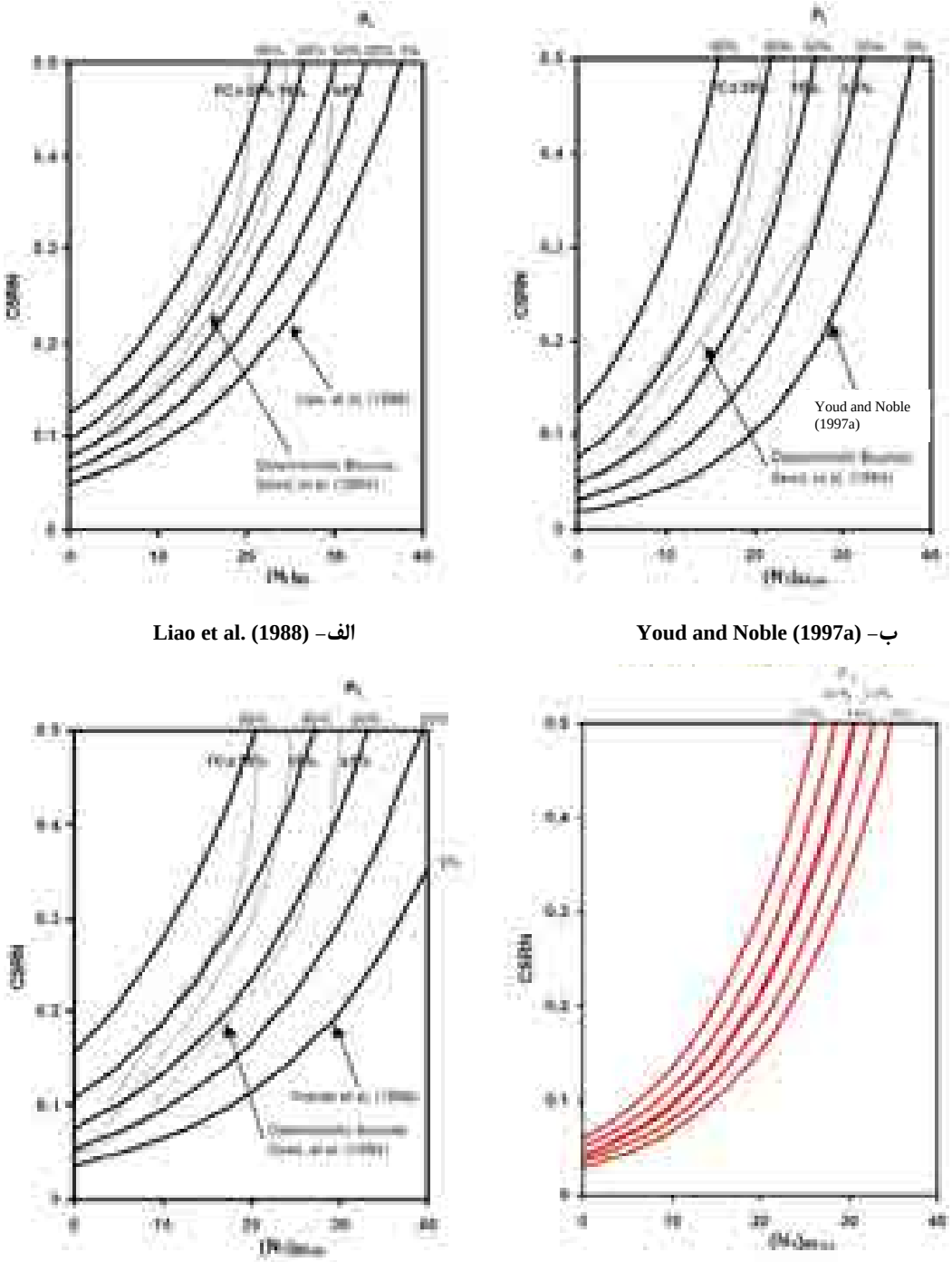
در رابطه‌ی پیشنهادی Toprak et al. (1999) نیز یک پایگاه اطلاعاتی از تاریخچه‌های موردی محلی به روز شده و وسیع مورد استفاده قرار گرفت و داده‌های مشکوک استفاده شده توسط Liao et al. (1988) حذف شد (شکل ۵-۲۴-پ). مشابه با مطالعات Youd and Noble (1997a)، ابزار برازش پایه برازش دودویی بوده و باز هم عدم قطعیت‌های کلی حاصل بالا است. مشابه با حالت قبلی تصحیحات مربوط به ریزدانه و ضریب مقیاس بزرگا از پیش تعیین می‌شوند و به عنوان بخشی از برازش به کار نمی‌روند که این امر خود باعث کاهش بیش‌تر تناسب مدل شده و عدم قطعیت و پراکندگی را زیاد می‌کند.

Cetin (2000) همبستگی جدیدی را بر اساس داده‌های SPT برای ارزیابی احتمال روانگرایی خاک ارایه داد. این همبستگی‌ها چندین منبع انحراف مربوط به گذشته را حذف نموده و کاهش قابل توجهی در عدم قطعیت و پراکندگی کلی به وجود آوردند. شکل (۵-۲۴-ت) این همبستگی را با خطوط همتراز احتمال روانگرایی نشان می‌دهد. همان‌گونه که در این شکل نشان داده شده است، در مقایسه با روش‌های قبلی عدم قطعیت کلی بیش‌تر کاهش یافته است. در واقع در این رابطه عدم قطعیت به اندازه‌ای کاهش پیدا کرده است که عامل اصلی عدم قطعیت در جایی که متعلق به آن است، یعنی در توان مهندسی برای ارزیابی نسبت تنش تناوبی و مقادیر نماینده‌ی عدد نفوذ استاندارد برای طراحی، قرار بگیرد.

در استخراج این همبستگی به طور کلی دو اصلاح عمده و قابل توجه بر روی تلاش‌های قبلی صورت گرفت. نخست ارزیابی اصلاح شده‌ی بیشینه‌ی شتاب افقی زمین (a_{max}) در ساختگاه‌های حاوی تاریخچه‌ی موردی زلزله بوده است. به این صورت که a_{max} میانگین هندسی دو مولفه‌ی افقی عمود بر هم درنظر گرفته شد؛ روابط کاهندگی بر مبنای زلزله‌های مشخص واسنجی شدند و در

تمام حالات که اطلاعات جزیی کافی و حرکات زمین ثبت شده‌ی نزدیک به ساختگاه موجود بود، تحلیل‌های پاسخ ساختگاه مختص محل مورد نظر انجام شد.

دومین اصلاح اصلی صورت گرفته تخمین بهتر نسبت تنش تناوبی برجا در داخل لایه‌ی بحرانی برای هر یک از تاریخچه‌های موردی محلی بود. این امر با تعریف دقیق‌تر و جامع‌تر ضریب کاهش تنش در عمق صورت گرفت که در ابتدای این فصل به آن اشاره شد.



الف- Liao et al. (1988)

ب- Youd and Noble (1997a)

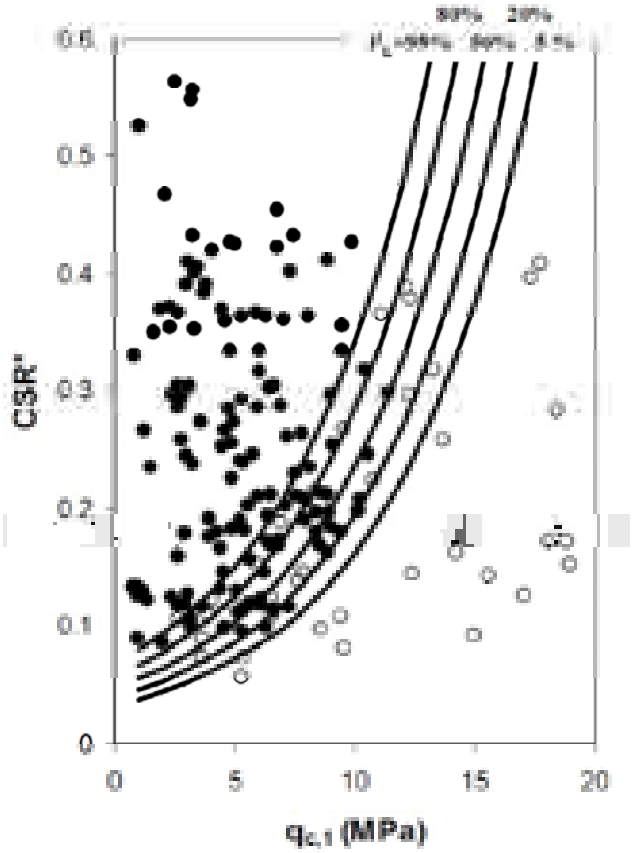
پ- Toprak et al. (1999)

ت- Cetin et al. (2004)

شکل ۵-۲۴- مقایسه‌ی میان بهترین همبستگی‌های احتمالاتی موجود برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی بر مبنای SPT

روش رگرسیون خطی مشابهی توسط Lai et al. (1990)، Topark et al. (1999) و Juang et al. (2002) برای ارایه‌ی مدل‌های احتمالاتی براساس داده‌های CPT استفاده شده است. در تمام مدل‌های ارایه شده براساس CPT، مقاومت نفوذ مخروط همپایه شده‌ی بدون بعد (q_{c1N}) و لگاریتم نسبت تنش تناوبی ناشی از زلزله‌ای با بزرگای ۷٫۵ ($\ln(CSR_{7.5})$) به عنوان متغیرهای تشریحی استفاده شده‌اند.

در سال‌های اخیر Moss et al. (2006) با بهره‌گیری از مطالعات Cetin et al. (2004) و انجام تحلیل‌های جامع احتمالاتی به روش Baysian و همچنین استفاده از یک پایگاه داده‌های CPT با کیفیت بالا، یک رابطه‌ی رگرسیون برای تعیین احتمال پتانسیل روانگرایی ارایه نمودند (شکل ۵-۲۵).



شکل ۵-۲۵- منحنی‌های همتراز احتمالاتی بر اساس مقاومت نفوذ CPT اصلاح شده برای ریزدانه در M_w=7.5 و σ'_v=100 kPa

مطالعات مشابهی هم در خصوص تعیین احتمال وقوع روانگرایی براساس سرعت موج برشی انجام پذیرفته است که از آن جمله می‌توان به کارهای Kayen et al. (2004) و Juang et al. (2001) اشاره نمود.

۵-۴- ضریب اطمینان

همان‌طور که در بخش پیش اشاره شد، نتیجه‌ی تحلیل احتمالاتی پتانسیل روانگرایی مقدار احتمال وقوع روانگرایی می‌باشد که به صورت تابعی از پارامترهای تاثیرگذار بر مقاومت روانگرایی خاک و نیز بارگذاری لرزه‌ای معرفی می‌شود. این در حالی است که در تحلیل‌های تعینی با مقایسه‌ی نسبت مقاومت تناوبی حاصل از آزمون‌های آزمایشگاهی و محلی و نسبت تنش تناوبی مقدار ضریب

اطمینان در برابر روانگرایی تعیین می‌شود. هر چند در سال‌های اخیر محققان مختلف تلاش کردند که با ارایه‌ی رابطه‌ای میان ضریب اطمینان و احتمال روانگرایی کاربرد روش‌های احتمالاتی را افزایش دهند، اما همچنان تعیین ضریب اطمینان بر اساس روابط تعینی و تفسیر نتایج حاصل بیش‌ترین کاربرد را در مقاصد مهندسی دارد که در ادامه‌ی این بخش به تفصیل به آن پرداخته خواهد شد.

۵-۴-۱- تعریف ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی

منحنی‌های CRR یا همان منحنی‌های پایه‌ی ماسه‌ی تمیز، که در شکل‌های (۵-۱۱) و (۵-۱۳) برای SPT، (۵-۱۵) و (۵-۲۱) برای CPT و (۵-۲۳) برای V_s ارایه شده‌اند، تنها برای زلزله‌هایی با بزرگای ۷/۵ قابل کاربرد هستند. به منظور سازگار نمودن منحنی‌های ماسه‌ی تمیز برای زلزله‌هایی با بزرگای کم‌تر یا بیش‌تر از ۷/۵، Seed and Idriss (1982) ضریب اصلاحی را تحت عنوان "ضریب مقیاس بزرگا[19]" (MSF) معرفی کردند. این ضریب برای مقیاس کردن منحنی‌های پایه‌ی CRR به سمت بالا یا پایین در شکل‌های ذکر شده در بالا مورد استفاده قرار می‌گیرد. به طور عکس، "ضریب وزنی بزرگا[20]" که معکوس ضریب مقیاس بزرگا است، می‌تواند برای اصلاح CSR نسبت به بزرگا به کار رود. اصلاح CRR به وسیله‌ی ضریب مقیاس بزرگا و یا تصحیح CSR با استفاده از ضریب وزنی بزرگا به نتایج مشابهی منجر می‌شود. با توجه به آن که مقاله‌ی اولیه‌ی Seed and Idriss (1982) در قالب ضریب مقیاس بزرگا نوشته شده است و مطابق با پیشنهاد NCEER، در این راهنما نیز از ضریب مقیاس بزرگا استفاده می‌شود.

به منظور گسترش دستورالعمل ساده شده برای شرایط فشار سربار و تنش برشی ایستایی بزرگ‌تر از مقادیر موجود در داده‌های تاریخچه‌ی موردی که دستورالعمل ساده شده از آن‌ها استخراج شده‌است، ضرایب تصحیح K_σ و K_α توسط Seed (1983) ارایه شدند. همان‌طور که قبلا اشاره شد، دستورالعمل داده شده تنها برای سطوح صاف یا با شیب کم زمین (تنش برشی ایستایی کم) و عمق‌های کم‌تر ازحدود ۱۵ متر (فشار سربار کم) ارایه شده و معتبر است. بنابراین کاربرد K_σ و K_α فراتر از روش‌های معمول می‌باشد و نیاز به مهارت تخصصی دارد. با توجه به آن که این ضرایب در کارگاه NCEER مورد بحث قرار گرفته و اطلاعات جدیدی ارایه شد، پیشنهادات ناشی از آن بحث‌ها در اینجا آورده شده است. اگرچه این پیشنهادات بیش‌تر برای تحلیل خطر روانگرایی سدهای خاکی و دیگر سازه‌های بزرگ به کار می‌روند.

برای نشان دادن اثر MSF، K_σ و K_α بر خطر روانگرایی محاسبه شده، رابطه‌ی ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی به صورت زیر بیان می‌شود:

$$FS = \left(\frac{CRR_{7.5}}{CSR}\right) \times MSF \times K_\sigma \times K_\alpha \qquad (۵-۳۴)$$

که در آن:

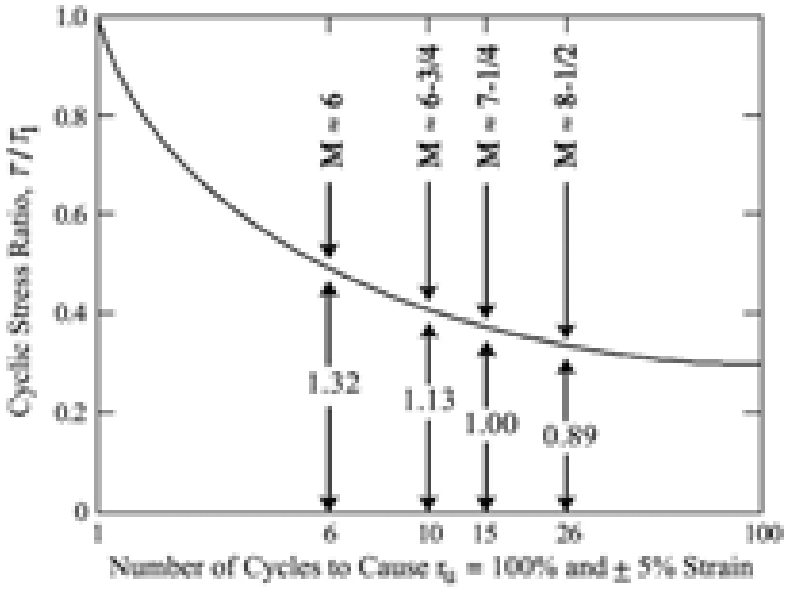
CSR: نسبت تنش تناوبی ایجاد شده در اثر تکان‌های لرزه‌ای (رابطه‌ی ۵-۶)؛

$CRR_{7.5}$: نسبت مقاومت تناوبی برای زلزله‌هایی به بزرگای ۷/۵ که از روابط (۵-۱۲) و (۵-۱۷) برای داده‌های SPT، (۵-۲۱) و (۵-۳۰) برای داده‌های CPT و (۵-۳۲) برای V_s تعیین می‌شود. در ادامه‌ی این بخش جزییات بیش‌تری در خصوص ضرایب اصلاحی به کار رفته در رابطه‌ی ضریب اطمینان و عوامل موثر احتمالی دیگر ارایه می‌شود.

19- Magnitude Scaling Factor
20- Magnitude Weighting Factor

۵-۴-۱-۱- ضریب مقیاس بزرگا

به دلیل تعداد محدود داده‌های محلی روانگرایی در دهه‌ی ۷۰ میلادی، Seed and Idriss (1982) قادر نبودند برای مقادیر بزرگای غیر از ۷٫۵ مرزهای مناسبی بین مناطق روانگرا شده و نشده بر روی منحنی‌های CRR ایجاد کنند. در پی این مساله، آن‌ها مجموعه‌ای از ضرایب مقیاس بزرگا را از روی تعداد معادل سیکل‌های بارگذاری برای زلزله‌های با بزرگاهای مختلف و نتایج آزمون-های آزمایشگاهی ارایه کردند. منحنی نمونه‌ی ارایه شده توسط این محققان، تعداد سیکل‌های بارگذاری مورد نیاز برای ایجاد روانگرایی را به ازای یک CSR داده شده نمایش می‌دهد (شکل ۵-۲۶). همچنین بر روی این شکل، تعداد متوسط سیکل‌های بارگذاری برای زلزله‌های با بزرگاهای مختلف نشان داده شده است. مجموعه‌ی اولیه‌ی ضرایب مقیاس بزرگا با تقسیم مقادیر CSR معرف تعداد سیکل‌های بارگذاری متناظر با بزرگای لرزه‌ای داده شده به CSR متناظر با ۱۵ دور (معادل با زلزله‌ای با بزرگای ۷٫۵) به دست آمد. این ضریب مقیاس در ستون ۲ از جدول (۵-۴) و همچنین شکل (۵-۲۷) ارایه شده است. این ضریب MSF از زمان ارایه‌ی آن در سال ۱۹۸۲ به طور معمول در کاربردهای مهندسی به کار رفته است.

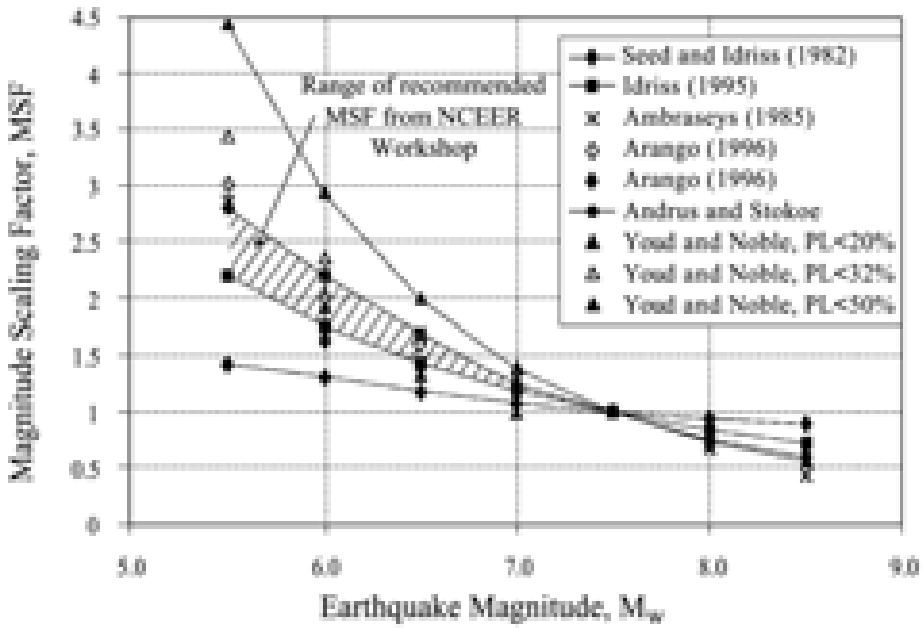


شکل ۵-۲۶- رابطه‌ی نمایشی بین CSR و تعداد سیکل‌های منجر به روانگرایی (Seed and Idriss, 1982)

جدول ۵-۴- مقادیر ضریب مقیاس بزرگا ارایه شده توسط محققان مختلف (Youd and Noble, 1997b)

بزرگا	۵٫۵	۶	۶٫۵	۷	۷٫۵	۸	۸٫۵
Seed and Idriss (1982)	۱٫۴۳	۱٫۳۲	۱٫۱۹	۱٫۰۸	۱٫۰۰	۰٫۹۴	۰٫۸۹
Idriss (1995)	۲٫۲	۱٫۷۶	۱٫۴۴	۱٫۱۹	۱٫۰۰	۰٫۸۴	۰٫۷۲
Andrus and Stokoe (1997)	۲٫۸	۲٫۱	۱٫۶	۱٫۲۵	۱٫۰۰	۰٫۸*	۰٫۶۵*

* مقدار بسیار نامعلوم و مشکوک



شکل ۵-۲۷- نمودار ضرایب مقیاس بزرگا ارایه شده توسط محققان مختلف (Youd and Noble, 1997b)

I.M. Idriss برای ارایه‌ی مقاله در کنفرانس یادبود H.B. Seed اطلاعاتی را که وی و پروفسور Seed برای محاسبه‌ی ضرایب مقیاس بزرگای اولیه (۱۹۸۲) استفاده کرده بودند، مورد ارزیابی مجدد قرار داد. او این بار با ترسیم داده‌ها در یک منحنی تمام لگاریتمی یک خط راست را برای نمایش داده‌ها پیشنهاد داد. همچنین او ذکر نمود که یک نقطه‌ی دور افتاده به شدت بر تحلیل اولیه (۱۹۸۲) تاثیر گذاشته و منجر به این شده است که طرح اولیه غیر خطی و دارای مقادیر MSF بیش از اندازه پایین برای بزرگاهای کم‌تر از ۷/۵ شود. بر پایه‌ی این مطالعات، Idriss یک مجموعه‌ی بازبینی شده از ضرایب مقیاس بزرگا را که در ستون ۳ جدول (۵-۴) فهرست شده و در شکل (۵-۲۷) نیز نشان داده شده است، ارایه نمود. ضرایب مقیاس بازبینی شده با استفاده از رابطه‌ی زیر تعریف می‌شوند:

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} \qquad (۳۵-۵)$$

شرکت‌کنندگان در کارگاه آموزشی NCEER، این ضریب اصلاح شده را به عنوان مرز پایینی مقادیر MSF پیشنهاد کردند.

ضرایب حاصل از رابطه‌ی فوق برای مقادیر بزرگای کوچک‌تر از ۷/۵ بسیار بیش‌تر از ضرایب اولیه هستند، اما در ازای بزرگای بیش‌تر از ۷/۵، تا حدی کم‌تر از مقادیر اولیه می‌باشند. به طور کلی نسبت به ضرایب مقیاس اولیه، ضرایب اصلاح شده در ازای $M<7.5$، مخاطرات روانگرایی محاسبه شده را کاهش داده و در ازای $M>7.5$ افزایش می‌دهند.

Andrus and Stokoe (1997) مقاومت روانگرایی را به صورت تابعی از سرعت موج برشی (V_s) مورد مطالعه قرار داده و منحنی‌های مرزی شکل (۵-۲۳) و رابطه‌ی (۵-۳۲) را به منظور تعیین CRR از روی V_s برای زلزله‌هایی با بزرگای ۷/۵ ارایه نمودند. این محققان، منحنی‌های مرزی مشابهی را برای ساختگاه‌هایی که اثرات سطحی روانگرایی مشاهده شده و یا نشده بود با بزرگاهای ۶، ۶/۵ و ۷ به دست آوردند. روی هر نمودار، محل منحنی‌های CRR به صورت چشمی طوری اصلاح شد که بهترین مرز به دست

آید. سپس ضریب مقیاس بزرگا با تعیین نسبت CRR برای یک بزرگای معین به CRR متناظر با بزرگای ۷/۵ برآورد شد. آن‌ها رابطه‌ی زیر را برای کمی نمودن مقادیر MSF ارایه دادند:

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7.5}\right)^{-3.3} \qquad (۳۶-۵)$$

الف- پیشنهاد NCEER برای کاربردهای مهندسی

شرکت‌کنندگان در کارگاه NCEER، ضرایب مقیاس بزرگای فهرست شده در جدول (۵-۴) را مورد بازبینی قرار دادند و تقریبا تمام اعضا موافق بودند که ضرایب موجود برای بزرگا های کم‌تر از ۷/۵ بسیار محافظه‌کارانه بوده و افزایش این ضرایب برای مقاصد مهندسی مجاز است. این اعضا تصمیم گرفتند که به جای پیشنهاد یک مقدار واحد برای ضریب مقیاس بزرگا، محدوده‌ای از MSF را پیشنهاد کنند تا آن که مهندس طراح در انتخاب ضریب مورد نیاز با توجه به میزان خطر قابل قبول در هر پروژه، آزادی عمل داشته باشد. برای بزرگاهای کم‌تر از ۷/۵، مرز پایینی این محدوده، پیشنهاد اصلاح شده‌ی Idriss (1995) (ستون۳ جدول ۵-۴ یا رابطه‌ی ۵-۳۱) و مرز بالایی مقادیر پیشنهادی Andrus and Stokoe (1997) (ستون ۴ جدول ۵-۴ یا رابطه‌ی ۵-۳۲) می‌باشد.

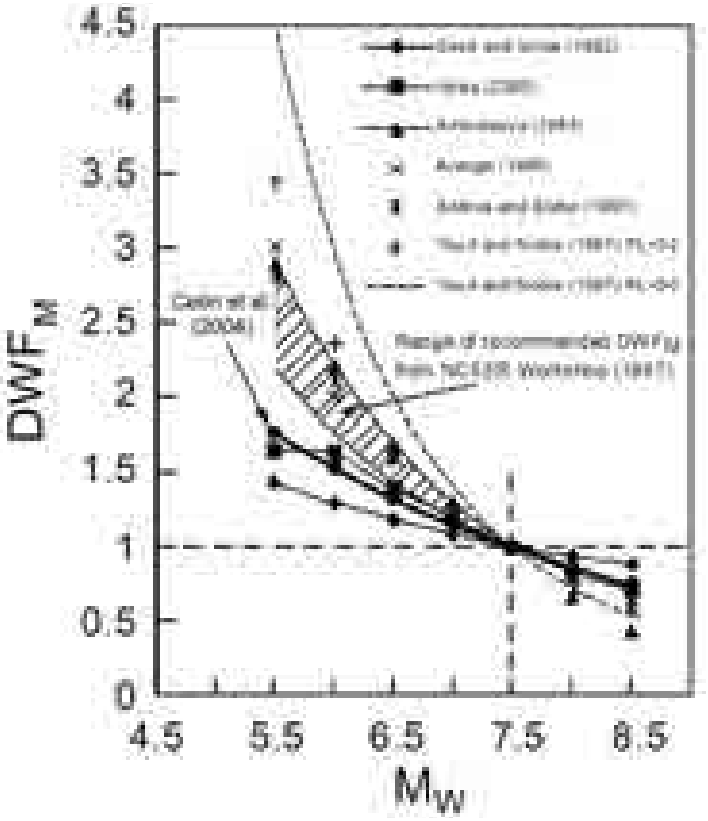
برای بزرگاهای بیش‌تر از ۷/۵ باید از ضرایب پیشنهادی Idriss (1995) (ستون۳ جدول ۵-۴ یا معادله ۵-۳۱) در کاربردهای مهندسی استفاده شود. این ضرایب جدید کوچک‌تر از مقادیر پیشنهادی Seed and Idriss (1982) می‌باشند و بنابراین کاربرد آن‌ها منجر به افزایش خطر روانگرایی محاسبه شده در مقایسه با ضرایب اولیه می‌شود. با توجه به آن که تنها تعداد کمی تاریخچه‌ی موردی روانگرایی مستند برای زلزله‌هایی با بزرگای بیش از ۸ موجود است، داده‌های محلی برای مرزبندی ضرایب مقیاس بزرگا در این محدوده کافی نیست. در نتیجه، اعضای شرکت‌کننده توافق کردند که محافظه‌کاری بیش‌تر موجود در MSFهای پیشنهادی Idriss (1995) برای کاربردهای مهندسی پیشنهاد شود.

ب- پیشنهاد Cetin et al. (2004)

Cetin et al. (2004) به منظور اصلاح نسبت تنش تناوبی نسبت به مدت زمان زلزله (یا تعداد سیکل‌های معادل) ضریب وزنی مدت زلزله (DWF) را مورد استفاده قرار دادند. مقادیر پیشنهادی آن‌ها به همراه پیشنهاد سایر محققان در شکل (۵-۲۸) نشان داده شده است. همان‌گونه که در ابتدای این بخش اشاره شد، استفاده از ضرایب MSF و DWF به نتایج مشابهی منجر می‌شود.

۵-۴-۱-۲- ضریب اصلاح K_σ

داده‌های آزمون‌های آزمایشگاهی بارگذاری تناوبی نشان می‌دهد که مقاومت روانگرایی با افزایش تنش همه‌جانبه، افزایش می‌یابد، هرچند نرخ افزایش غیرخطی است. برای در نظر گرفتن رابطه‌ی غیرخطی بین CRR و فشار موثر سربار، seed (1983) ضریب اصلاح K_σ را به منظور برون‌یابی دستورالعمل ساده‌شده برای لایه‌های خاک با فشار سربار بزرگ‌تر از 100 kPa، معرفی کرد. در این مطالعات، آزمایش‌های سه محوری فشاری تحت شرایط تحکیم همسان و بارگذاری تناوبی بر روی نمونه‌های ماسه‌ای برای اندازه-گیری CRR در شرایط تنش بالا و ارایه‌ی مقادیر K_σ، مورد استفاده قرار گرفت. در نهایت، با تعیین نسبت CRR برای فشارهای همه‌جانبه‌ی مختلف به CRR اندازه‌گیری شده برای فشار 100 kPa (1 atm)، منحنی اولیه‌ی اصلاح k_σ به دست آمد.



شکل ۵-۲۸- نمودار ضرایب مقیاس بزرگای حاصل از مطالعات محققان گذشته در مقایسه با پیشنهاد Cetin et al. (2004)

محققان دیگر داده‌هایی را اضافه کرده و اصلاحاتی را برای تعریف بهتر K_σ در کاربردهای مهندسی پیشنهاد دادند. به عنوان مثال، Seed and Harder (1990) منحنی ماسه‌ی تمیز را ارایه کردند که در شکل (۵-۲۹) نشان داده شده است.

الف- پیشنهاد NCEER

Hynes and Olsen (1999) مجموعه‌ی داده‌های وسیعی را به منظور ارایه‌ی راهنما و فرمول‌بندی رابطه‌ای برای انتخاب مقدار K_σ گردآوری و تحلیل نمودند (شکل ۵-۳۰). رابطه‌ی به دست آمده برای محاسبه‌ی K_σ به صورت زیر است:

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{v_\circ}}{P_a}\right)^{(f-1)} \qquad (۳۷-۵)$$

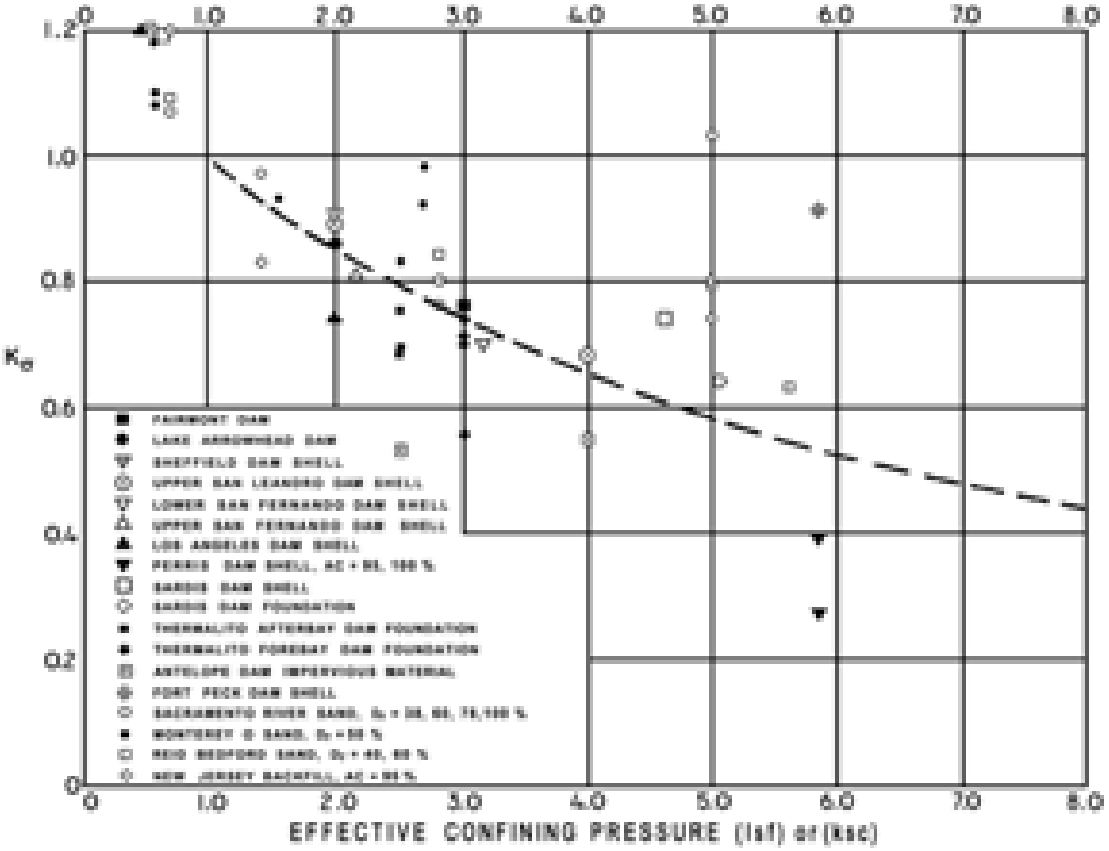
که در آن:

$\sigma'_{v_\circ}$: فشار موثر سربار؛

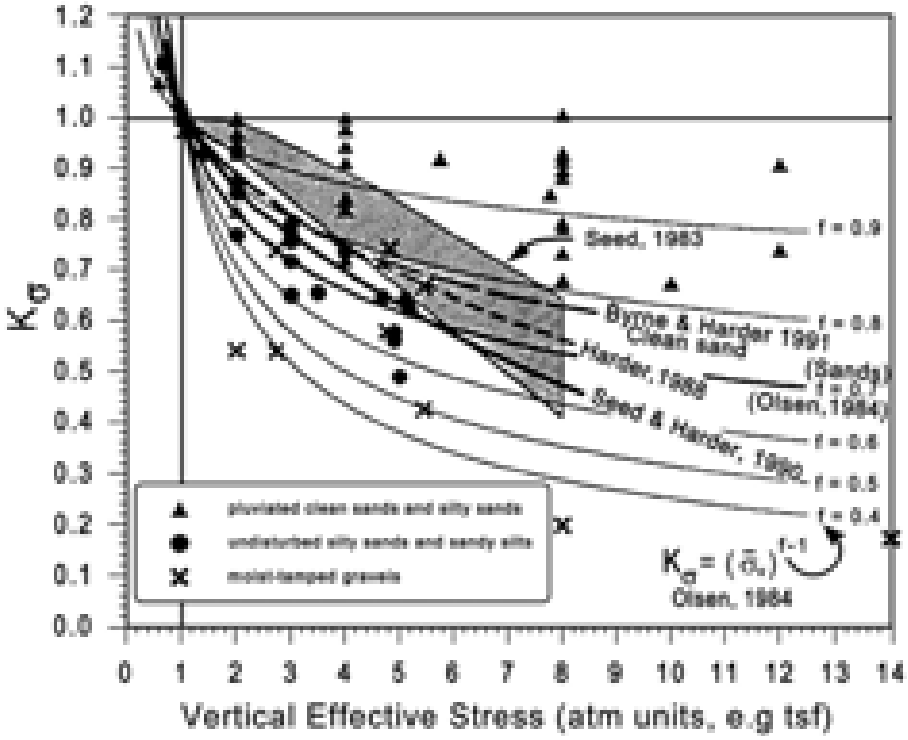
P_a: فشار اتمسفر (با واحدی مشابه $\sigma'_{v_\circ}$)؛

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

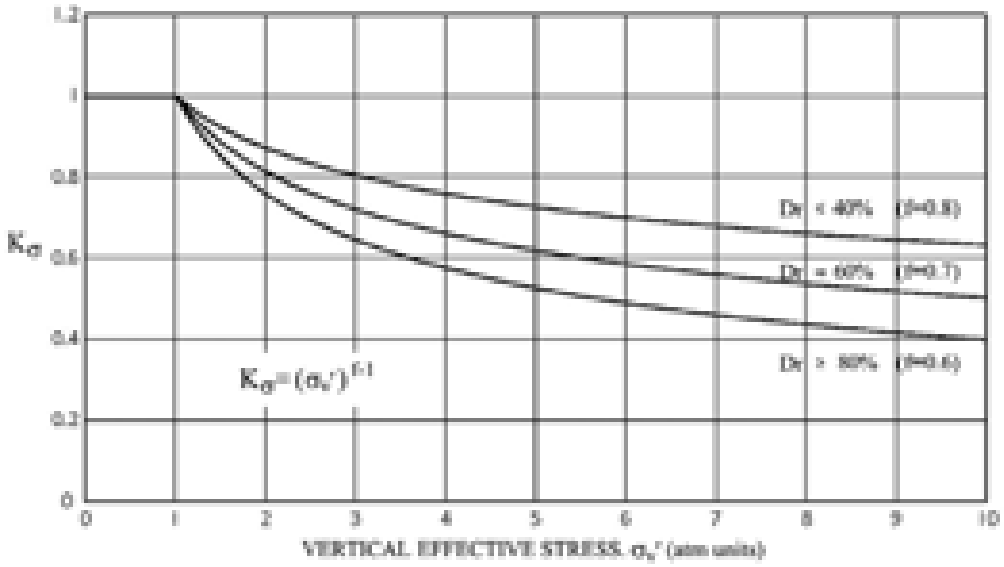
شرکت‌کنندگان در کارگاه NCEER با بررسی کارهای محققان قبلی، مقادیر f نشان داده شده در شکل (۵-۳۱) را پیشنهاد کردند. برای تراکم نسبی بین ۴۰ تا ۶۰ درصد، f = 0.7-0.8، و برای تراکم نسبی بین ۶۰ تا ۸۰ درصد، f = 0.6-0.7 می‌باشد. Hynes and Olsen این مقادیر را به عنوان یک تخمین حداقل یا محافظه‌کارانه از K_σ برای استفاده در کاربردهای مهندسی، هم برای ماسه‌های تمیز و لای‌دار و هم برای شن‌ها، پیشنهاد دادند که موافقت شرکت‌کنندگان در کارگاه را به دنبال داشت.



شکل ۵-۲۹- مقادیر K_σ تعیین شده توسط محققان مختلف (Seed and Harder, 1990)



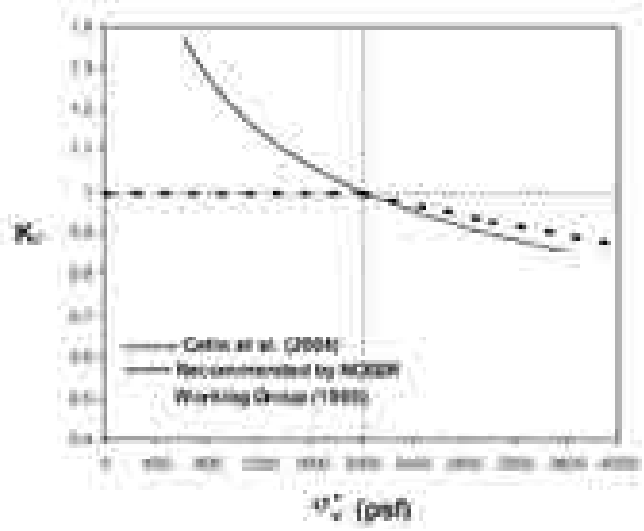
شکل ۵-۳۰- داده‌های آزمایشگاهی و منحنی‌های K_σ گردآوری شده (Hynes and Olsen, 1999)



شکل ۵-۳۱- منحنی‌های پیشنهادی برای تخمین K_σ برای کاربردهای مهندسی

ب- پیشنهاد Cetin et al. (2004)

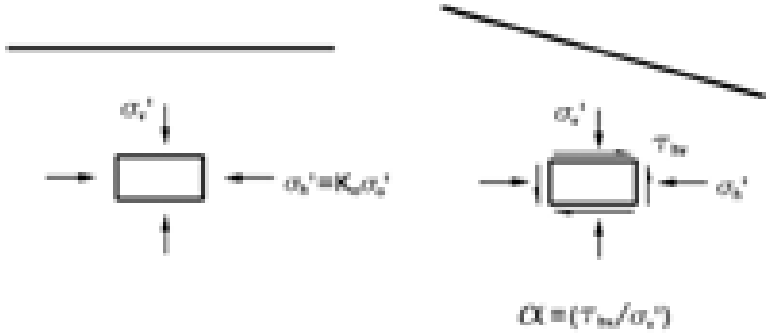
مطالعات موردی بررسی شده در کارگاه NCEER و پیشنهاد نهایی این گروه برای مقادیر پایین تنش موثر سربار نسبت به K_σ حساسیت کمی دارند. Cetin et al. (2004) با به کارگیری از داده‌هایی که عمده‌ی آن‌ها در محدوده‌ی تنش $30 < \sigma'_v < 130$ قرار داشتند، قسمتی از منحنی ارایه شده جهت محاسبه‌ی K_σ را مورد تصحیح قرار دادند که در شکل (۵-۳۲) نمایش داده شده است. همان‌گونه که در این شکل مشاهده می‌شود، مقادیر پیشنهادی این محققان روی محدوده‌ی 30-180 kPa معتبر است. اما آن‌ها داده‌های تاریخچه‌ی موردی محلی لازم را به منظور برون‌یابی نمودار K_σ برای مقادیر بزرگ‌تر σ'_v ($\sigma'_v > 2\,atm$) در اختیار نداشته و پیشنهاد کرده‌اند که برای این مقادیر از منحنی ارایه شده توسط NCEER استفاده شود. توجه به این نکته ضروری است که نمودار پیشنهادی این محققان، تنها برای استفاده در روش ارایه شده توسط آن‌ها برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی قابل کاربرد است و ممکن است از سوی تعدادی از محققان مورد تایید قرار نگیرد.



شکل ۵-۳۲- مقادیر K_σ پیشنهاد شده توسط Cetin et al. (2004)

۵-۴-۱-۳- ضریب اصلاح برای شیب زمین (K_α)

یکی دیگر از نکاتی که در ارزیابی پتانسیل روانگرایی خاک‌های اشباع باید مورد توجه قرار گیرد، وجود تنش‌های برشی محرک ایستایی غیر صفر است. این تنش‌های برشی، تنش‌هایی هستند که در اثر بارهای ثقلی و هندسه به وجود آمده و قبل از وقوع زلزله و در حین آن وجود دارند. این تنش‌ها، با توجه به این که ناشی از نیروی جاذبه هستند، در واقع تابع بارهای وارد بوده و در طی تحریک لرزه‌ای به عملکرد خود ادامه می‌دهند. شکل (۵-۳۳) یک نمونه‌ی نوعی از تنش‌های برشی محرک ایستایی را نشان می‌دهد (Seed, 1979).



(ب) زمین شیب‌دار (الف) زمین مسطح

شکل ۵-۳۳- نمایش وضعیت تنش روی جزء خاک قرار گرفته در زیر سطح زمین مسطح و شیب‌دار

شکل (۵-۳۳-الف) برای یک جزء خاک قرار گرفته در زیر زمین مسطح و در عمقی معین، اثر تنش‌های برشی و عمودی موثر را روی صفحات افقی و عمودی نشان می‌دهد. در این حالت در داخل جزء خاک تنش برشی غیر صفر وجود دارد، چرا که تنش موثر عمودی و تنش موثر افقی در حال سکون با هم برابر نیستند؛ اما جزء خاک به لحاظ حرکتی محصور است و تمایل درونی برای تغییرشکل برشی ندارد. در نتیجه می‌توان گفت تنش برشی روی سطح افقی صفر است و برای این حالت تنش برشی محرک برابر صفر در نظر گرفته می‌شود.

شکل (۵-۳۳-ب) جزء دیگری از خاک را نشان می‌دهد که این بار در یک عمقی در زیر سطح زمین شیب‌دار قرار دارد. در این حالت در داخل (یا زیر) شیب تنش برشی که روی سطح افقی عمل می‌کند، صفر نیست و جزء خاک تنش برشی ایستایی محرک غیر صفر دارد. در نتیجه تمایلی برای تغییرشکل برشی رو به پایین شیب وجود دارد. میزان اهمیت نسبی این تنش‌های ایستایی محرک غیر صفر معمولا در قالب نسبت α بیان می‌شود که برابر است با تنش برشی محرک ایستایی وارد بر صفحه افقی که با تنش موثر قائم روی آن صفحه به صورت زیر همپایه می‌شود.

$$\alpha = \frac{\tau_{hv}}{\sigma'_{v_0}} \qquad (۳۸-۵)$$

افزایش تنش برشی محرک ایستایی می‌تواند اثر افزاینده‌ای روی آسیب‌پذیری خاک نسبت به تولید فشار آب منفذی تناوبی و کنش یا وقوع روانگرایی داشته باشد. برای خاک‌های بسیار سست (خاک‌های انقباضی تحت برش‌های یک سویه) وجود تنش برشی محرک ایستایی اولیه ($\alpha > 0$) آسیب‌پذیری نسبت به روانگرایی را به طور قابل توجهی افزایش می‌دهد چرا که نرم‌شدگی حاصل از فشار

منفذی تناوبی اولیه، منجر به تجمع یک سویه‌ی تغییرشکل‌های برشی شده و این به نوبه‌ی خود افزایش بیش‌تر فشار منفذی را به دنبال دارد.

اما برای خاک‌های بسیار متراکم (خاک‌های اتساعی تحت برش یک سویه) وجود تنش برشی محرک ایستایی اولیه‌ی غیر صفر می‌تواند منجر به کاهش نرخ تولید فشار منفذی در طی بارگذاری تناوبی شود. هنگامی که هر دور از بارگذاری یک افزایش نموی در فشار منفذی و در نتیجه مقداری کاهش در مقاومت و سختی را به وجود می‌آورد، تنش‌های برشی محرک تغییرشکل‌های برشی را تولید می‌کنند که باعث اتساع خاک شده و در نتیجه فشار آب منفذی کاهش می‌یابد.

در نتیجه می‌توان گفت مقاومت روانگرایی برای خاک‌های اتساعی (مصالح دانه‌ای نسبتا متراکم تا متراکم تحت تنش همه‌جانبه کم) با افزایش تنش برشی ایستایی افزایش می‌یابد. برعکس، مقاومت روانگرایی خاک‌های انقباضی (خاک‌های سست تا نسبتا متراکم تحت تنش همه‌جانبه‌ی زیاد) با افزایش تنش برشی ایستایی، کاهش می‌یابد.

الف- پیشنهاد NCEER

به منظور در نظر گرفتن اثر تنش برشی ایستایی بر روی مقاومت روانگرایی، Seed (1983) ضریب اصلاح K_α را معرفی کرد. برای تولید مقادیر این ضریب، Seed از ضریب α استفاده کرد، به این شکل که آزمایش‌های فشاری سه‌محوری تحت بارگذاری تناوبی را برای اندازه‌گیری تجربی مقادیر ضریب اصلاح K_α به صورت تابعی از α مورد استفاده قرار داد.

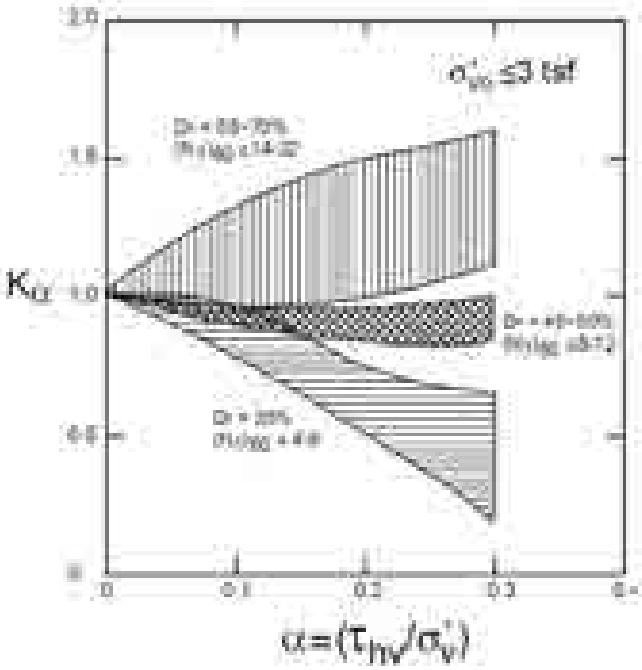
Harder and Boulanger (1997)، برای کارگاه NCEER، مطالعات گذشته شامل نتایج آزمایش‌ها و تحلیل‌های مربوط به K_α را مورد بازبینی قرار دادند. آن‌ها اشاره کردند که محدوده‌ی وسیعی از مقادیر K_α توسط محققان قبلی از جمله Seed (1983), Yoshimi and Oh-Oka (1975), Vaid and Finn (1979), Tatsuoka et al. (1982), Vaid and Chern (1983&1985), Szerdy (1986), Seed and Harder (1990), Boulanger et al. (1991), Boulanger and Seed (1995) پیشنهاد شده است که بیان‌گر عدم همگرایی در آن بوده و نیاز است که تحقیقات در این زمینه ادامه یابد. شرکت‌کنندگان در کارگاه آموزشی NCEER نیز با این موضوع موافق بودند. کارشناسان شرکت‌کننده در کارگاه NCEER اشاره کردند که اگرچه منحنی‌هایی که K_α را به α مرتبط می‌سازد منتشر شده است، نظیر منحنی Harder and Boulanger (1997) (شکل ۵-۳۴)، اما این منحنی‌ها نباید توسط غیر متخصصان در مهندسی ژئوتکنیک لرزه‌ای یا در کاربردهای معمول مهندسی استفاده شود.

ب- پیشنهاد Seed et al. (2003)

شکل (۵-۳۴) یکی از بهترین نمونه‌های ساده شده‌ی اثرات تنش برشی محرک ایستایی غیر صفر روی آسیب‌پذیری خاک نسبت به وقوع روانگرایی تحت بارگذاری تناوبی را نشان می‌دهد (Harder and Boulanger, 1997). این شکل ضریب تعدیل K_α را ارایه می‌دهد که بیان‌گر افزایش نسبی روانگرایی در اثر وجود تنش برشی محرک غیر صفر است.

همان‌گونه که در شکل (۵-۳۴) نشان داده شده است، نسبت تنش تناوبی مورد نیاز برای وقوع روانگرایی، با افزایش α برای مقادیر عدد نفوذ استاندارد بالا افزایش و برای مقادیر پایین مقاومت نفوذ کاهش می‌یابد. لازم به ذکر است که این شکل تنها برای خاک‌هایی مناسب است که تنش موثر سربار اولیه‌ی آن‌ها کوچک‌تر یا مساوی 3 atm باشد. در تنش‌های سربار اولیه‌ی بیش‌تر، تنش‌های موثر بالا مانع اتساع خاک‌های متراکم شده و انقباض خاک‌های سست را تشدید می‌کنند، به طوری که مقادیر K_α در جهت عقربه‌های ساعت خواهد چرخید (به شکل معکوس درمی‌آیند).

در نهایت ذکر این نکته ضروری است که شیب‌ها تنها منبع تنش‌های برشی محرک ایستایی غیر صفر نیستند. شرایط α غیر صفر ممکن در نتیجه بارهای ناشی از پی‌های سطحی، بارگذاری شمع‌ها و دیگر پی‌های عمیق، وجه آزاد گودبرداری‌ها و تغییر سطح به وجود آمده توسط دیوارها نیز به وجود آید. در ارزیابی کنش روانگرایی حذف شرایط α غیر صفر در لبه‌ی سازه‌های متکی بر پی‌های سطحی بسیار متداول است.



شکل ۵-۳۴- مقدار K_α پیشنهادی برای فشارهای موثر همه‌جانبه‌ی کم‌تر از 3 atm (Harder and Boulanger, 1997)

۵-۴-۱-۴- تاثیر سن نهشته

محققان متعددی به این نکته اشاره کرده‌اند که مقاومت روانگرایی خاک‌ها با سن افزایش می‌یابد. به طور مثال Seed (1979) افزایش قابل توجه مقاومت روانگرایی با افزایش سن نمونه‌های ماسه‌ای بازسازی شده در آزمایشگاه را مشاهده نمود. در این بررسی و در طی انجام آزمایش‌های تناوبی بر روی نمونه‌های ماسه‌ای بازسازی شده‌ی تازه و نمونه‌های مشابه ۱۰۰ روزه افزایشی به میزان ۲۵ درصد در نسبت مقاومت تناوبی ثبت شد. Youd and Hoose (1977) و Youd and Perkins (1978) به این نکته اشاره کردند که مقاومت روانگرایی به طور محسوسی با سن زمین‌شناسی افزایش می‌یابد. نهشته‌های رسوبی مربوط به چند هزار سال گذشته نسبت به رسوبات قدیمی‌تر هولوسن معمولا بسیار آسیب‌پذیرتر در برابر روانگرایی می‌باشند. حتی رسوبات دوران پلیستوسن دارای مقاومت بیش‌تری هستند و رسوبات پیش از آن به طور کلی در برابر روانگرایی آسیب‌پذیر نیستند. اما با وجود آن که افزایش کیفیِ تابع زمانِ مقاومت روانگرایی به خوبی ثبت شده است، داده‌های کمیِ اندکی جمع‌آوری شده است. به علاوه شناختی مناسب و کامل از عواملی که سبب افزایش مقاومت روانگرایی با عمق می‌شوند وجود ندارد. در نتیجه ضرایب تصحیحی که صحت آن‌ها کنترل شده باشد، برای در نظر گرفتن اثر سن نهشته‌های خاک ارایه نشده است.

در نبود ضرایب اصلاح کمی برای در نظر گرفتن اثر سن، برای تخمین مقاومت روانگرایی رسوبات مسن‌تر از چند هزار سال، قضاوت مهندسی مورد نیاز است. در مورد رسوبات عمیق‌تر که بیش از چند هزار سال سن دارند، برخی مهندسان آگاه و با تجربه،

ضریب K_α را به عنوان جبران بخشی از افزایش قابل توجه اما کمی نشده‌ی مقاومت روانگرایی با عمق اعمال نمی‌کنند. برای سازه‌های ساخته شده به دست بشر نظیر خاکریزهای بزرگ و سدهای خاکی، تاثیر سن بسیار کم است و نباید در محاسبه‌ی مقاومت روانگرایی در نظر گرفته شود.

۵-۴-۲- مقادیر مجاز ضریب اطمینان در سطوح عملکردی مختلف

۵-۴-۲-۱- طراحی بر اساس عملکرد

۵-۴-۲-۱-۱- روش‌شناسی دیدگاه طراحی بر مبنای عملکرد

طراحی براساس عملکرد یک فلسفه‌ی طراحی نوظهور است که در پی تجربیات به دست آمده از زلزله‌های دهه‌ی ۹۰ به وجود آمد (SEAOC, 1995; Iai and Ichii, 1998; Steedman, 1998) و هدف آن غلبه نمودن بر محدودیت موجود در روش‌های طراحی لرزه‌ای متداول است. مبنای آیین‌نامه‌های متداول طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها، تامین ظرفیت لازم برای مقابله با نیروی لرزه‌ای طرح است؛ اما این آیین‌نامه‌ها اطلاعاتی در خصوص عملکرد سازه هنگامی که بار وارد از حد تعادل نیرو فراتر می‌رود، در دسترس قرار نمی‌دهند. در روش‌های طراحی متداول اگر هدف طراحی برقراری تعادل حدی برای حرکات نسبتا شدید توام با یک رخداد لرزه‌ای بسیار نادر باشد، در این صورت هزینه‌ی ساخت/ بهسازی بسیار زیاد خواهد شد. از سوی دیگر اگر کنترل تعادل نیرو برای یک رخداد لرزه‌ای با فراوانی بیش‌تر انجام شود، تخمین عملکرد لرزه‌ای سازه هنگامی که تحت اثر حرکاتی بزرگ‌تر از حرکات مورد استفاده در طراحی قرار گیرد، مشکل خواهد بود.

در روش طراحی براساس عملکرد باید سطوح مناسبی از حرکات زلزله‌ی طرح تعریف شده و متناظر با آن‌ها سطوح قابل قبول خرابی سازه به روشنی مشخص گردد. دو سطح حرکت زلزله که معمولا به عنوان حرکات مبنای طراحی مورد استفاده قرار می‌گیرند، به صورت زیر تعریف می‌شوند:

سطح یک (L1): سطحی از حرکات لرزه‌ای که در طی عمر سازه احتمال وقوع آن وجود دارد.

سطح دو (L2): سطحی از حرکات لرزه‌ای که توام با رخدادهای نادر و کمیاب بوده و معمولا تکان‌های بسیار شدید زمین را شامل می‌شود.

سطح قابل قبول خرابی مطابق با نیازهای خاص کاربرد از تاسیسات تعیین می‌شود که می‌توان آن را براساس سطح قابل قبول خرابی‌های عملکردی و سازه‌ای ارایه شده در جدول (۵-۵) تعریف نمود. در این جدول مجموعه‌ی خرابی‌های سازه‌ای به طور مستقیم با مقدار کار مورد نیاز برای بازیابی ظرفیت کامل کارکرد سازه مرتبط است که در بیش‌تر موارد از آن به عنوان خسارات مستقیم ناشی از زلزله یاد می‌شود. از سوی دیگر مجموعه‌ی خرابی‌های عملکردی با مدت زمان و هزینه‌ی مورد نیاز برای بازیابی قابلیت استفاده به صورت کامل و یا جزیی ارتباط دارد. خسارات اقتصادی مربوط به از دست رفتن قابلیت استفاده، اغلب به عنوان خسارات غیر مستقیم شناخته می‌شوند.

هنگامی که سطوح زلزله‌ی طرح و خرابی قابل قبول به درستی تعیین گردید، با استفاده از طبقه‌بندی ارایه شده در جدول (۵-۶)، می‌توان کلاس عملکرد مورد نیاز یک سازه را برابر S، A، B یا C مشخص نمود. در روش طراحی براساس عملکرد، سازه برای ارضای این سطوح عملکردی طراحی می‌شود. گام‌های اصلی روش طراحی براساس عملکرد را می‌توان به صورت زیر بیان نمود:

۱- انتخاب کلاس عملکرد: معمولا این مرحله با مراجعه به جداول (۵-۵) و (۵-۶) و انتخاب سطح خرابی سازگار با نیازهای کاربر انجام می‌شود.

۲- تعریف معیارهای خرابی: در این مرحله، سطح خرابی قابل قبول در قالب پارامترهای مهندسی نظیر تغییرمکان، حالت تنش حدی یا ضرایب شکل‌پذیری مشخص می‌شود.

۳- ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه: این ارزیابی معمولا با مقایسه‌ی پارامترهای پاسخ به دست آمده از تحلیل لرزه‌ای سازه با معیارهای خرابی صورت می‌گیرد.

جدول ۵-۵- سطوح قابل قبول خرابی در روش طراحی براساس عملکرد

سطح خرابی	سازه‌ای	عملکرد
درجه ۱: قابل استفاده	خرابی جزیی یا عدم خرابی	از دست رفتن جزیی یا عدم از دست رفتن قابلیت استفاده
درجه ۲: قابل تعمیر	خرابی کنترل شده[1]	از دست رفتن کوتاه مدت قابلیت استفاده[2]
درجه ۳: در آستانه‌ی فروپاشی	خرابی گسترده در آستانه‌ی فروپاشی	از دست رفتن بلند مدت یا کامل قابلیت استفاده
درجه ۴: فروپاشی[3]	از دست رفتن کامل سازه	از دست رفتن کامل قابلیت استفاده

۱- پاسخ غیر ارتجاعی و تغییرشکل پسماند محدود؛
۲- غیر قابل استفاده بودن سازه در یک بازه‌ی زمانی کوتاه تا متوسط برای انجام تعمیرات؛
۳- بدون اثرات قابل توجه بر روی محیط اطراف.

جدول ۵-۶- تعریف کلاس‌های عملکردی

کلاس عملکرد	زلزله‌ی طرح	
	سطح ۱	سطح ۲
S	درجه ۱: قابل استفاده	درجه ۱: قابل استفاده
A	درجه ۱: قابل استفاده	درجه ۲: قابل تعمیر
B	درجه ۱: قابل استفاده	درجه ۳: در آستانه‌ی فروپاشی
C	درجه ۲: قابل تعمیر	درجه ۴: فروپاشی

۵-۴-۲-۱-۲- سطوح مبنای حرکات لرزه‌ای

سطح یک حرکت لرزه‌ای (L1) معمولا به حرکتی اطلاق می‌شود که احتمال وقوع رویدادی با شتاب بیش از آن در طی عمر سازه برابر ۵۰ درصد باشد. به صورت مشابه، سطح دو حرکات لرزه‌ای (L2) به حرکتی گفته می‌شود که احتمال وقوع بیش از آن در طی عمر سازه برابر ۱۰ درصد باشد. در تعریف این حرکات لرزه‌ای، چنانچه گسل لرزه‌ای فعالی در مجاورت ساختگاه مورد نظر وجود داشته باشد، باید حرکت میدان نزدیک ناشی از یک رخداد نادر روی آن در نظر گرفته شود.

اگر طول عمر سازه ۵۰ سال فرض شود، دوره‌ی بازگشت برای سطوح لرزه‌ای یک و دو به ترتیب ۷۵ و ۴۷۵ سال می‌باشد. در نواحی با لرزه‌خیزی پایین، ممکن است زلزله‌ی سطح یک نسبتا کوچک بوده و به لحاظ مهندسی اهمیت کمی داشته باشد. در این حالت تنها زلزله‌ی سطح دو به همراه یک معیار خرابی مناسب مورد استفاده قرار می‌گیرد؛ در این روش فرض می‌شود که ارضای عملکرد برای زلزله‌ی سطح دو به طور ضمنی عملکرد مورد نیاز تحت زلزله‌ی سطح یک را نیز تامین خواهد کرد. می‌توان گفت که

این روش تک سطحی سازه مطابق با یک سطح خرابی قابل قبول انتخاب شده طراحی می‌گردد. اما در روش دو سطحی، یعنی کنترل هر دو سطح زلزله‌ی L1 و L2 تلاش می‌شود که:

۱- سطح مشخصی از ایمنی و قابلیت استفاده برای زلزله‌ی سطح L1 تامین شود؛

۲- میزان و حالات خرابی لرزه‌ای برای زلزله‌ی L2 تعیین گردد.

این روش دو سطحی به ویژه برای استفاده در نواحی با لرزه‌خیزی متوسط تا بالا مفید است. چرا که در این نواحی از یک سو ارضای معیار خرابی تعیین شده برای زلزله‌ی L2 ممکن است برای اطمینان از درجه‌ی ایمنی و قابلیت استفاده‌ی مورد نظر در زلزله‌ی L1 کفایت نکند و از سوی دیگر ارضای معیار عملکرد L1 برای تامین معیار عملکرد مشخص شده برای L2 کافی نیست. لازم به ذکر است که تحریک‌های قوی‌تر زلزله‌ی L2 لزوما به تنهایی تعیین کننده‌ی طرح نهایی نیستند چرا که ممکن است معیار بالای عملکرد در سطح L1 طرح را به شدت تحت تاثیر قرار داده و حتی حاکم بر آن باشد.

روش دیگر برای انتخاب کلاس عملکرد براساس درجه‌ی اهمیت سازه است. رتبه‌های اهمیت سازه در بیش‌تر آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های لرزه‌ای تعریف شده‌اند. جدول (۵-۷) تعریف کلاس‌های عملکردی را براساس درجه‌ی اهمیت سازه نشان می‌دهد.

جدول ۵-۷- تعریف کلاس عملکردی براساس درجه‌ی اهمیت سازه

کلاس عملکرد	تعریف براساس اثرات لرزه‌ای روی سازه
S	۱- سازه‌های بحرانی مستعد خسارات جانی و مالی گسترده در اثر خرابی‌های لرزه‌ای
	۲- سازه‌های کلیدی که لازم است پس از زلزله برای ارایه‌ی خدمات و بازیابی شرایط عادی قابل استفاده باشند.
	۳- سازه‌های بحرانی که با مصالح مخاطره‌آمیز سر و کار دارند.
	۴- سازه‌های بحرانی که در صورت از کار افتادن آن‌ها، فعالیت‌های اقتصادی و اجتماعی در منطقه‌ی زلزله‌زده از بین می‌رود.
A	سازه‌های اصلی که شدت اثرات آن‌ها در خصوص موارد ۱ تا ۴ نسبت به سازه‌های کلاس S کم‌تر است.
	۵- سازه‌هایی که در صورت خرابی استقرار مجدد آن‌ها به سختی امکان‌پذیر است.
B	سازه‌های معمولی غیر از موارد ذکر شده در کلاس S، A و C
C	سازه‌های کوچک با قابلیت استقرار مجدد آسان

۵-۴-۲-۲- ضریب اطمینان مجاز

پس از تعیین ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی و معرفی سطوح زلزله و عملکرد سازه در قسمت‌های قبلی، در این بخش به بررسی مقادیر ضریب اطمینان مجاز بر حسب کلاس عملکرد سازه پرداخته می‌شود. اگرچه منحنی‌های روانگرایی نشان داده شده در قسمت‌های قبلی داده‌های معرف وقوع روانگرایی را احاطه کرده‌اند، اما ممکن است مواردی از روانگرایی در خارج از داده‌های محصور شده وجود داشته باشد که نمود آن در سطح زمین شناسایی نشده باشد. از این‌رو در بیش‌تر موارد ضریب اطمینان مجاز در برابر روانگرایی بیش‌تر از ۱ در نظر گرفته می‌شود. با توجه به این که عوامل زیادی در تعیین ضریب اطمینان مجاز نقش داشته و در وزن-دهی به این عوامل قضاوت مهندسی قابل توجهی مورد نیاز است، به روشنی می‌توان دریافت که در یک راهنمای مختص ارزیابی

پتانسیل روانگرایی نظیر راهنمای حاضر، نمی‌توان یک مقدار یگانه را به عنوان ضریب اطمینان قابل قبول در مقابل روانگرایی ذکر کرد. برخی از این عوامل عبارتند از:

۱) نوع سازه و میزان آسیب‌پذیری آن تحت اثر روانگرایی؛

۲) سطح خطر پذیرفته شده توسط کارفرما یا مقررات ملی که سوالاتی را در خصوص هدف طرح- طراحی برای امنیت جانی، خسارات محدود سازه‌ای و یا اساسا بدون هیچ‌گونه خسارتی- شامل می‌شود.

۳) پتانسیل خرابی مربوط به هر یک از انواع مخاطرات روانگرایی. بدیهی است که گسیختگی جریانی یا گسترش جانبی بزرگ، پتانسیل خرابی بیش‌تری نسبت به نشست نامتقارن دارند.

۴) پتانسیل خرابی مربوط به بزرگای زلزله‌ی طرح.

۵) عدم قطعیت‌های موجود در مقاومت روانگرایی محاسبه شده براساس نتایج آزمون‌های محلی.

با در نظر گرفتن عوامل بالا، مقادیر مجاز ضریب اطمینان براساس کلاس عملکرد سازه و سطح زلزله‌ی طرح در قالب گروه‌های زیر پیشنهاد می‌گردد. لازم به ذکر است که به منظور حفظ یکپارچگی معیارهایی ارایه شده و معنی‌دار بودن تفاوت میان حالت‌هایی که ضریب اطمینان یکسان دارند، معیار تغییرمکان زمین نیز در کنار ضریب اطمینان ذکر می‌گردد. تغییرمکان‌های قائم و افقی ناشی از روانگرایی در فصل هفتم مورد بحث قرار گرفته و روابط پیشنهادی جهت تخمین آن‌ها ارایه خواهد شد.

الف) سازه‌های کلاس C: بررسی اثرات روانگرایی بر روی سازه‌های کلاس C فقط در سطح زلزله‌ی L1 صورت گرفته و ضریب اطمینان مجاز برابر ۱ می‌باشد.

ب) سازه‌های کلاس B: در این گروه سازه‌ها باید از وقوع روانگرایی تحت بارگذاری زلزله‌ی سطح L1 پیش‌گیری شود. اما در زلزله‌ی سطح دو، روانگرایی به شرطی که منجر به فروپاشی سازه نگردد، می‌تواند رخ دهد. معیارهای تغییرمکان و ضریب اطمینان مجاز در سطوح مختلف زلزله به شرح زیر است:

- ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی تحت بارگذاری زلزله‌ی سطح یک باید از ۱/۵ بزرگ‌تر باشد.

- ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی تحت بارگذاری زلزله‌ی سطح دو باید از ۱ بزرگ‌تر باشد. همچنین نشست حاصل از ۱۰ سانتی‌متر کوچک‌تر و تغییرشکل جانبی به وجود آمده در محدوده‌ی ۱۵ تا ۳۰ سانتی‌متر قرار داشته باشد. در مواردی که دستیابی به ضریب اطمینان بزرگ‌تر از ۱ برای زلزله‌ی سطح دو امکان‌پذیر نیست، به شرط آن که وضعیت تغییرشکل محاسبه شده بیان‌گر مقادیر کنترل شده‌ی نشست و گسترش جانبی معادل با حدود بالا باشد- به گونه‌ای که از فروپاشی سازه جلوگیری شود- می‌توان ضریب اطمینان را بزرگ‌تر از ۰/۹ در نظر گرفت.

ج) سازه‌های کلاس A: بررسی اثرات روانگرایی بر روی سازه‌های این گروه مشابه با کلاس B انجام می‌شود، با این تفاوت که تغییرمکان‌های به وجود آمده تحت بارگذاری سطح L1 معنی‌دار بوده و باید کنترل شود.

- در زلزله‌ی سطح یک، ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی باید بزرگ‌تر از ۱/۵ بوده و نشست و تغییرمکان جانبی حاصل نیز به ترتیب از ۲/۵ و ۷/۵ سانتی‌متر کوچک‌تر باشد.

- در زلزله‌ی سطح دو، ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی باید بزرگ‌تر از ۱ باشد. همچنین نشست و تغییرشکل جانبی به وجود آمده نیز به ترتیب کوچک‌تر از ۱۰ سانتی‌متر و در محدوده‌ی ۱۵ تا ۳۰ سانتی‌متر باشند. در مواردی که امکان دستیابی به ضریب

اطمینان بزرگ‌تر از ۱ وجود ندارد، می‌توان ضریب اطمینان را بزرگ‌تر از ۰/۹ در نظر گرفت به شرط آن که نشست و تغییرشکل‌های جانبی محاسبه شده در محدوده‌ی فوق قرار داشته باشند.

د) سازه‌های کلاس S: برای سازه‌های قرار گرفته در این گروه، مقادیر ضریب اطمینان مجاز و حدود تغییرمکان‌های حاصل در سطوح مختلف بارگذاری به صورت زیر است:

– در زلزله‌ی سطح یک، ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی باید بزرگ‌تر از ۱/۵ بوده و نشست و تغییرمکان جانبی حاصل نیز به ترتیب از ۲/۵ و ۷/۵ سانتی‌متر کوچک‌تر باشد.

– در زلزله‌ی سطح دو، ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی باید بزرگ‌تر از ۱/۱ بوده و نشست‌های حاصل به گونه‌ای محدود شوند که از خرابی‌های سازه‌ای عمده که غیر قابل تعمیر هستند، پیش‌گیری شود. وضعیت تغییرشکل محاسبه شده باید بیان‌گر مقادیر محدود نشست و تغییرمکان جانبی مطابق با معیارهای پذیرش سازه باشد.

مراجع

Andrus, R.D. and Stokoe, K.H. II. (1997), "Liquefaction Resistance Based on Shear Wave Velocity", *Proceeding of NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, National Ctr. for Earthquake Engineering, State University of New York at Buffalo, pp. 89–128.

Andrus, R.D. and Stokoe, K.H. II. (2000), "Liquefaction Resistance of Soils from Shear-Wave Velocity", *Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 126(11), 1015–1025.

Bierschwale, J.G. and Stokoe, K.H. II. (1984), "Analytical Evaluation of Liquefaction Potential of Sands Subjected to the 1981 Westmorland Earthquake", Geotechnical Engineering Report No. GR-84-15, The University of Texas at Austin, 231 p.p.

Boore, D.M. and Atkinson, G.M. (2007), "Boore-Atkinson NGA Ground Motion Relations for the Geometric Mean Horizontal Component of Peak and Spectral Ground Motion Parameters", Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), University of California at Berkeley, CA, USA.

Boulanger, R.W. (2003), "High Overburden Stress Effects in Liquefaction Analyses", *Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(12), pp. 1071-1082.

Boulanger, R.W. and Seed, R.B. (1995), "Liquefaction of Sand Under Bidirectional Monotonic and Cyclic Loading", *Journal of the Geotechnical Engineering*, ASCE, 121(12).

Boulanger, R.W. Seed, R.B. Chan, C.K. Seed, H.B. and Sousa, J. (1991), "Liquefaction Behavior of Saturated Sands Under Uni-directional and Bi-Directional Monotonic and Cyclic Simple Shear Loading", Geotechnical Engineering Report No. UCB/GT/91-08, University of California at Berkeley, CA, USA.

Campbell, K.W. and Bozorgnia, Y. (2007), "Campbell-Bozorgnia NGA Ground Motion Relations for the Geometric Mean Horizontal Component of Peak and Spectral Ground Motion Parameters", Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), University of California at Berkeley, CA, USA.

Cao, L.F. Teh, C.I. and Chang, M.F. (2001), "Undrained Cavity Expansion in Modified Cam Clay-Part I: Theoretical Analysis", *Geotechnique*, 51(4), pp. 323-334.

Castro, G. (1995), "Empirical Methods in Liquefaction Evaluation", *Primer Ciclo d Conferencias Internationales*, Leonardo Zeevaert, Universidad Nacional Autonoma de Mexico, Mexico City.

Cetin, K.O. (2000), "Reliability-Based Assessment of Seismic; Soil Liquefaction Initiation Hazard", PhD Dissertation, University of California, Berkeley, CA, USA.

Cetin, K.O. and Seed, R.B. (2004), "Nonlinear Shear Mass Participation Factor (r_d) for Cyclic Shear Stress Ratio Evaluation", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(2), pp. 103-113.

Cetin, K.O. Seed, R.B. Kiureghian, A.D. Tokimatsu, K. Harder, L.F. Kayen, R.E. and Moss, R.E.S. (2004), "Standard Penetration Test-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(12), pp. 1314-1340.

DeAlba, P. Baldwin, K. Janoo, V. Roe, G. and Celikkol, B. (1984), "Elastic-Wave Velocities and Liquefaction Potential", *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 7(2), pp. 77-87.

DeAlba, P. Chan, C.K. and Seed, H.B. (1975), "Determination of Soil Liquefaction Characteristics by Large-Scale Laboratory Tests", Report of EERC 75-14, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, CA, USA.

Dobry, R. (1989), "Some Basic Aspects of Soil Liquefaction During Earthquakes", *Earthquake Hazards and the Design of Constructed Facilities in the Eastern United States*, Annals of the New York Academy of Sciences, Vol. 558, pp. 172-182.

Dobry, R. Stokoe, K.H. II. Ladd, R.S. and Youd, T.L. (1981), “Liquefaction Susceptibility from S-Wave Velocity”, *Proceedings of In-Situ Tests to Evaluate Liquefaction Susceptibility*, ASCE National Convention, held 27 October 1981, St. Louis, MO.

Douglas, B.J. and Olsen, R.S. (1981), “Soil Classification Using the Electric Cone Penetrometer”, *Proceedings of a Session Entitled Cone Penetration Testing and Experience*, ASCE Fall Convention, ASCE, New York, pp. 209-227.

Fear, C.E. and McRoberts, E.C. (1995), “Reconsideration of Initiation of Liquefaction in Sandy Soils”, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 121(3), pp. 249-261.

FHWA (1997), “Technical report: Geotechnical Engineering Circular No. 3, Design Guidance: Geotechnical Earthquake Engineering for Highways, Volume 1, Design Principals”, FHWA-SA-97-076, Washington D.C., USA.

Finn, W.D.L. Bransby, PL. and Pickering, D.J. (1970), “Effect of Strain History on Liquefaction of Sands”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 96(SM6), pp. 1917-1934.

Finn, W.D.L., Pickering, DJ., and Bransby, P.L. (1971), "Sand liquefaction in triaxial and simple shear tests," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 97, No. SM4, pp.639-659.

Finn, W.D.L. Martin, G.R. and Lee, K.W. (1977), “An Effective Stress Model for Liquefaction”, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 103(6), pp. 517-533.

Franklin, A.G. (1986), “Use of the Piezocone for Evaluating Soil Liquefaction Potential”, *Proceedings of the 8th European Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, pp. 33-40.

Gibbs, H.J. and Holtz, W.G. (1957), “Research on Determining the Density of Sand by Spoon Penetration Testing”, *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. I, pp. 35–39.

Golesorkhi, R. (1989), “Factors Influencing the Computational Determination of Earthquake Induced Shear Stresses in Sandy Soils”, PhD Dissertation, University of California, Berkeley, CA, USA.

Harder, L.F. Jr. and Boulanger, R.W. (1997), “Application of K_σ and K_α Correction Factors”, *Proceedings of NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, National Ctr. for Earthquake Engineering, State University of New York at Buffalo, pp. 167–190.

Hynes, M.E. and Olsen, R.S. (1999), “Influence of Confining Stress on Liquefaction Resistance”, *Proceedings of the International Workshop on Physics and Mechanics of Soil Liquefaction*, Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 145–152.

Idriss, I.M. (1990), “Response of Soft Soil Sites During Earthquakes”, *Proceedings of H. Bolton Seed Memorial Symposium*, Vol. 2, BiTech Publishers, Ltd., Vancouver, pp. 273–290.

Idriss, I.M. (1991), “Earthquake Ground Mmotions at Soft Soil Sites”, *Proceedings of the 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, 3, pp. 2265–2271.

Idriss, I. M. (1999), “An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential", *Proceedings of the TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction*, January, Publication No. FHWA-RD-99-165, Federal Highway Administration.

Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. (2004), “Semi-Empirical Procedures for Evaluating Liquefaction Potential During Earthquakes”, Proceedings of the 11th International Conference of Soil Dynamics and Earthquake Engineering and the 3rd International Conference of Earthquake Geotechnical Engineering, Berkeley, CA, USA, pp. 32-56.

Idriss, I.M. and Sun, J.I. (1993), “Users Manual for SHAKE91: A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analyses of Horizontally Layered Soil Deposits”, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis.

Imai, T. Tonouchi, K. and Kanemori, T. (1981), “The Simple Evaluation Method of Shear Stress Generated by Earthquakes in Soil Ground”, Technical Report No. 3, Bureau of Practical Geological Investigation.

Ishihara, K. (1977), “Simple Method of Analysis for Liquefaction of Sand Deposits During Earthquakes”, *Soils and Foundations*, 17(3), pp. 1-17.

Ishihara, K. (1985), “Stability of Natural Deposits During Earthquakes”, *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 321-376.

Ishihara, K. (1993), “Liquefaction and Flow Failure During Earthquake”, *Geotechnique*, 43(3), pp. 351-415.

ISSMGE-TC4 (1999), "Manual for zonation on seismic geotechnical hazards", The Japanese Geotechnical society, Tokyo.

Iwasaki, T. Tatsuoka, F. Tokida, K.I. and Yasuda, S.A. (1978), “Pracitical 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.

Jamiolkowski, M. Baldi, G. Bellotti, R. Ghionna, V. and Pasqualini, E. (1985), “Penetration Resistance and Liquefaction of Sands”, *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, pp. 1891-1896.

Jefferies, MG. and Davies, MP. (1993), “Use of CPTu to Estimate Equivalent SPT N60”, *ASTM Geotech Test J*, 16(4), pp. 458-67.

Juang, C.H. Chen, C.J. and Jiang, T. (2001), “Probabilistic Framework for Liquefaction Potential by Shear Wave Velocity”, *Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(8), pp. 670-678.

Juang, C.H. Chen, C.J. Tang, W.H. and Rosowsky, D.V. (2000), “CPT-Based Liquefaction Analysis-Part 1: Determination of Limit State Function”, *Geotechnique*, 50(5), pp. 583-592.

Juang, C.H. Chen, C.J. Rosowsky, D.V. and Tang, W.H. (2000), “CPT-Based Liquefaction Aanalysis-Part 2: Reliability for Design”, *Geotechnique*, 50(5), pp. 593-599.

Juang, C.H. Fang, S.Y. and Khor E.H. (2006), “First-Order Reliability Method for Probabilistic Liquefaction Triggering Analysis Using CPT”, *Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(3), pp. 337-350.

Juang, C.H. Jiang, T. and Andrus, R.D. (2002), “Assessing probability-Based Methods for Liquefaction Potential Evaluation”, *Journal of the Geotechnical Geoenvironmental Engineering*, 128(7), pp. 580-589.

Juang, C.H. Yuan, H. Lee, D.H. and Lin, P.S. (2003), “Simplified Cone Penetration Test-Based Method for Evaluating Liquefaction Resistance of Soils”, *Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(1), pp. 66-80.

Kayen, R.E. Mitchell, J.K. Seed, R.B. Lodge, A. Nishio, S. and Coutinho, R. (1992), “Evaluation of SPT-, CPT-, and Shear Wave-Based Methods for Liquefaction Potential Assessment Using Loma Prieta Data”, *Proceedings of the 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake-Resistant Design of the Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction*, Vol. 1, pp. 177-204.

Kayen, R.E. Seed, R.B. Moss, R.E. Cetin, O. Tanaka, Y. and Tokimatsu, K. (2004), "Global Shear Wave Velocity Database for Probabilistic Assessment of the Initiation of Seismic-Soil Liquefaction", *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, University of California and Stallion Press, Berkeley, 2, pp. 506-512.

Kokusho, T. Yoshida, Y. and Eashi, Y. (1983), "Evaluation of Seismic Stability of Dense Sand Layer (Part 2) - Evaluation Method by Standard Penetration Test", Electric Power Central Research Institute, Report No. 383026, Japan.

Kramer, S.L. (1996), *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, Upper Saddle River, N.J.

Yu, H.S. (2000), *Cavity Expansion Methods in Geomechanics*, Kluwer Academic, Dordrecht, The Netherlands.

Kramer, S. L. and Arduino, P. (1999), "Constitutive modeling of cyclic mobility and implications for site response," In Proceedings of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, volume 3, pp.1029-1034, Lisboa, Portugal.

Ladanyi, B. and Johnston, G.H. (1974), "Behavior of Circular Footings and Plate Anchors Embedded in Permafrost", *Canadian Geotechnical Journal*, 11, pp. 531-553.

Ladd, R.S. (1974), "Specimen Preparation and Liquefaction of Sands", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 100(GTl0), pp. 1180-1184.

Lai, S. and Ichii, K. (1998), "Performance-Based Design for Port Structures", *Proceedings of the UJNR 30th Joint Meeting of United States-Japan Panel on Wind and Seismic Effects*, Gaithersburg, NlST (3-5), pp. 1-13.

Lai, S.Y. Lee, F.B. and Hsieh, M.J. (1990), "Logistic Regression Models for Evaluating Soil Liquefaction Probability by Cone Penetration Tests", *Journal of Civil Hydraulic Engineering*, Taipei, Taiwan, 16(4), pp. 35-48 (in Chinese).

Lee, K.L. and Albaisa, A. (1974), "Earthquake Induced Settlements in Saturated Sands", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 100(GT4).

Lee, M.K.W. and Finn, W.D.L. (1978), "DESRA-2, Dynamic Effective Stress Response Analysis of Soil Deposits with Energy Transmitting Boundary Including Assessment of Liquefaction Potential", Soil Mechanics Series No. 38, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, British Columbia, Canada.

Liao, S.S.C. Veneziano, D. and Whitman, R.V. (1988), "Regression Models for Evaluating Liquefaction Probability", *Journal of Geotechnical Engineering*, 114(4), pp. 389-409.

Liao, S.S.C. and Whitman, R.V. (1986), "Overburden Correction Factors for SPT in Sand", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 112(3), pp. 373–377.

Lodge, A.L. (1994), "Shear Wave Velocity Measurements for Subsurface Characterization", PhD Dissertation, University of California at Berkeley, CA, USA.

Marcuson, W.F. III. and Bieganousky, W.A. (1977a), "Laboratory Standard Penetration Tests on Fine Sands", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 103(6), pp. 565–588.

Marcuson, W.F. III. and Bieganousky, W.A. (1977b), "SPT and Relative Density in Coarse Sands", *Journal Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 103(11), pp. 1295–1309.

Martin, G.R. Finn, W.D.L. and Seed, H.B. (1975), "Fundamentals of Liquefaction Under Cyclic Loading", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 101(GT5), pp. 423-438.

Moss, R.E.S. Seed, R.B. Kayen, R.E. Srewart, J.P. Der Kiureghian, A. and Cetin, K.O. (2006), "CPT-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of in Situ Seismic Soil Liquefaction Potential", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(8), pp. 1032-1051.

Mulilis, J.P. Chan, C.K. and Seed, R.B. (1975), “The Effects of Method of Sample Preparation on the Cyclic Stress-Strain Behavior of Sands”, Report of EERC 75-I8, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, CA, USA.

National Research Council (NRC) (1985), “Liquefaction of Soils During Earthquakes”, National Academy Press, Washington, D.C., USA.

Ohsaki, Y. (1969), “The Effects of Local Soil Conditions Upon Earthquake Damage”, *Proceedings of Specialty Session 2 of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico City.

Olsen, R.S. (1984), “Liquefaction Analysis Using the Cone Penetrometer Test”, *Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering EERI*, San Francisco, pp. 247-254.

Olsen, R.S. (1988a), “Using the CPT for Dynamic Site Response Characterization”, *Proceedings of the Earthquake Engineering and Soil Dynamic II Conference*, Geotechnical Special Publication Number 2, ed. J. Lawrence Von Thun, 374-388. ASCE: New York.

Olsen, R.S. (1988b), “Soil Classification and Site Characterization Using the Cone Penetrometer Test”, *Proceedings of the First International Symposium on Penetration Testing (lSOPT-1)*, ed. J. de Ruiter, 887-893. A. A. Balkema: Rotterdam, Netherlands.

Olsen, R. S. (1994) "Normalization and Prediction of Geotechnical Properties using the Cone Penetrometer Test (CPT)", Ph.D. Dissertation submitted to the University of California, Berkeley.

Olsen, R. S. and Koester, J.P. (1995), “Prediction of Liquefaction Resistance Using the CPT”, *Proceedings of the International Symposium on Cone Penetrometer Testing-CPT-95*, Linkoping, Sweden, Vol. 2, pp. 251-256.

Olsen, R. S., and Malone, P. G. _1988_. “Soil classification and site characterization using the cone penetrometer test.” *Penetration Testing 1988, Proc., 1st Int. Symp. on Penetration Testing, ISOPT-1*, J. A. A. De Ruiter, ed., Balkema, Orlando, Fla., pp. 887–893.

Olsen, R. S. and Mitchell, J.K. (1995), “CPT Stress Normalization and Prediction of Soil Classification”, *Proceedings of the International Symposium on Cone Penetrometer Testing-CPT 95*, Linkoping, Sweden, pp. 257-262.

Pyke, R.M. (1992), “TESS: A Program for Nonlinear Ground Response Analyses”, TAGA Engineering Systems and Software, Lafayette, California, USA.

Pyke, R, Seed, H.B., and Chan, C.K (1975), "Settlement of sands under multi-directional loading," *Journal ofthe Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 101, No. GT4, pp. 379-398.

Rtobertson, P. K. (1982) "In-Situ Testing of Soil with Emphasis on its application to Liquefaction Assessment," Ph.D. Dissertation submitted to the University of British Columbia, December, 1982.

Robertson, P.K. (1986), “In-Situ Testing and its Application to Foundation Engineering”, *Canadian Geotechnical Journal*, 23(4), pp. 573-594.

Robertson, P.K. (1990), “Soil Classification Using the CPT”, *Canadian Geotechnical Journal*, 27(1), pp. 151-158.

Robertson, P.K. and Campanella, R.G. (1983), “Evaluation of Liquefaction Potential Using the Cone Penetration Test”, No. 64, University of British Columbia, Canada.

Robertson, P.K and Campanella, R.G. (1988), “Design Manual for Use of CPT and CPTu”, Department of Transportation of Pennsylvania, 200 pp.

Robertson, P.K. and Fear, C.E. (1995), “Liquefaction of Sands and Its Evaluation”, *Proceedings of the 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Tokyo, Japan.

Robertson, P.K. Woeller, D.J. and Finn, W.D.L. (1992), "Seismic Cone Penetration Test for Evaluating Liquefaction Potential Under Cyclic Loading", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 29, pp. 686-695.

Robertson, P.K. and Wride, C.E. (1998), "Evaluating Cyclic Liquefaction Potential Using the Cone Penetration Test", *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3), pp. 442-456.

Rongxiang, Z. and Zhaoji, S. (1995), "Liquefaction Prediction Based on q_c and D_{50}", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration (Japanese)*, 15(1), pp. 100-110.

Salgado, R. and Randolph, M.F. (2001), "Analysis of Cavity Expansion in Sand", *International Journal of Geomechanics*, 1(2), pp. 175-192.

Schnabel, P.B. Lysmer, J. and Seed, H.B. (1972), "A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites", Rep. No. EERC 72-12, University of California at Berkeley, CA, USA.

SEAOC (1995), *Performance Based Seismic Engineering of Buildings*, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California.

Seed, H.B. (1979), "Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 105(GT2), pp. 201-255.

Seed, H.B. (1983), "Earthquake-Resistant Design of Earth Dams", *Proceedings of the Symposium of Seismic Design of Earth Dams and Caverns*, ASCE, New York, pp. 41-64.

Seed, R.B. Cetin, K.O. Moss, R.E.S. Kammerer, A. Wu, J. Pestana, J. Riemer, M. Sancio, R.B. Bray, J.D. Kayen, R.E. and Faris, A. (2003), "Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework", Technical Report No. EERC 2003-6, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Seed, H.B. and DeAlba, P. (1986), "Use of SPT and CPT Tests for Evaluating the Liquefaction Resistance of Sands", *Use of In-Situ Tests in Geotechnical Engineering*, ASCE, Geotechnical Special Publication, Vol. 6, pp. 281-302.

Seed, R.B. Dickenson, S.E. Rau, G.A. White, R.K. and Mok, C.M. (1994), "Site Effects on Strong Shaking and Seismic Risk: Recent Developments and their Impact on Seismic Design Codes and Practice", *Proceedings of Structural Conference II*, Vol. 1, ASCE, New York, pp. 573–578.

Seed, R.B. and Harder, L.F. Jr. (1990), "SPT-Based Analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strength", *Proceedings of H. Bolton Seed Memorial Symposium*, BiTech Publishers Ltd., Vancouver, pp. 351-376.

Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971), "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 97(SM9), pp.1249-1273.

Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1982), "Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes", Berkeley, CA, Earthquake Engineering Research Institute, p. 134.

Seed, H.B. Idriss, I.M. and Arango, I. (1983), "Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 109(3), pp. 458-482.

Seed, H.B. Idriss, I.M. Makdisi, F. and Banerjee N. (1975), "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.

Seed, H.B. and Lee, K.L. (1965), "Studies of Liquefaction of Sands Under Cyclic Loading Conditions", Report No. TE-65-65, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley, CA, USA.

Seed, H.B. and Peacock, W.R. (1971), "Test Procedures for Measuring Soil Liquefaction Characteristics", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 97(SM8), pp. 1099-1119.

Seed, H.B. Tokimatsu, K. Harder, L.F. and Chung, R.M. (1984), "The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations", Earthquake Engineering Research Center Report No. UCB/ EERC-84/15, University of California at Berkeley, CA, USA.

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

Shibata, T. and Teparaska, W. (1988), "Evaluation of Liquefaction Potential of Soils Using Cone Penetration Testing", *Soils and Foundations, Journal of the Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 28(2), pp. 49-60.

Skempton, A.K. (1986), "Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging, and Overconsolidation", *Geotechnique*, London, 36(3), pp. 425-447.

Stark, T.D. and Olsen, S.M. (1995), "Liquefaction Resistance Using CPT and Field Case Histories", *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(12), pp. 856-869.

Steedman, R.S. (1998), "Seismic Design of Retaining Walls", *Geotechnical Engineering, Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol. 131, pp. 12-22.

Stokoe, K. H., II, Roe¨sset, J. M., Bierschwale, J. G., and Aouad, M. (1988), "Liquefaction potential of sands from shear wave velocity," *Proc., 9th World Conf. on Earthquake Engrg.*, Vol. III, 213–218.

Stokoe, K.H. II. Lee, S.H.H. and Knox, D.P. (1985), "Shear Moduli Measurements Under True Triaxial Stresses", *Advances in the Art of Testing Under Cyclic Conditions*, ASCE, New York, pp. 166–185.

Stokoe, K.H. II. and Nazarian, S. (1985), "Use of Rayleigh Waves in Liquefaction Studies-Measurement and Use of Shear Wave Velocity for Evaluating Dynamic Soil Properties", *R.D. Woods, Ed.*, ASCE, pp. 1-17.

Suzuki, Y., Koyamada, K., Tokimatsu, K., Taya, Y., and Kubota, Y. (1995). "Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on Cone Penetration Test." First International Conference on Geotechnical Earthquake Engineering Ishihara, K. A. A. Balkema, Rotterdam, 369-374.

Suzuki, Y. Tokimatsu, K. and Koyamada, K. (1997), "Prediction of Liquefaction Resistance Based on CPT Tip Resistance and Sleeve Friction", *Proceedings of the XIV International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Hamburg, Germany, pp. 603-606.

Sykora, D.W. (1987), "Creation of a Data Base of Seismic Shear Wave Velocities for Correlation Analysis", *Geotechnical Lab. Misc. Paper GL-87-26*, U.S. Army Engineering Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.

Szerdy, F. (1986), "Flow Slide Failures Associated with Low Level Vibrations", Dissertation for Doctor of Philosophy in Civil Engineering, University of California, Berkeley, CA, USA.

Tatsuoka, F. Iwasaki, T. Touida, K. Yasuda, S. Hirose, M. Imai, T. and Kon-no, M. (1980), "Standard Penetration Tests and Soil Liquefaction Potential Evaluation", *Soils and Foundations*, 20(4), pp. 95-111.

Tatsuoka, F. Muramatsu, M. and Sasaki, T. (1982), "Cyclic Undrained Stress-Strain Behavior of Dense Sands by Torsional Simple Shear Test", *Soils and Foundations*, 22(2), 55-70.

Tatsuoka, F. Ochi, K. Fujii, S. and Okamoto, M. (1986), "Cyclic Undrained Triaxial and Torsional Shear Strength of Sands for Different Sample Preparation Methods", *Soils and Foundations*, 26(3), pp. 23-4l.

Toki, S. Tatsuoka, E. Miura, S. Yoshimi, Y. Yasuda, S. and Makihara, Y. (1986), "Cyclic Undrained Triaxial Strength of Sand by a Cooperative Test Program", *Soils and Foundations*, 26(3), pp. 117-128.

Tokimatsu, K. and Uchida, A. (1990), "Correlation Between Liquefaction Resistance and Shear Wave Velocity", *Soils and Foundations*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 30(2), pp. 33-42.

Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. (1983), "Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-value and Fines Content", *Soils and Foundations*, 23(4), pp. 56-74.

Toprak, S. Holzer, T.L. Bennett, M.J. and Tinsley, J.C. (1999), "CPT- and SPT-Based Probabilistic Assessment of Liquefaction Potential", *Proceedings of Seventh U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Liquefaction*, Seattle, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Technical Report MCEER-99-0019, pp. 69-86.

Vaid, Y.P. and Chern, J.C. (1983), "Effect of Static Shear on Resistance to Liquefaction", *Soils and Foundations*, JSSMFE, 23(1).

Vaid, Y.P. and Chern, J.C. (1985), "Cyclic and Monotonic Undrained Response of Saturated Sands", *Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions*, ASCE Convention, Detroit.

Vaid, Y.P. and Finn, W.D.L. (1979), "Static Shear and Liquefaction Potential", *Journal of the Geotechnical Division*, ASCE, 105(GTlO).

Vreugdenhil, R. Davis, R. and Berrill, J. (1994), "Interpretation of Cone Penetration Results in Multilayered Soils", *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 18, pp. 585-599.

Whitman. R.V. (1971), "Resistance of Soil to Liquefaction and Settlement", *Soils and Foundations*, 11(4), pp. 59-68.

Yoshimi, Y. and Oh-Oka, H. (1975), "Influence of Degrees of Shear Stress Reversal on the Liquefaction Potential of Saturated Sand", *Soils and Foundations (Japan)*, 15, pp. 27-40.

Yoshimi, Y. Tokimatsu, K. and Hasaka, Y. (1989), "Evaluation of Liquefaction Resistance of Clean Sands Based on High-Quality Undisturbed Samples", *Soils and Foundations*, 29(1), pp. 93-104.

Youd, T.L. and Hoose, S.N. (1977), "Liquefaction Susceptibility and Geologic Setting", *Proceedings of the 6th World Conference on Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Inc., Vol 3, pp. 2189-2194.

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. (2001), "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.

Youd, T.L. and Idriss, I.M. (1997), *Proceeding of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, National Ctr. for Earthquake Engineering, State Univ. of New York at Buffalo.

Youd, T. L., and Noble, S. K. (1997a), ''Liquefaction criteria based on statistical and probabilistic analyses,'' *Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State University of New York at Buffalo, 201–215.

Youd, T. L., and Noble, S. K. (1997b), ‘‘Magnitude scaling factors,’’ *Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo, 149–165.

Youd, T.L. and Perkins, D.M. (1978), “Mapping of Liquefaction Induced Ground Failure Potential”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 104(4), pp. 433-446.

Yu, H. S. (2000), *Cavity expansion methods in geomechanics*, Kluwer Academic, Dordrecht, The Netherlands.

فصل ۶

بررسی پایداری کلی پس از زلزله

۶-۱- مقدمه

یکی از دلایل اصلی خرابی سازه‌ها در طی زلزله‌های اخیر، گسیختگی‌های ایجاد شده در زمین در اثر وقوع روانگرایی بوده است. به عنوان مثال، تغییرشکل‌ها و تغییرمکان‌های زیاد دیوارهای حایل، خاکریزها، پی‌های سطحی و عمیق و سازه‌های مدفون مانع از عملکرد مناسب بسیاری از سازه‌ها شده است. به طور کلی می‌توان گسیختگی‌های مرتبط با خاک روانگرا شده را به صورت زیر دسته‌بندی کرد:

- گسیختگی ظرفیت باربری پی‌های سطحی؛
- کاهش مقاومت غیر فعال خاک در جلوی دیوارها، مهارها و شمع‌های تحت اثر بار جانبی؛
- افزایش فشار جانبی خاک بر روی دیوارها که منجر به تغییر مکان‌های بزرگ می‌شود؛
- گسیختگی جریانی زمین‌های شیب‌دار یا دارای وجه آزاد[1]؛
- تغییرشکل‌های محدود اما زیاد زمین‌های شیب‌دار یا دارای وجه آزاد (تحت عنوان گسترش جانبی)؛
- نشست بیش از حد زمین.

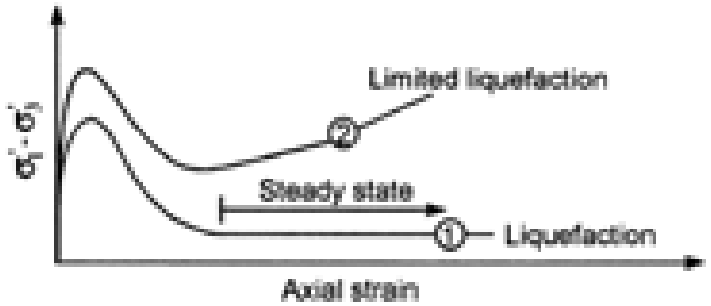
ارزیابی و تخمین تغییرشکل‌های قائم و افقی زمین پس از وقوع زلزله در قالب نشست و تغییرشکل‌های ناشی از گسترش جانبی موضوع فصل بعدی این راهنما می‌باشد؛ اما بخش عمده‌ای از موارد گسیختگی ذکر شده به کاهش مقاومت برشی خاک در طی حرکات لرزه‌ای برمی‌گردد که نمود آشکار آن را می‌توان در کاهش ظرفیت باربری پی‌ها و همچنین گسیختگی انواع شیب‌ها در حین زلزله مشاهده کرد. هنگامی که مشخص شد احتمال شروع یا کنش روانگرایی وجود دارد، گام بعدی در بررسی پایداری پس از زلزله برآورد مقاومت موجود پس از زلزله و مقایسه‌ی آن با تنش‌های برشی محرک اعمال شده توسط بارهای ثقلی (بارهای غیر لرزه‌ای) است. اگر پایداری پس از زلزله تحت اثر بارهای ثقلی تامین نشود، می‌توان انتظار داشت که تغییرمکان‌های بزرگ در سازه‌ها و/یا تغییرشکل‌هایی در ساختگاه رخ دهد؛ چرا که برای برقراری مجدد پایداری (تعادل) تحت شرایط ایستایی نیاز به یک آرایش هندسی جدید است. در نتیجه می‌توان گفت که موضوع کلیدی در اینجا ارزیابی مقاومت پس از زلزله است. در این فصل ابتدا مقاومت پس از زلزله‌ی خاک‌های مستعد تولید اضافه فشار منفذی مورد ارزیابی قرار گرفته و روش‌هایی برای تخمین آن ارایه می‌شود. سپس اثرات روانگرایی روی ظرفیت باربری پی‌های سطحی و عمیق و گسیختگی جریانی شیب‌ها بررسی می‌شود.

با وجود آن‌که ارزیابی تغییرات عمده در پارامترهای مهندسی خاک در طی بارگذاری تناوبی و پدیده‌ی روانگرایی پیچیده است، اما روش‌های ساده شده‌ای برای تخمین مقاومت برشی و فشار آب ایجاد شده پس از بارگذاری تناوبی یا پس از روانگرایی برای خاک‌های غیر چسبنده ارایه شده است که در بخش آتی مورد بحث قرار می‌گیرد. لازم به ذکر است که کاهش مقاومت در خاک در اثر اعمال بارهای لرزه‌ای به سبب ایجاد اضافه فشار آب منفذی اتفاق می‌افتد؛ در نتیجه نیازی نیست که خاک به شرایط شروع روانگرایی (r_u=100%) برسد تا پتانسیل خطر را دارا باشد. از آن‌جایی که بیش‌تر روش‌های موجود در زمینه‌ی ارزیابی مقاومت برشی خاک پس از بارگذاری لرزه‌ای برای خاک‌های ماسه‌ای و سیلتی ارایه شده‌اند، توجه اصلی در این فصل به این نوع خاک‌ها معطوف خواهد بود؛ هرچند که به تنها روش موجود برای تخمین مقاومت خاک‌های شنی نیز اشاره می‌شود.

1- Free Face

۶-۲- مقاومت پس از زلزله‌ی ماسه‌ها و سیلت‌ها

طبق تعریف ارایه شده در فصل اول، روانگرایی عبارت است از نرم‌شوندگی کرنشی ماسه‌های نسبتا سست در شرایط برش زهکشی نشده که به وسیله‌ی منحنی ۱ در شکل (۶-۱) نشان داده شده است. هنگامی که ماسه پس از عبور از نقطه‌ی اوج مقاومت، تحت کرنش قرار می‌گیرد، مقاومت زهکشی نشده افت می‌کند تا در نهایت به مقداری برسد که روی محدوده‌ی بزرگی از کرنش ثابت باقی می‌ماند. این مقاومت به طور قراردادی، مقاومت زهکشی نشده‌ی پس‌ماند یا حالت دایم نامیده می‌شود. اگر مقاومت پس از عبور از یک مقدار کمینه دوباره افزایش یابد، این پدیده شبه روانگرایی یا روانگرایی محدود نامیده می‌شود که به وسیله‌ی منحنی ۲ در شکل (۶-۱) نمایش داده شده است. حتی روانگرایی محدود نیز ممکن است منجر به تغییرشکل‌های بزرگ و قابل توجهی شود چرا که همان‌طور که پیش از این نیز ذکر شد، تولید مقاومت مورد نیاز برای برقراری مجدد پایداری نیاز به آرایش هندسی جدید و ایجاد کرنش دارد.



شکل ۶-۱- انواع تغییرشکل انقباضی

چالش اصلی مهندسان دراین زمینه، انتخاب مقاومت پس‌ماند مناسب برای مصالح روانگرا شده و استفاده از آن در تحلیل‌های ارزیابی پایداری پس از زلزله برای خاکریزها و دیگر سازه‌های خاکی می‌باشد. مقدار انتخابی مقاومت پس‌ماند تاثیر عمده‌ای بر روی هزینه‌های اصلاح خاک دارد.

قابلیت کاهش مقاومت برشی خاک تحت اثر تنش برشی تناوبی تابعی از اضافه فشار منفذی است که در طی تکان‌های لرزه‌ای ایجاد می‌گردد. گروه‌هایی که در ادامه به آن‌ها اشاره می‌شود، مراحل مختلف کاهش مقاومت برشی خاک را در اثر تولید اضافه فشار منفذی نشان می‌دهند. این مراحل با استفاده از ضریب اطمینان در برابر روانگرایی (FS) به صورت زیر تعریف می‌شوند:

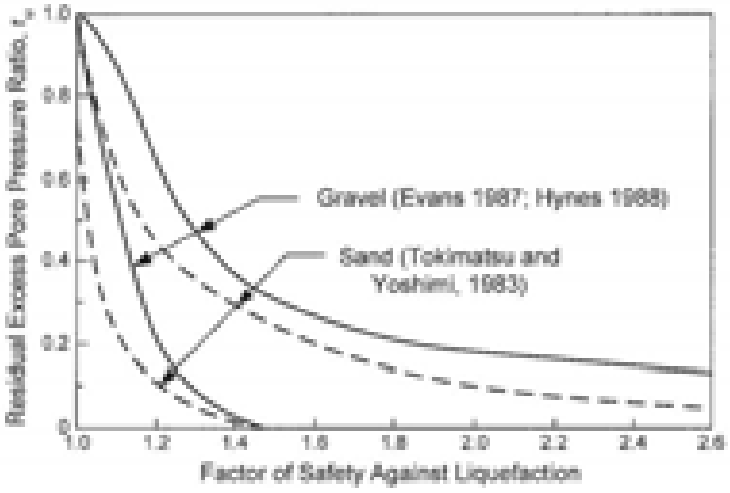
- $FS > 1.5$: اضافه فشار منفذی ایجاد شده قابل چشم‌پوشی است و کاهش محسوسی در مقاومت برشی خاک به وجود نمی‌آید. در این حالت، مقاومت برشی زهکشی شده با استفاده از رابطه‌ی استاندارد مقاومت مور-کلمب محاسبه می‌شود؛
- $1 < FS < 1.5$: اضافه فشار منفذی جزیی[2] ایجاد می‌شود که بر روی مقاومت خاک تاثیر گذاشته و باید در نظر گرفته شود. بزرگای فشار منفذی تولید شده تابعی از FS و نوع خاک می‌باشد (Marcuson et al., 1990).
- $FS < 1$: انتظار می‌رود که خاک تولید فشار منفذی کامل[3] را تجربه کند که در این حالت باید مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی پس‌ماند اعمال شود (Stark et al., 1997).

2- Partial Excess Pore Pressure
3- Full Pore Pressure

در ادامه‌ی این بخش از میان مراحل ذکر شده، دو حالت آخر که در آن‌ها اضافه فشار منفذی قابل توجه ایجاد می‌شود، مورد بررسی قرار می‌گیرند.

۶-۲-۱- ایجاد اضافه فشار منفذی جزیی ($1 < FS < 1.5$)

اگرچه خاک یک ساختگاه ممکن است در طی زلزله روانگرا نشود، اما این امکان وجود دارد که فشار آب منفذی در خاک افزایش یافته و در نتیجه مقاومت برشی آن کاهش یابد. Marcuson et al. (1990) پیشنهاد کردند که در این حالت می‌توان فشار آب منفذی ناشی از زلزله را به ضریب اطمینان خاک در برابر روانگرایی مرتبط کرد. آن‌ها منحنی‌های ارایه شده در شکل (۶-۲) را برای تخمین اضافه فشار آب منفذی پس‌ماند ارایه نمودند. همان‌طور که در این شکل قابل مشاهده است، دو دسته منحنی، هم برای خاک‌های ماسه‌ای و هم برای خاک‌های شنی پیشنهاد شده است و از این‌رو توضیحات ارایه شده در این بخش برای خاک‌های شنی نیز قابل کاربرد است.



شکل ۶-۲- مقادیر متداول اضافه فشار آب منفذی پس‌ماند، تابعی از ضریب اطمینان در برابر روانگرایی (Marcuson et al., 1990)

مطابق شکل (۶-۲) افزایش نسبتا سریع نسبت اضافه فشار منفذی در ضرایب اطمینان کم‌تر از ۱٫۵، منجر به کاهش متناظر در مقاومت برشی خاک خواهد شد. یک روش معمول برای کاهش مقاومت ایستایی- به منظور در نظر گرفتن فشار منفذی جزیی ایجاد شده- به‌کارگیری رابطه‌ی مقاومت برشی مور-کلمب برای خاک‌های غیرچسبنده می‌باشد (رابطه‌ی ۶-۱). تنش موثر قائم در تراز مورد نظر برای شرایط ایستایی پیش از وقوع زلزله محاسبه می‌شود. سپس با استفاده از تنش موثر قائم کاهش یافته که اثر اضافه فشار منفذی ایجاد شده را در نظر می‌گیرد و زاویه‌ی اصطکاک موثر ایستایی (φ'_{static})، مقاومت پس از زلزله برآورد می‌شود. پس از آن با استفاده از مقاومت برشی پس از زلزله، تنش موثر قائم اولیه و φ'_{static}، یک زاویه‌ی اصطکاک موثر کاهش یافته‌ی معادل ($\varphi'_{equivalent}$) تعیین می‌شود. در ادامه‌ی این فرایند، ارتباط مستقیم بین $\varphi'_{equivalent}$ با r_u و φ'_{static} که مستقل از تنش موثر قائم در محل می‌باشند، مطابق با رابطه‌ی (۶-۲) حاصل می‌شود (Ebeling and Morrison, 1993). بنابراین در لایه‌های خاکی که تولید فشار منفذی را تجربه می‌کنند، مقاومت برشی ایستایی خاک به جای کاهش تنش موثر قائم با استفاده از زاویه‌ی اصطکاک موثر پس‌ماند کاهش می‌یابد. با توجه به عدم توانایی برنامه‌های رایانه‌ای متداول کنترل پایداری شیب برای در نظر گرفتن مستقیم اضافه فشار منفذی ایجاد شده، انجام چنین اصلاحی لازم است.

$$\tau = \sigma'_{v0} \times \tan \varphi' \quad (۱-۶)$$

$$\varphi'_{equivalent} = \arctan[(1 - r_u) \times \tan(\varphi'_{static})] \quad (۲-۶)$$

ذکر این نکته ضروری است که استفاده از این منحنی‌ها و تعریف فشار آب منفذی مورد استفاده در نمایش مقاومت برشی به شکل تنش موثر، باید با احتیاط همراه باشد. چراکه ممکن است فشار آب منفذی تخمین زده شده به عنوان مقدار پس‌ماند، به بزرگی فشار آب منفذی در هنگامی که خاک بدون زهکشی تا رسیدن به گسیختگی برش داده می‌شود، نباشد و در نتیجه مقاومت برشی متناظر با تحلیل‌های تنش موثر در عمل بزرگ‌تر از مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی اولیه‌ی خاک باشد. بنابراین پیشنهاد می‌شود که در صورت تخمین فشار آب منفذی و استفاده از آن در تحلیل تنش موثر، برای اطمینان از این موضوع که مقاومت برشی خاک از مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی آن پیش از زلزله تجاوز نمی‌کند، کنترل لازم انجام شود.

به عنوان جایگزینی برای روش تنش موثر پیشنهاد شده توسط Marcuson، در خاک‌هایی که تحت زلزله مقداری از مقاومت خود را از دست می‌دهند اما روانگرا نمی‌شوند، مقادیر کاهش یافته‌ی مقاومت برشی زهکشی نشده را می‌توان مورد استفاده قرار داد. مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی کاهش یافته را می‌توان با انجام آزمون‌های آزمایشگاهی تخمین زد. در این آزمون‌ها ابتدا نمونه‌ها تحت تنش‌های مشابه با مقادیر قابل انتظار در محل و پیش از وقوع زلزله تحکیم می‌یابند، سپس تحت اثر بارهایی قرار می‌گیرند که شرایط زلزله را شبیه‌سازی می‌کنند و در نهایت در یک آزمون بارگذاری ایستایی تا رسیدن به گسیختگی برش داده می‌شوند.

۶-۲-۲- وقوع روانگرایی (FS < 1)

در طی دو دهه‌ی گذشته تحقیقات قابل توجهی در زمینه‌ی ارزیابی مقاومت پس از روانگرایی انجام شده است که از آن جمله می‌توان به Jong and Seed (1988)، Riemer (1992) و Ishihara (1993) اشاره نمود. به طور کلی دو نوع روش برای تعیین این مشخصه‌ی خاک وجود دارد: روش اول استفاده از نمونه‌گیری و انجام آزمون‌های آزمایشگاهی بر روی آن است و دیدگاه دوم ایجاد همبستگی میان رفتار مقاومتی پس از روانگرایی- برمبنای تاریخچه‌های موردی محلی- با آزمون‌های شاخص برجا است که در ادامه به توضیح هر یک از این دو روش پرداخته می‌شود.

۶-۲-۲-۱- تعیین مقاومت پس‌ماند با استفاده از آزمون‌های آزمایشگاهی

برای تخمین مقاومت برشی پس از زلزله در کارهای عملی، به طور گسترده‌ای از روش حالت حدی استفاده شده است. این روش براساس انجام آزمون‌های آزمایشگاهی بر روی نمونه‌های دست نخورده‌ی با کیفیت بالا و اعمال تصحیحات لازم بر روی مقاومت پس‌ماند زهکشی‌نشده‌ی آزمایشگاهی به منظور تخمین مقاومت پس‌ماند در محل، ارایه شده است. در ادامه ابتدا توضیح مختصری در خصوص این روش ارایه شده و سپس محدودیت‌های آن مورد بررسی قرار می‌گیرد.

ماسه‌های اشباع هنگامی که تحت شرایط زهکشی نشده و در تراکم‌های به قدر کافی پایین آزمایش می‌شوند، مقاومت برشی بیشینه‌ی خود را در کرنش‌های نسبتا کوچک نشان می‌دهند؛ به دنبال آن و با ادامه‌ی تغییرشکل‌ها کاهش در مقاومت برشی مشاهده می‌شود. این کاهش در مقاومت از فشار منفذی افزاینده‌ی ایجاد شده در نتیجه‌ی تمایل انقباضی خاک در هنگام برش ناشی می‌شود. در طی این دوره‌ی نرم‌شوندگی کرنشی، کاهش مقاومت ادامه می‌یابد تا در نهایت در کرنش‌های بزرگ، ماسه‌ی تغییرشکل یافته به حالتی می‌رسد که در آن تمایل بیش‌تری برای تغییر حجم وجود ندارد. در نتیجه، فشار منفذی، تنش موثر و مقاومت برشی ثابت

می‌مانند در حالی که نمونه به تغییرشکل خود ادامه می‌دهد. این شرایط پس‌ماند تحت عنوان حالت دایمی تغییرشکل بیان می‌شود (Castro, 1975; Poulos, 1981). تحقیقات انجام شده این نظریه را که برای یک خاک مشخص تنش‌های موجود در حالت دایم تنها تابعی از تراکم خاک تغییرشکل یافته هستند را تایید کرده است. از آنجایی که مقاومت حالت دایم به عنوان حداقل مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی یک نهشته‌ی انقباضی در تراکم محلی‌اش پیشنهاد شده است (Poulos et al., 1985)، روش حالت دایم، قابلیت کاربرد در تحلیل پایداری لرزه‌ای و تغییرشکل نهشته‌های مستعد روانگرایی را دارد. اگر تنش‌های محرک درون یک توده‌ی خاک کم‌تر از مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی حالت دایم باشد، این توده‌ی خاک برای گسیختگی روانگرایی همراه با تغییرشکل‌های بزرگ، مستعد نخواهد بود.

هنگام کاربرد مفهوم حالت دایم دو فرض اساسی وجود دارد:

۱- مقاومت پس‌ماند و شرایط تنش موثر حالت دایم تا حد قابل قبولی توابع یکتایی از نسبت تخلخل اولیه هستند.

۲- ارتباط آن‌ها با نسبت تخلخل اولیه را می‌توان به وسیله‌ی روش‌های خاص آزمون سه‌محوری ارزیابی کرد.

متاسفانه مقاومت حالت دایم به نسبت تخلخل و تغییرات به وجود آمده در تراکم به علت نمونه‌گیری، دست‌خوردگی و تحکیم در آزمایشگاه، بسیار حساس می‌باشد. از این‌رو تغییرات جزیی در مواد و روش انجام، تاثیر زیادی بر روی نتایج آزمایش خواهد گذاشت. از سوی دیگر، ضرایب اصلاح که نیاز به قضاوت مهندسی زیادی دارند، باید به مقادیر مقاومتی که به طور مستقیم از نمونه‌های دست-نخورده به دست می‌آیند، اعمال شوند. روش تحلیل حالت دایم، شامل روندها و ضرایب اصلاحی تاثیرگذار بر روی ارزیابی مقاومت پس از زلزله، توسط Poulos et al. (1985) و Seed and Jong (1987) ارایه شده است.

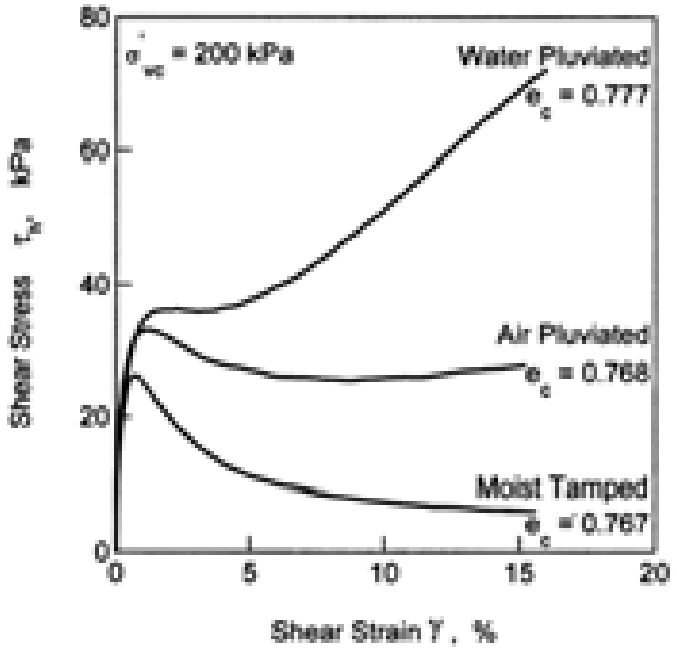
این تحلیل‌های حالت دایمی موضوع تحقیقات گسترده‌ای در طی دو دهه‌ی گذشته بوده و محدودیت‌های متعددی برای آن شناسایی شده است. مطالعات انجام شده از سال ۱۹۸۸، که برخی از آن‌ها در ادامه توضیح داده می‌شوند، پیشنهاد می‌کنند که مقاومت پس‌ماند زهکشی نشده‌ی اندازه‌گیری شده در محدوده‌ی ظرفیت کرنش تجهیزات آزمایشگاهی تابعی از موارد زیر است:

- روش آماده‌سازی نمونه؛
- مسیر تنش طی شده در طی بارگذاری؛
- فشار همه جانبه‌ی موثر.

بنابراین کاربرد این روش باید با نتایج روش‌های تکمیلی برای ارزیابی مقاومت پس‌ماند ماسه‌ی روانگرا شده تعدیل شود. البته تعدادی از محققان (Ishihara 1993,1996, Baziar and Dobry 1995, Amini and Qi 2000) به منظور تخمین نسبت مقاومت پس‌ماند- مقاومت پس‌ماند همپایه شده با تنش موثر قائم اولیه- برای ماسه‌ها و ماسه‌های لای‌دار از آزمون‌های آزمایشگاهی استفاده کردند. این مطالعات جمع‌بندی ارزشمندی از داده‌های موجود ارایه کرده و نشان داد که نسبت مقاومت زهکشی‌نشده‌ی آزمایشگاهی برای ماسه‌های سست و ماسه‌های لای‌دار به طور مطلوبی با مقادیر به دست آمده از تحلیل برگشتی تاریخچه‌های موردی گسیختگی زمین قابل مقایسه است. در ادامه‌ی این بخش توضیحات بیش‌تری در خصوص هر یک از عوامل موثر بر مقاومت پس‌ماند ارایه می‌شود.

الف- اثر آماده‌سازی نمونه

در بسیاری از مطالعات آزمایشگاهی روانگرایی، برای آماده‌سازی نمونه از روش تراکم با رطوبت[4] استفاده می‌شود، چرا که ساده‌ترین راه برای ساخت نمونه‌های نسبتا سست است. اما این روش در بیش‌تر موارد منجر به نسبت‌های تخلخلی می‌شود که در شرایط رسوب‌گذاری محل، برای همان ماسه قابل دستیابی نیستند. دیگر روش‌های متداول برای آماده‌سازی نمونه ریزش در هوا[5] و ریزش در آب[6] می‌باشند. Vaid et al. (1999) نشان دادند که مقاومت پس‌ماند اندازه‌گیری شده بر روی نمونه‌های آماده شده با روش‌های مختلف کاملا متفاوت می‌باشند (شکل ۶-۳). Vaid و همکاران وی، نمونه‌های محلی یخ زده از دو ماسه‌ی متفاوت را برای تعیین مقاومت پس‌ماند مورد آزمایش قرار دادند. آن‌ها سپس نمونه‌های مشابهی را در نسبت تخلخل یکسان و با روش ریزش در آب بازسازی کردند. مقاومت‌های پس‌ماند حاصل از نمونه‌های بازسازی شده خیلی شبیه به نمونه‌های یخ زده‌ی محلی بودند. این نتایج دلیل محکمی برای استفاده از روش ریزش در آب به منظور ساخت نمونه‌های شاخص از خاک‌هایی هستند که در اصل در زیر آب رسوب‌گذاری شده یا در اثر اجرای خاکریز هیدرولیکی به‌وجود آمده‌اند. به‌نظر می‌رسد که روش تراکم با رطوبت برای ساخت نمونه‌های متراکم غیر اشباع مناسب‌تر است.



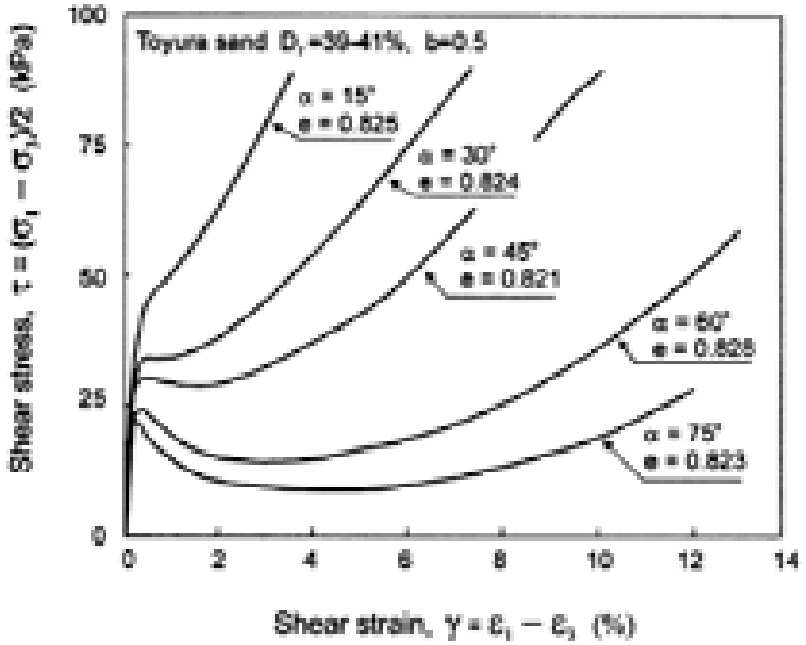
شکل ۶-۳- اثر آماده‌سازی نمونه بر روی پاسخ برش ساده‌ی زهکشی نشده‌ی ماسه‌ی Syncrude (Vaid et al., 1999)

ب- مسیر تنش

Uthayakumar and Vaid (1998) و Yoshimine et al. (1998) اثرات مسیر تنش بر روی مقاومت پس‌ماند را روی محدوده‌ی وسیعی از مسیرهای تنش، که به وسیله‌ی پارامترهای α یعنی انحراف تنش اصلی نسبت به محور قائم نمونه و b که

4- Moist Tamping
5- Air Pluviation
6- Pluviation in Water

نمایه‌ی تنش اصلی متوسط است تعریف شده بودند، مورد بررسی قرار دادند. نمونه‌ها با استفاده از دستگاه برش پیچشی استوانه‌ای توخالی[7] مورد آزمایش قرار گرفتند. نمونه‌هایی از این نوع داده‌ها در شکل (۶-۴) نشان داده شده است که بیان‌گر این نکته است که بسته به شرایط تنش حاکم، مقاومت‌های پس‌ماند مختلفی را باید به بخش‌های مختلف منقطه‌ی روانگرا شده در یک سازه‌ی خاکی اختصاص داد. این استفاده‌ی انتخابی از مقاومت برشی برای طراحی، موضوع جدیدی نیست. به عنوان مثال، برای ارضای شرایط تنش در نقاط مختلف سطوح لغزش احتمالی، کنترل پایداری شیب با استفاده از داده‌های مقاومتی به دست آمده از آزمون‌های فشاری، برش ساده و انبساطی[8] انجام می‌شود.



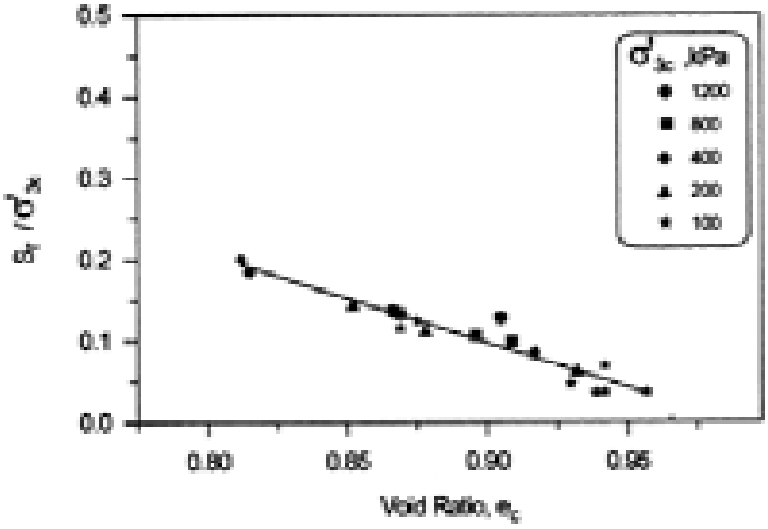
شکل ۶-۴- اثر مسیر تنش بر روی رفتار زهکشی نشده‌ی ماسه‌ی Toyoura (Yoshimine et al., 1998)

ج- مقاومت پس‌ماند به صورت تابعی از فشار همه جانبه‌ی موثر

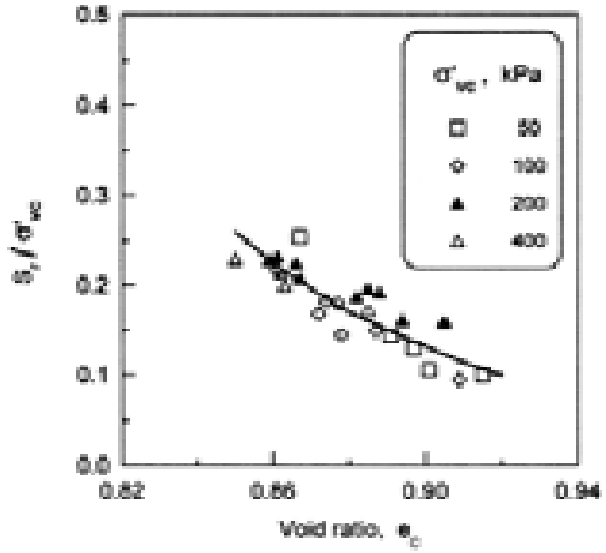
بیان مقاومت پس‌ماند به صورت نسبتی از فشار همه جانبه‌ی موثر، از زمان کاربرد آن در سد Sardis در سال ۱۹۸۹، در طراحی تعدادی از سدهای آب و ضایعات معدنی مورد استفاده قرار گرفته است (Finn, 1990; Finn et al., 1998). در بیش‌تر موارد نسبت انتخاب شده بین ۰/۰۶ تا ۰/۱ بوده است.

Vaid and Thomas (1994) با استفاده از آزمون‌های انبساطی با صفحات انتهایی بدون اصطکاک، مقاومت پس‌ماند ماسه‌ی Fraser River را روی محدوده‌ای از نسبت‌های تخلخل و فشارهای همه جانبه تعیین نمودند. نتایج به دست آمده، وابستگی مقاومت پس‌ماند به فشار سربار را به روشنی نشان می‌دهد. این نتایج در شکل (۶-۵) نمایش داده شده است که در آن، مقاومت پس‌ماند نسبت به تنش همه جانبه‌ی موثر همپایه شده است. با وجود برخی پراکندگی‌ها، تغییرات نسبت مقاومت پس‌ماند با خط نشان داده شده در این شکل به خوبی نمایش داده شده است. Vaid and Sivathayalan (1996) با انجام آزمایش برش ساده بر روی همان ماسه نتایج مشابهی را به دست آوردند (شکل ۶-۶).

7- Hollow Cylinder Tortional Shear
8- Extension



شکل ۶-۵- ارتباط میان مقاومت پس‌ماند همپایه شده با تنش همه جانبه‌ی موثر و نسبت تخلخل در آزمایش کششی بر روی ماسه‌ی Fraser River (Vaid and Thomas, 1994)

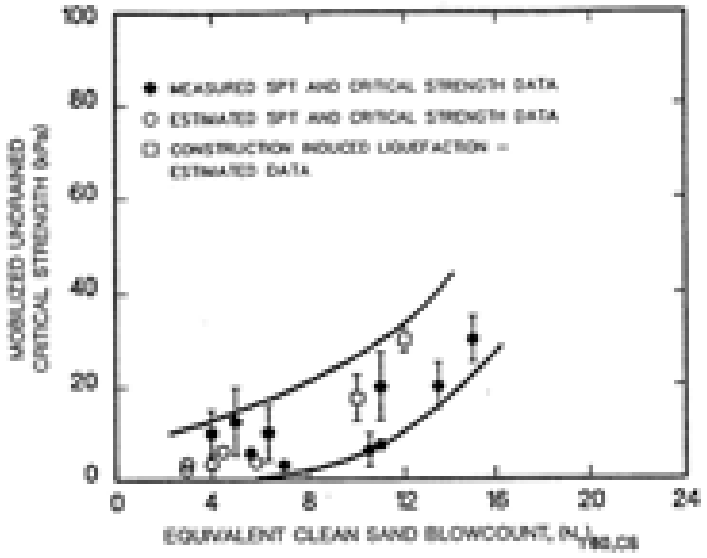


شکل ۶-۶- تغییرات مقاومت پس‌ماند همپایه شده با نسبت تخلخل در آزمایش برش ساده (Vaid and Sivathayalan, 1996)

۶-۲-۲-۲- تعیین مقاومت پس‌ماند براساس تاریخچه‌های موردی

با شناخت مشکلات موجود در آزمون‌های آزمایشگاهی خاک‌های غیرچسبنده، روش‌های جایگزینی برای ارزیابی مقاومت برشی پس‌ماند نهشته‌های روانگرا شده ارایه شده است. در حال حاضر، بهترین مبنا برای ارزیابی مقاومت پس از روانگرایی، ایجاد همبستگی‌های میان آزمون‌های شاخص برجا و مقاومت پس از روانگرایی به دست آمده از محاسبات برگشتی تاریخچه‌های موردی محلی است. به طور کلی دو روشی که به شکل متداول برای ارزیابی مقاومت پس‌ماند مورد استفاده قرار می‌گیرند، عبارتند از روش مستقل از تنش‌های برجا و روش نسبت مقاومت پس‌ماند. در ادامه‌ی این بخش جزییات مربوط به نمونه‌های شاخص این دو روش مورد بررسی قرار می‌گیرد.

Seed and Harder (1990) تغییرات مقاومت پس‌ماند پس از روانگرایی (S_r) را در مقابل عدد نفوذ استاندارد معادل ماسه‌ی تمیز $(N_1)_{60,cs}$ مطابق با شکل (۶-۷) ارایه دادند. این ترسیم از تحلیل برگشتی دقیق مجموعه‌ای از گسیختگی‌های روانگرایی به دست آمده است. لازم به ذکر است که این نوع تحلیل‌های برگشتی به قضاوت مهندسی قابل توجهی نیاز دارند چرا که به فرضیات مورد نیاز برای در نظر گرفتن اثرات اندازه‌ی حرکت[9] و اینرسی حساس هستند. مشکلات موجود در برخورد با این اثرات اندازه‌ی حرکت/ اینرسی (که در تحلیل‌های پایداری ایستایی متداول موردی نداشت) وجه تمایز اساسی تلاش‌های محققان مختلف در انجام تحلیل‌های برگشتی روی این نوع از گسیختگی‌ها است. در این شکل تصحیح اولیه‌ی اثر ریزدانه که برای استخراج $(N_1)_{60,cs}$ مورد استفاده قرار گرفته است، به قدر کافی به روش ذکر شده در معادله‌ی (۵-۱۸) نزدیک است؛ به طوری که می‌توان معادله‌ی اخیر را برای این منظور به کار برد.



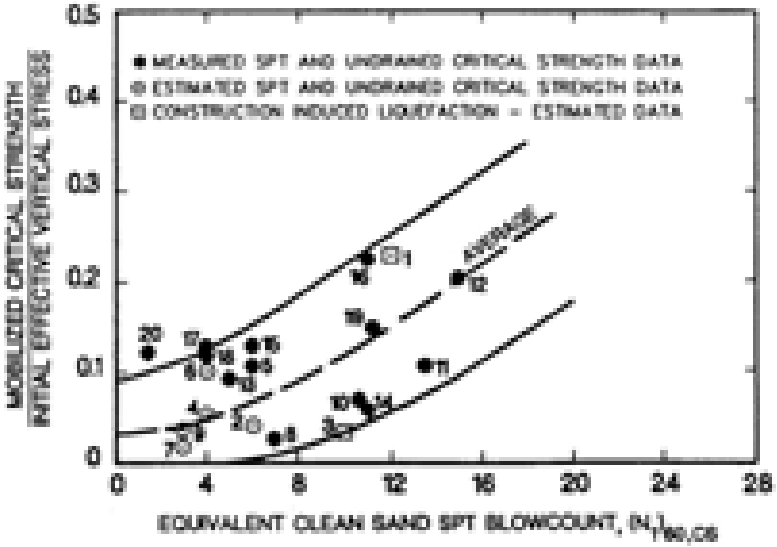
شکل ۶-۷- همبستگی پیشنهادی بین S_r و $(N1)_{60,cs}$ (Seed and Harder, 1990)

Stark and Mesri (1992) در طی تحقیقات خود به این نتیجه رسیدند که تنش موثر اولیه‌ی بیش‌تر منجر به مقاومت پس‌ماند بزرگ‌تر می‌شود چرا که خاک تحت اثر تنش‌های همه جانبه‌ی زیادتری تحکیم یافته است. آن‌ها با افزودن سه تاریخچه‌ی موردی به داده‌های محققان قبلی و با توجه به تاثیر تنش موثر اولیه روی مقاومت پس‌ماند، یک فرمول‌بندی جایگزین را پیشنهاد کرده و بین نسبت S_r/σ'_{vo} و $(N_1)_{60,cs}$ همبستگی نشان داده شده در شکل (۶-۸) را ارایه دادند. این رابطه‌ی پیشنهادی وابستگی مقاومت پس‌ماند به تنش موثر اولیه را بیش از حد واقعی نشان می‌دهد و بنابراین در عمق‌های کم (σ'_{vo} <1atm) بیش از حد محافظه‌کارانه است؛ در حالی که در تنش‌های موثر اولیه‌ی خیلی زیاد (σ'_{vo} >3atm) تا حدی غیر محافظه‌کارانه است.

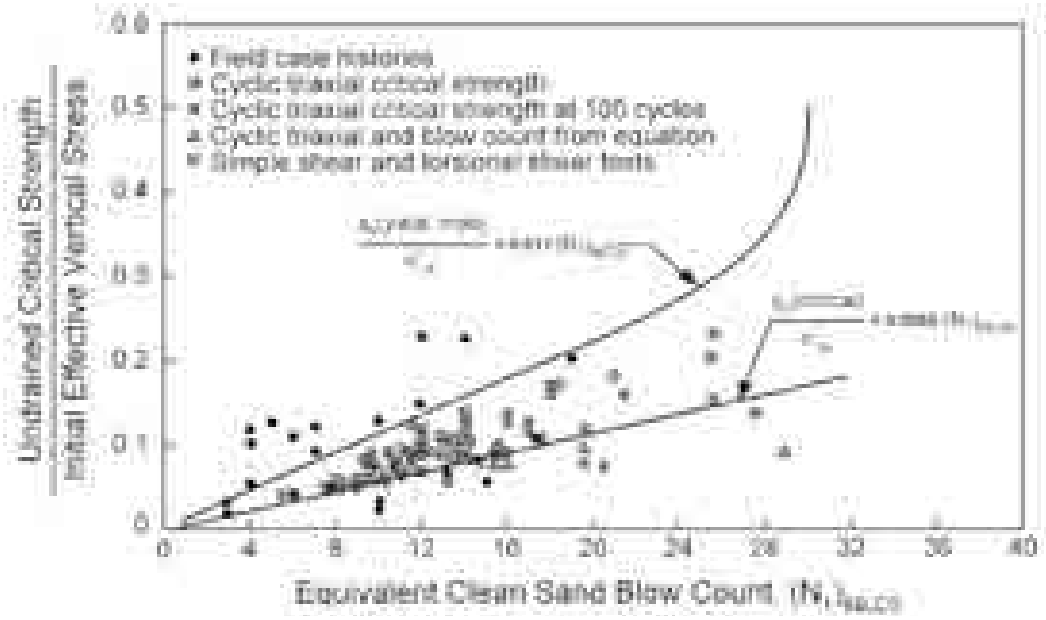
Stark و Mesri علاوه بر مرزهای احاطه کننده‌ی نشان داده شده در شکل (۶-۸)، برای استفاده در مقاصد طراحی، یک رابطه‌ی حد پایین بین تعداد ضربات معادل ماسه‌ی تمیز و نسبت مقاومت زهکشی نشده‌ی پس‌ماند برای زلزله‌هایی با بزرگای ۷/۵ ارایه کردند. همان‌طور که در شکل (۶-۹) نشان داده شده است، مقاومت پس از روانگرایی خاک برای دو حالت نشان داده شده است: مقاومت تسلیم و مقاومت بحرانی. منحنی صاف‌تر ارایه کننده‌ی مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی بحرانی است. آن‌ها پیشنهاد کردند

9- Momentum

که منحنی تسلیم تنها برای مواردی که برش پس از بارگذاری لرزه‌ای زهکشی شده باشد، مورد استفاده قرار گیرد. در صورت عدم امکان برای تایید شرایط زهکشی، باید منحنی مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی بحرانی استفاده شود.



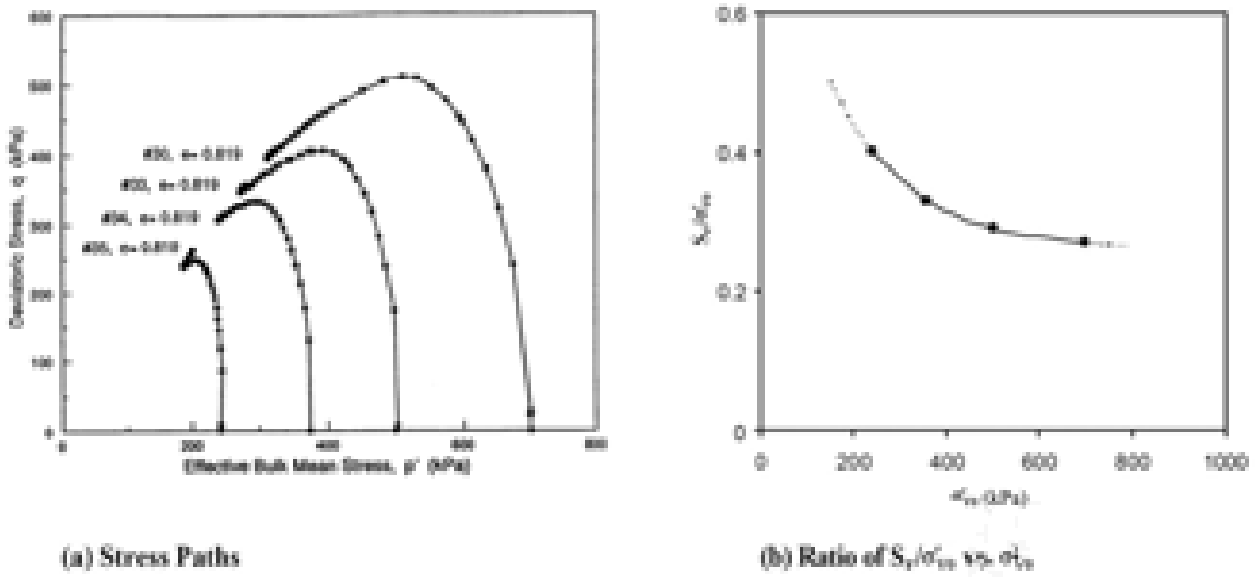
شکل ۶-۸- همبستگی پیشنهادی بین S_r/σ'_{v0} و $(N_1)_{60,cs}$ (Stark and Mesri, 1992)



شکل ۶-۹- رابطه‌ی میان نسبت مقاومت بحرانی زهکشی نشده و تعداد ضربات معادل ماسه‌ی تمیز (Stark and Mersi, 1992)

همان‌گونه که اشاره شد، همبستگی نشان داده شده در شکل (۶-۸) مقاومت پس‌ماند را بیش از حد به تنش موثر اولیه وابسته می‌کند. البته به این نکته نیز باید توجه داشت که رابطه‌ی ارایه شده در شکل (۶-۷) تاثیر σ'_{vo} روی S_r را دست کم می‌گیرد. شکل (۶-۱۰) یک مثال خوب از این مورد را نشان می‌دهد. شکل (۶-۱۰- الف) مسیرهای تنش را برای یک گروه ۴ تایی از آزمون‌های سه محوری CU انجام شده روی نمونه‌هایی از ماسه‌ی Montery نشان می‌دهد. این نمونه‌ها همگی تراکم اولیه‌ی کاملا یکسانی داشتند اما قبل از برش زهکشی نشده، تحت تنش‌های موثر متفاوتی تحکیم یافتند (نسبت‌های تخلخل نشان داده شده، نسبت

تخلخل پس از تحکیم است) همان‌گونه که در این شکل نشان داده شده است، نمونه‌هایی که در ابتدا تحت تنش‌های موثر بالاتری تحکیم یافته‌اند، مقاومت پس‌ماند زهکشی نشده‌ی بیش‌تری را نشان می‌دهند؛ اما توجه به این نکته ضروری است که مطابق با شکل (۶-۱۰- ب) رابطه‌ی بین S_r و σ'_{vo} به هیچ عنوان خطی نیست.



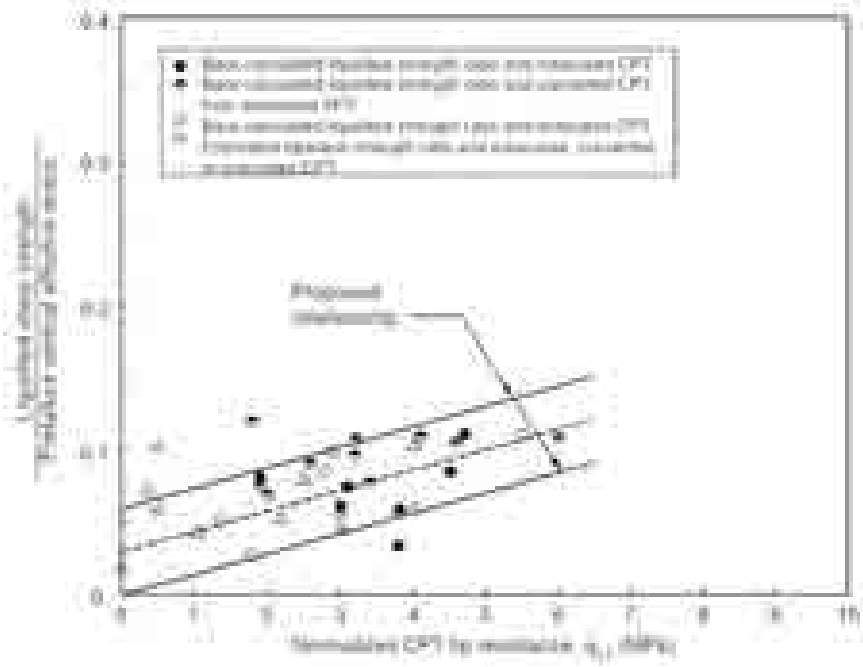
شکل ۶-۱۰- نتایج آزمایش سه محوری CU روی ماسه‌ی Montery (Riemer, 1992)

اثر σ'_{vo} روی S_r و نیز روی نسبت S_r/σ'_{vo} تابعی از تراکم و مشخصات خاک است. رفتار مقاومت پس‌ماند خاک‌های خیلی سست و خاک‌های با درصد ریزدانه‌ی بالا نسبت به خاک‌های با تراکم بیش‌تر و درصد ریزدانه‌ی کم‌تر، خیلی بیش‌تر تحت تاثیر σ'_{vo} قرار دارد. پیشنهاد می‌شود که رابطه‌ی ارایه شده در شکل (۶-۷) به عنوان مبنای اصلی برای ارزیابی مقاومت پس‌ماند برجا در خاک‌های ماسه‌ای نسبتا تمیز (درصد ریزدانه‌ی کم‌تر از ۱۲) مورد استفاده قرار گیرد. به این صورت که میانگین دو رابطه‌ی نشان داده شده در شکل‌های (۶-۷) و (۶-۸) همراه با یک وزن‌دهی ۵ به ۱ به سود مقادیر گرفته شده از شکل (۶-۷) به‌عنوان مقاومت پس‌ماند خاک درنظر گرفته شود. به طور مشابه یک مبنای نسبتا متعادل‌تر (میانگین نتایج هر دو روش با وزن‌دهی ۳ به ۱ بین روابط شکل‌های (۶-۷) و (۶-۸)) برای خاک‌های سیلتی (درصد ریزدانه‌ی بزرگ‌تر از ۳۰) پیشنهاد می‌شود. برای درصد ریزدانه‌ی بین ۱۲ و ۳۰، یک درون‌یابی خطی در وزن‌دهی بین دو رابطه‌ی پیشنهادی را می‌توان مورد استفاده قرار داد.

لازم به ذکر است که در انتخاب مقاومت پس از روانگراییِ مناسب برای پروژه‌های خاص، هنوز به قضاوت مهندسی نیاز است. به عنوان مثال، لایه‌ها و زیرلایه‌ها، نفوذپذیری/زهکشی، قابلیت بازتوزیع منافذ و امکان تلاقی امتداد وجه مشترک لایه‌ها با صفحات برشی، همگی باید در نظر گرفته شود. برای بسیاری از حالت‌های متداول در مقاصد مهندسی، به نظر می‌رسد که استفاده از مقادیر مقاومت پس‌ماند موجود در نیمه‌ی پایینی محدوده‌های نشان داده شده در شکل‌های (۶-۷) و (۶-۸) – با در نظر گرفتن ملاحظات مربوط به وزن‌دهی– تقریب محتاطانه‌ی مناسبی را ارایه می‌دهد. اما هنگامی که لایه‌بندی و باز توزیع منافذ در جهت عکس با حالت گسیختگی بحرانیِ محتمل ترکیب شوند، باید مقادیر کم‌تری را برای متوسط مقاومت پس‌ماند انتظار داشت.

در نهایت سوال متداولی که مطرح می‌شود این است که در مقادیر $(N_1)_{60,cs} > 15$ چه اتفاقی می‌افتد؟ جواب این است که منحنی‌های نشان داده شده در شکل‌های (۶-۷) و (۶-۸) باید رو به بالا و راست تقعر داشته باشند؛ بنابراین برون‌یابی با شیب ثابت در سمت راست $(N_1)_{60,cs}=15$ یک مبنای محافظه‌کارانه برای ارزیابی مقاومت پس‌ماند در این محدوده به وجود می‌آورد. از آن‌جایی که مقادیر به دست آمده، رفتار مقاومتی نسبتا خوبی را نشان می‌دهند، این برون‌یابی خطی برای بیش‌تر پروژه‌ها کافی است. اما لازم به ذکر است که در حالت کلی مقادیر مقاومت پس‌ماند نباید بزرگ‌تر از بیشینه‌ی مقاومت برشی زهکشی شده در نظر گرفته شود. مقادیر مقاومت پس‌ماند بزرگ‌تر از مقاومت برشی کاملا زهکشی شده اتساع قابل توجهی را نشان می‌دهند. این نوع اتساع، نوار برشی را به سرعت به صورت موضعی در می‌آورد و در نتیجه طول مسیر زهکشی که آب در امتداد آن باید کشیده شود تا مکش اتساعی ارضا شود، کاهش می‌یابد. با توجه به اینکه این فواصل ممکن است کوچک باشند، امکان ارضای سریع این نیاز اتساعی وجود دارد و مقاومت برشی زهکشی نشده (اتساعی) بزرگ‌تر از مقاومت زهکشی شده تنها می‌تواند مدت زمان کوتاهی ادامه یابد. از این‌رو در بیش‌تر تحلیل‌های مهندسی، استفاده از مقاومت برشی کاملا زهکشی شده به عنوان مقدار بیشینه یا حدی روشی مناسب و مطمئن است. به طور مشابه، بیشینه‌ی تنش برشی نمی‌تواند از مقاومت برشی بسیج شده در تنش‌های موثر متناظر با خلازایی[10] آب منفذی (رسیدن به فشار منفذی ۱ اتمسفر) فراتر رود. اگرچه مقدار حدی اشاره شده در قسمت قبل (مقادیر کم‌تر از مقاومت کاملا زهکشی شده) یک قید محدود کننده‌تر است و در نتیجه این مساله را نیز به خوبی حل می‌کند.

در کنار روش‌های ارایه شده بر اساس عدد نفوذ استاندارد که به طور متداول در کاربردهای مهندسی مورد استفاده قرار می‌گیرد و در بخش‌های قبلی جزییات آن‌ها مورد بررسی قرار گرفت، Olson and Stark (2002) رابطه‌ی تجربی دیگری را برای مرتبط کردن نسبت مقاومت برشی پس‌ماند زهکشی نشده به مقاومت نفوذ مخروط ارایه نمودند که در شکل (۶-۱۱) نشان داده شده است.



شکل ۶-۱۱- همبستگی میان نسبت مقاومت پس از روانگرایی و مقاومت نوک همپایه شده‌ی CPT (Olson and Stark, 2002)

10- Cavitation

۶-۳- گسیختگی جریانی در زمین‌های شیب‌دار یا دارای وجه آزاد

تمام انواع شیب‌ها ممکن است در طی زلزله گسیخته شوند؛ به طوری که از گسیختگی خاکریز کوچک جاده‌ها تا زمین‌لغزه‌های عظیم، همگی نمونه‌هایی از ناپایداری شیب در اثر حرکات لرزه‌ای هستند. ارزیابی لرزه‌ای پایداری شیب‌ها را می‌توان به دو گروه کلی دسته‌بندی نمود: تحلیل پایداری شیب اینرسی و تحلیل پایداری شیب ضعیف شده[11]. تحلیل پایداری شیب اینرسی برای آن دسته از مصالحی که مقاومت برشی خود را در طی زلزله از دست نمی‌دهند، توصیه می‌شود. نمونه‌هایی از این نوع خاک‌ها شامل خاک‌های دانه‌ای متراکم، رس‌های سخت، رس‌های با حساسیت کم و خاک‌های قرار گرفته در بالای تراز آب زیرزمینی می‌باشند. انواع گوناگونی از تحلیل‌های اینرسی وجود دارد که از میان آن‌ها روش شبه استاتیکی و روش نیومارک (۱۹۶۵) دو نمونه از متداول‌ترین روش‌های مورد استفاده می‌باشند. از سوی دیگر تحلیل پایداری شیب ضعیف‌شده برای آن دسته از مصالحی که در طی زلزله کاهش قابل توجهی در مقاومت برشی آن‌ها بوجود می‌آید، پیشنهاد می‌شود. رس‌های حساس، رس‌های نرم، خاک‌های آلی و خاک‌های مستعد روانگرایی مثال‌هایی از این نوع خاک‌ها می‌باشد. برای خاک‌های درگیر با پدیده‌ی روانگرایی دو دسته تحلیل پایداری ضعیف-شده به شرح زیر موجود می‌باشد:

الف- لغزش جریانی[12]: لغزش‌های جریانی زمانی ایجاد می‌شوند که نیروهای محرک ایستایی از مقاومت برشی خاک در امتداد سطح لغزش بیش‌تر شده و در نتیجه ضریب اطمینان پایداری کم‌تر از ۱ شود. Seed (1970) لغزش جریانی را به صورت زیر تعریف می‌کند: اگر روانگرایی درون و یا زیر توده‌ی خاکی شیب‌دار به وقوع بپیوندد، کل توده به سمت وجه غیر متکی جریان یافته و یا به صورت جانبی انتقال خواهد یافت که به این پدیده لغزش جریانی گفته می‌شود. این گونه لغزش‌ها بیش‌تر در مصالح غیرچسبنده‌ی اشباع و سست در طی زلزله به وجود می‌آیند.

به طور کلی سه نوع لغزش جریانی وجود دارد:

۱- روانگرایی توده: این نوع لغزش جریانی زمانی اتفاق می‌افتد که تقریبا تمام توده‌ی شیب‌دار مستعد وقوع روانگرایی باشد؛ این نوع گسیختگی‌ها غالبا در شیب‌هایی که کل توده و یا بخشی از آن در آب غوطه‌ور است، نظیر خاکریزهای ساحلی، رخ می‌دهد. در طراحی این قبیل شیب‌ها اگر پس از تعیین ضریب اطمینان در برابر روانگرایی مشخص شد که تحت اثر بارهای لرزه‌ای کل توده‌ی شیب‌دار و یا بخش عمده‌ای از آن در معرض روانگرایی قرار دارد، آن‌گاه شیب مستعد لغزش جریانی خواهد بود. در این حالت تحلیل‌های بیش‌تری برای بررسی پایداری شیب مورد نیاز نیست.

۲- روانگرایی منطقه‌ای: نوع دوم لغزش جریانی به سبب روانگرایی ناحیه‌ای مشخص در داخل شیب به وجود می‌آید؛ مثال مشهور از روانگرایی منطقه‌ای، گسیختگی سد پایینی San Fernando در طی زلزله‌ی San Fernando می‌باشد.

۳- حرکت زمین‌لغزه در اثر روانگرایی لایه‌های افقی یا عدسی‌های خاک: روانگرایی لایه‌ها یا عدسی‌های خاک مستعد در داخل شیب سبب می‌شود تا کل شیب به صورت جانبی در امتداد لایه‌ی روانگرا شده در زیر حرکت کند.

اگر برخلاف روانگرایی توده که منجر به لغزش جریانی می‌شود، تنها مناطق یا لایه‌های نازکی از خاک در طی حرکات لرزه‌ای روانگرا شوند، آن‌گاه تحلیل پایداری شیب مورد نیاز خواهد بود. یکی از روش‌های موجود برای تحلیل پایداری شیب روش

11- Weakening
12- Flow Slide

قطعات[13] است که در ادامه پارامترهای مقاومتی مورد نیاز در آن برای هر دو حالت روانگرایی منطقه‌ای و روانگرایی لایه‌ای توضیح داده می‌شود. لازم به ذکر است که شرح کامل روش فوق در مرجع Day (2006) موجود است.

- روانگرایی منطقه‌ای: در این حالت تحلیل پایداری شیب با استفاده از سطوح لغزش دایره‌ای مختلف که از منطقه‌ی محتمل روانگرایی عبور می‌کنند، صورت می‌پذیرد. تحلیل‌های پایداری در بیش‌تر موارد با استفاده از تحلیل تنش موثر (با در نظر گرفتن فشار آب منفذی ایجاد شده در طی زلزله) همراه با مقاومت برشی کاهش یافته انجام می‌شوند. اگر ضریب اطمینان پایداری شیب برابر یا کم‌تر از ۱ باشد، وقوع لغزش جریانی در طی زلزله محتمل است.
- روانگرایی لایه‌ها یا عدسی‌های خاک: لایه‌ها و عدسی‌های خاک مستعد روانگرایی ممکن است نسبتا نازک بوده و تشخیص آن‌ها در طی عملیات شناسایی زیرسطحی مشکل باشد. در نتیجه ارزیابی امکان وقوع لغزش جریانی در اثر روانگرایی این نواحی ممکن است بسیار پیچیده و دشوار باشد. در تحلیل پایداری شیب، سطوح لغزش باید از این لایه‌ها یا عدسی‌های افقی خاک روانگرا شده عبور نمایند. از این‌رو در بیش‌تر موارد، تحلیل با استفاده از حالت گسیختگی بلوکی (به جای سطوح لغزش دایره‌ای) به همراه مقاومت برشی کاهش یافته در قالب تحلیل تنش موثر انجام می‌شود. در این حالت نیز ضریب اطمینان برابر یا کم‌تر از ۱ بیان‌گر احتمال وقوع لغزش جریانی در داخل شیب است.

ب- گسترش جانبی: در این حالت، با توجه به این‌که شیب زمین کم و یا مسطح است، نیروهای محرک ایستایی از مقاومت برشی خاک در امتداد سطح لغزش بیش‌تر نشده و درنتیجه لغزش جریانی رخ نمی‌دهد؛ به عبارت دیگر ضریب اطمینان پایداری شیب بزرگ‌تر از ۱ است. در مقابل، نیروهای محرک تنها در آن بخش از حرکت لرزه‌ای که نیروی اینرسی خالص در جهت رو به پایین شیب است، از نیروهای مقاوم بیش‌تر شده و منجر به حرکات جانبی نموی و پیش‌رونده می‌شوند. همان‌گونه که پیش از این نیز ذکر شد، تخمین تغییرمکان‌های ناشی از گسترش جانبی در قالب روش‌های گوناگون پیشنهادی یکی از موضوعات فصل بعدی می‌باشد.

در خصوص شیب‌های متشکل از مصالح مستعد روانگرایی، بارگذاری لرزه‌ای مقاومت برشی خاک را کاهش داده و ممکن است به ناپایداری شیب منجر شود. پارامتر اساسی در ارزیابی پایداری پس از زلزله مقاومت برشی جدید خاک پس از وقوع رویداد لرزه‌ای است. اما با توجه به این نکته که کاهش مقاومت برشی بسته به وقوع یا عدم وقوع روانگرایی معمولا به شکل‌های متفاوتی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد، می‌توان پایداری پس از زلزله را در قالب سه گام زیر مورد ارزیابی قرار داد:

۱- ارزیابی پتانسیل وقوع پدیده‌ی روانگرایی،

۲- تخمین مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی کاهش یافته،

۳- بررسی پایداری شیب و تغییرشکل‌های حاصل.

ارزیابی پتانسیل وقوع روانگرایی و تعیین میزان وسعت ناحیه‌ی روانگرا شده در طی زلزله به کمک روابط و نمودارهای ارایه شده در فصل ۵ صورت می‌گیرد. همان‌گونه که در این فصل اشاره شد، دستورالعمل ارزیابی پتانسیل روانگرایی برای ساختگاه‌های بدون شیب که تنش برشی ایستایی افقی در آن‌ها برابر صفر است، تنظیم شده‌اند. بنابراین برای ساختگاه‌های شیب‌دار که تنش برشی ایستایی افقی در آن‌ها صفر نبوده و در نتیجه استعداد بیش‌تری برای روانگرایی خاک‌های سست وجود دارد، استفاده از ضریب اصلاح شیب به ویژه برای خاک‌های سست ضروری است.

13- Method of Slices

۶-۴- گسیختگی ظرفیت باربری پی‌های سطحی

۶-۴-۱- تحلیل ظرفیت باربری در خاک‌های مستعد روانگرایی

متداول‌ترین علت گسیختگی ظرفیت باربری در طی زلزله، کاهش مقاومت برشی به دلیل وقوع روانگرایی در خاک زیرسطحی است. پیش‌نیازها و تحلیل‌های مرتبط با ظرفیت باربری خاک‌های مستعد روانگرایی را می‌توان در قالب گام‌های زیر بررسی کرد:

۱- پیش‌نیازها: گام نخست در ارزیابی ظرفیت باربری، کنترل برآورده شدن شرط‌های زیر است. چنانچه این شرایط برآورده نشوند، پی مستعد گسیختگی لرزه‌ای بوده و ملاحظات خاص طراحی نظیر استفاده از پی‌های عمیق و بهسازی خاک مورد نیاز خواهد بود.

الف- تراز باربری پی: پی به طور مستقیم بر روی خاک روانگرا قرار نگرفته باشد؛ حتی پی‌هایی که بار بسیار کمی بر روی آن‌ها وارد شده به داخل خاک روانگرا فروخواهند رفت.

ب- ضخامت لایه‌ی سطحی: برای جلوگیری از خرابی‌های ناشی از جوشش ماسه و ترک سطحی، لازم است یک ضخامت کافی از لایه‌ی غیرروانگرای سطحی وجود داشته باشد. در غیر این صورت ممکن است خرابی‌هایی به پی‌های سطحی، روسازی جاده‌ها و تاسیسات وارد شود. در بخش بعدی روش‌های متداول برای تعیین بروز سطحی روانگرایی مورد بحث و بررسی قرار خواهد گرفت.

۲- تحلیل نشست: در صورتی که پیش‌نیازهای طراحی گام نخست برآورده شوند، گام بعدی انجام تحلیل نشست با استفاده از روند ارایه شده در فصل هفتم است. باید به این نکته توجه کرد که در برخی موارد ممکن است تحلیل نشست پی غیر قابل اعتماد باشد (به‌عنوان مثال ساختمان‌های سنگین با یک لایه‌ی خاک روانگرای قرارگرفته در نزدیکی کف پی).

۳- تحلیل ظرفیت باربری: 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 روانگرای زیرین استفاده می‌شود. جزییات تحلیل ظرفیت باربری برای هر دو حالت وقوع روانگرایی ($FS<1$) و تولید اضافه فشار منفذی جزیی ($1<FS<1.5$) در مرجع Day (2006) ارایه شده است.

۴- ملاحظات خاص طراحی: چنانچه سازه‌ی قرارگرفته بر روی خاک روانگرا در معرض غوطه‌وری بوده و یا در مجاورت زمین شیب‌دار باشد، نیاز به ملاحظات خاص طراحی است.

هنگام ارایه‌ی پیشنهادات مربوط به ظرفیت باربری مجاز در یک ساختگاه، روش متداول آن است که این مقدار برای تحلیل‌های لرزه‌ای به میزان ۱/۳ برابر افزایش یابد. این پیشنهاد مربوط به مصالحی است که مقاومت برشی خود را در طی تکان‌های لرزه‌ای از دست نمی‌دهند و برای مصالح مستعد کاهش مقاومت برشی در طی زلزله نظیر خاک‌های روانگرا مناسب نیست.

۶-۴-۲- تعیین بروز سطحی روانگرایی

طبق تعریف هنگامی‌که ضریب اطمینان در برابر روانگرایی کم‌تر از ۱ باشد، لایه‌ی خاک مورد نظر تحت شرایط زلزله‌ی طرح روانگرا خواهد شد. اما ذکر این نکته ضروری است که این مقادیر کمِ ضریب اطمینان در یک لایه‌ی محدود خاک به معنای وقوع خرابی کلی در سطح زمین نیست. به طور کلی وسعت خرابی ناشی از روانگرایی در موارد زیر افزایش می‌یابد:

- ضریب اطمینان در برابر روانگرایی کوچک‌تر باشد؛
- ضخامت لایه‌ی روانگرا بیش‌تر باشد؛
- روانگرایی در ترازهای نزدیک‌تر به سطح زمین روی دهد.

در ادامه‌ی این بخش روش‌های تحلیلی متداول برای تعیین بروز سطحی روانگرایی مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۶-۴-۲-۱- روش Ishihara (1985)

Ishihara (1985) با اتکا بر این ایده که وقوع روانگرایی در لایه‌های زیرین خاک به خودی خود سبب خرابی سازه‌های قرارگرفته بر روی سطح زمین (و یا در نزدیکی آن) نمی‌شود، روشی را برای تعیین وقوع بروز سطحی روانگرایی ارایه داد. در واقع می‌توان فلسفه‌ی این روش را به عنوان یکی از اولین تلاش‌ها در استفاده از چهارچوب "طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد" برای ارزیابی خرابی‌های ناشی از روانگرایی در سطح زمین در نظر گرفت. این محقق عامل اصلی موثر بر بروز سطحی روانگرایی را ضخامت پوسته‌ی خاک غیرروانگرایی می‌داند که بر روی نهشته‌ی مستعد روانگرایی قرار گرفته است. مطابق با این نظر، برای این‌که فشار آب منفذی ایجاد شده در نهشته‌ی روانگرای زیرین بتواند به‌راحتی به داخل لایه‌ی خاک سطحی نفوذ کرده و در نتیجه سبب وقوع گسیختگی زمین (جوشش ماسه و ترک) شود، لازم است پوسته‌ی سطحی نازک باشد. از سوی دیگر، چنانچه پوسته‌ی غیرروانگرا به اندازه‌ی کافی ضخیم باشد، نیروی بالابرنده‌ی ناشی از اضافه فشار آب به میزان کافی قوی نخواهد بود و در نتیجه بروز سطحی، حتی اگر ضخامت لایه‌ی روانگرا زیاد باشد، وجود نخواهد داشت.

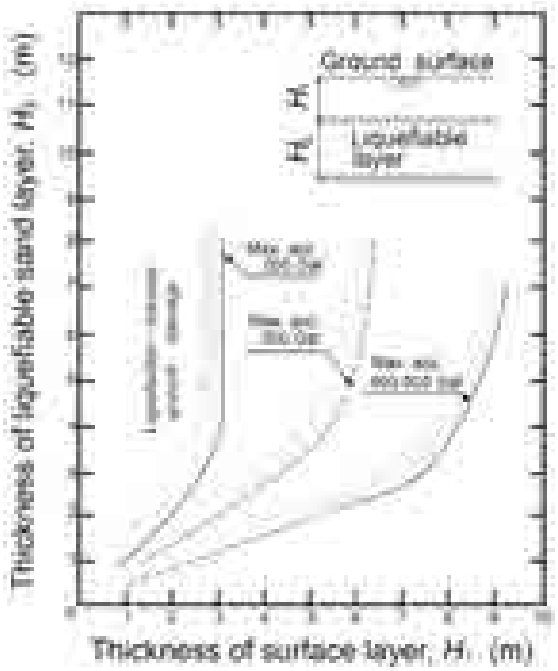
بر اساس مشاهدات تجربی به‌دست آمده از زلزله‌های پیشین، Ishihara پیشنهاد کرد که در صورت برقراری شرایط زیر بروز سطحی روانگرایی قابل توجه نخواهد بود:

۱- ساختگاه نسبتا مسطح باشد؛

۲- با ایجاد مانع در کناره‌های ساختگاه، از شکل‌گیری گسترش جانبی به سمت وجه آزاد جلوگیری شود؛

۳- نسبت ضخامت پوسته‌ی سطحی غیرروانگرا (H_1) به ضخامت لایه‌ی روانگرای زیرین (H_2) بزرگ‌تر از مقادیر نشان داده شده در شکل (۶-۱۲) باشد. این مقادیر تابعی از بیشینه‌ی شتاب افقی در سطح زمین بوده و به شتاب‌های g(0.4-0.5) محدود می‌شوند.

در مطالعه‌ی Ishihara گسیختگی شیب و فرونشست سازه‌ها به‌عنوان نمودهای بروز سطحی در نظر گرفته نشده‌اند. بنابراین حتی در صورت عدم وقوع بروز سطحی ممکن است نشست رخ دهد. Youd and Garris (1995) روش Ishihara را مورد ارزیابی قرار داده و دریافتند که این روش برای ساختگاه‌های مسطحی که در معرض نوسانات زمین قرار دارند، مناسب نیست.



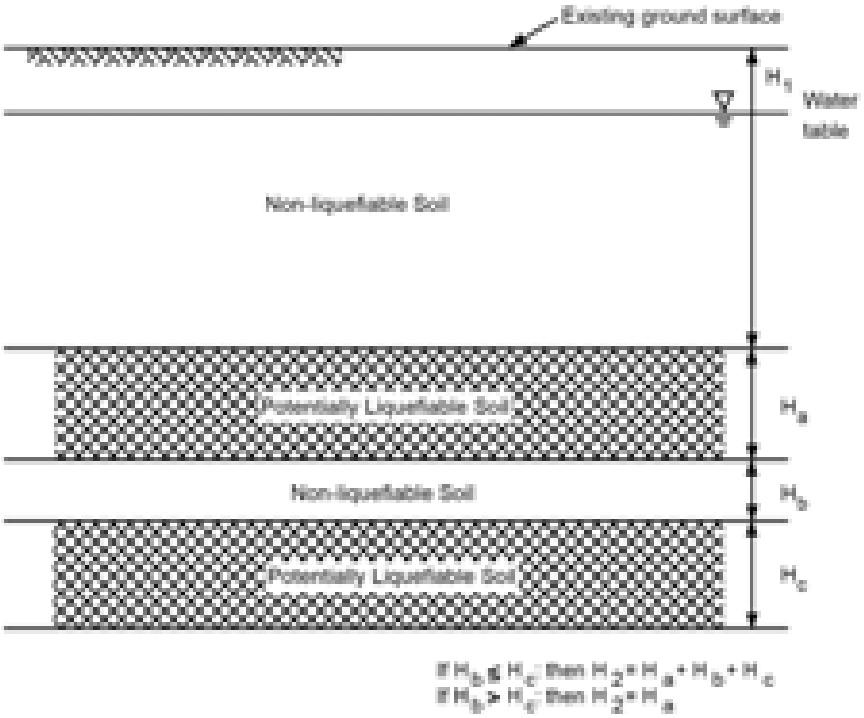
شکل ۶-۱۲- منحنی‌های مرزی پیشنهادی برای تعیین بروز سطحی روانگرایی (Ishihara, 1985)

برای سازه‌های قررگرفته بر روی پی‌های سطحی، می‌توان اثر بروز سطحی بر روی سازه (نظیر کج‌شدگی و ترک) را با مدفون کردن پی در زیر لایه‌ی رونگرا به حداقل رساند. باید توجه کرد که این مساله با خرابی ناشی از نشست غیریکنواخت متفاوت است. اما کاهش اثر بروز سطحی با پایین بردن تراز پی می‌تواند سبب غیراقتصادی شدن طرح شود. چنانچه پی سطحی در داخل پوسته‌ی غیرروانگرای بالایی (با ضخامت H_1) قرار گیرد، می‌توان وقوع یا عدم وقوع اثرات بروز سطحی بر روی سازه را با استفاده از نمودارهای Ishihara بررسی کرد که در این حالت H_1 ضخامت پوسته‌ی غیرروانگرای قرارگرفته در زیر پی است.

درخصوص تعیین ضخامت لایه‌های روانگرا و غیرروانگرا توجه به این نکته ضروری است که چنانچه ضریب اطمینان در برابر روانگرایی تنها کمی بیش‌تر از ۱ باشد، در اثر جریان رو به بالای آب از لایه‌ی روانگرای زیرین همچنان امکان وقوع روانگرایی وجود دارد. هنگامی‌که بخشی از لایه‌ی غیرروانگرا در زیر سطح آب زیرزمینی قرار دارد، برای تعیین ضخامت این لایه (H_1) به تجربه و قضاوت مهندسی قابل توجهی نیاز است. در حالتی‌که یک ساختگاه چند لایه شامل هر دو نوع خاک روانگرا و غیرروانگرا باشد، ضخامت لایه‌ی روانگرا (H_2) با استفاده از روش نشان داده شده در شکل (۶-۱۳) تخمین زده می‌شود. روش مذکور بر اساس این پیش‌فرض است – مشاهدات محلی Ishihara (1985) و تحلیل‌های Martin et al. (1991) تایید کننده‌ی این فرض هستند– که وقتی یک لایه‌ی غیرروانگرا در میان دو لایه‌ی روانگرا محبوس می‌شود، ممکن است به دلیل انتقال اضافه فشار منفذی از لایه‌های روانگرای مجاور به داخل آن روانگرا شود.

بحث‌های زیادی درخصوص دامنه‌ی کاربرد و اعتبار روش Ishihara در بین متخصصان ژئوتکنیک لرزه‌ای صورت گرفته است. گفتگوهای انجام شده با پروفسور Ishihara (Korin, 1998) عقیده‌ی ایشان مبنی بر این‌که این معیار تنها برای ارزیابی پتانسیل ترک‌های زمین و جوشش ماسه معتبر است را مورد تایید مجدد قرار می‌دهد. مطابق با این اظهارات، مشاهدات مورد استفاده در تهیه‌ی معیار شامل عملکرد سازه‌های سبک نظیر ساختمان‌های مسکونی یک یا دو طبقه و تاسیسات زیرزمینی سطحی بوده است. همچنین

یکی دیگر از پیش‌نیازهای کاربردِ قابل اطمینان این روش در تعیین پتانسیل بروز سطحی آن است که لایه‌ی روانگرای پیوسته‌ی بزرگی در ساختگاه موجود نباشد (Simantob, 1998).



شکل ۶-۱۳- روش تعیین ضخامت لایه‌ی روانگرا (H_2) در خاک‌های لایه‌ای

بنابراین به نظر می‌رسد که معیار Ishihara برای تعیین بروز سطحی روانگرایی را باید با دقت کافی و توجه به شرایط و محدودیت‌های آن مورد استفاده قرار داد. پیش از کاربرد روش Ishihara باید دیگر گسیختگی‌های ناشی از روانگرایی (لغزش جریانی و گسترش جانبی) ارزیابی شده و از عدم وقوع آن‌ها به شکل عمده و قابل توجه اطمینان حاصل شود. کاربرد این معیار باید به لایه‌های نازک و گسسته‌ی خاک روانگرا و همچنین سازه‌های سبک محدود شود.

چنانچه در تحلیل ظرفیت باربری پی‌های سطحی از روش Ishihara برای تعیین بروز سطحی روانگرایی استفاده شود، باید تراز کف پی به‌عنوان تراز بالایی لایه‌ی سطحی در نظر گرفته شود. اگر معیار ضخامت لایه‌ی سطحی برای جلوگیری از بروز سطحی برآورده نشود، باید از روش‌های بهسازی اشاره شده در فصل ۸ استفاده کرد. همچنین اگر ضخامت لایه‌ی سطحی همان ضخامت ناحیه‌ی بهسازی شده در نظر گرفته شود، آن‌گاه می‌توان معیار ارایه شده را به عنوان راهنمایی برای تعیین هندسه‌ی ناحیه‌ی بهسازی به‌کار برد.

۶-۴-۲-۲- روش Iwasaki et al. (1982)

Iwasaki et al. (1982) با معرفی ضریبی به نام شاخص پتانسیل روانگرایی (P_L)، شدت روانگرایی محتمل در یک ساختگاه را به صورت کمی بیان کردند. این ضریب که از ترکیب عوامل موثر بر وسعت خرابی ناشی از روانگرایی به دست می‌آید، به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$P_L = \int_0^{20} F(z)w(z)dz$$
$$F(z) = \begin{cases} 1 - F_L & \text{for} \quad F_L \le 1 \\ 0 & \text{for} \quad F_L > 1 \end{cases} \qquad (۳-۶)$$
$$w(z) = 10 - 0.5z$$

که در آن:

z: عمق (m)؛

F_L: ضریب اطمینان در برابر روانگرایی.

همان‌گونه که در این رابطه مشاهده می‌شود، تابع عمق یعنی w(z) به روانگرایی در اعماق سطحی وزن بیش‌تری می‌دهد. مقادیر P_L در محدوده‌ی ۰ تا ۱۰۰ تغییر می‌کند به طوری‌که حد پایین آن مربوط به ساختگاه بدون پتانسیل روانگرایی بوده و حد بالا نشان دهنده‌ی ضریب اطمینان صفر در تمام عمق ۲۰ متر است. به طور کلی مقدار این شاخص با کاهش ضریب اطمینان در برابر روانگرایی، وقوع روانگرایی در اعماق کم‌تر و نیز افزایش ضخامت لایه‌ی روانگرا افزایش می‌یابد. درخصوص ارتباط میان P_L و اثرات روانگرایی، Iwasaki et al. (1982) با محاسبه‌ی این شاخص برای تعدادی از ساختگاه‌های روانگرا و غیرروانگرا نتیجه گرفتند که در ساختگاه‌های با مقادیر $P_L < 5$ دامنه‌ی خرابی محدود است درحالی‌که $P_L > 15$ به معنای احتمال وقوع خرابی عمده و قابل توجه است.

۶-۵- اثر روانگرایی بر پی‌های عمیق

پی‌های عمیقی که از میان لایه‌های خاک روانگرا عبور می‌کنند، نظیر شمع‌های 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 شمع‌ها 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. علاوه بر این روانگرایی می‌تواند منجر به نشست لایه‌ی روانگرا و لایه‌های قرارگرفته بر روی آن شود. این نشست ممکن است سبب اعمال نیروی فروکشش[۱۴] یا اصطکاک منفی به پی‌های عمیق شود و لازم است در تحلیل ظرفیت باربری لحاظ شود. اگر لایه‌ای از خاک روانگرا در زیر تراز پایینی پی عمیق قرار گرفته باشد، باید احتمال برش منگنه‌ای پی به داخل خاک روانگرا بررسی شود. چنانچه نتوان اثرات روانگرایی را به شکل مطلوب در طراحی پی‌های عمیق در نظر گرفت، باید به سراغ روش‌های بهسازی جایگزین رفت. اثرات روانگرایی روی پی‌های عمیق را می‌توان با اجرای روش‌های بهسازی خاک، قبل یا پس از اجرای پی، کاهش داد. برای جزییات بیش‌تر در خصوص طراحی پی‌های عمیق در خاک‌های روانگرا می‌توان به مرجع Madabhushi et al. (2010) مراجعه کرد.

14- Downdrag Force

مراجع

Amini, F. and Qi, G.Z. (2000), "Liquefaction Testing of Stratified Silty Soils", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126(3), pp. 208-216.

Baziar, M.H., and Dobry, R. (1995), "Residual Strength and Large-Deformation Potential of Loose Silty Sands", Journal of Geotechnical Engineering 121(12), pp. 896-906.

Castro, G. (1975), "Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands", Journal of the Geotechnical Engineering Division 101(GT6), pp. 551-569.

Day, R.W. (2006), *Foundation engineering handbook*, McGraw-Hill, New York.

Ebeling, R.M. and Morrison, E.E. (1993), *The Seismic Design of Waterfront Retaining Structures*, Naval Civil Engineering Laboratory, Technical Report ITL-92-11, Report No. NCEL TR-939. 255 p.

Finn, W.D.L. (1990), "Analysis of post-liquefaction deformations in soil structures", (Invited Paper). In: Duncan JM, editor. Proc H. Bolton Seed Memorial Symposium, University of California, Berkeley, May 9- 11, vol. 2. Vancouver: Bi-Tech Publishers, pp. 291-311.

Finn, W.D.L., Ledbetter RH, Fleming Jr RL, Forrest TW, Stacy ST. (1998), "Stabilization of an earth dam using driven prestressed concrete piles", Int J Earthquake Engng, London;2(2), pp. 173-95.

Ishihara, K. (1993), "Liquefaction and Flow Failure during Earthquakes", Geotechnique, The Institution of Civil Engineers 43(3), pp. 351-415.

Ishihara, K. (1996), *Soil Behavior in Earthquake Geotechnics*, Clarendon Press, Oxford. 350 p.

Jong, H.L. and Seed, R. B. (1988), *A Critical Investigation of Factors Affecting Seismic Pore Pressure Generation and Post- Liquefaction Flow Behavior of Saturated Soils*, Geotechnical Engineering Research Report No. SU/GT/88-01, Stanford University.

Marcuson, W.F., Hynes, M.E. and Franklin, A.G. (1990), "Evaluation of the Use of Residual Strength in Seismic Safety Analysis of Embankments", Earthquake Spectra, 6(3), pp. 529-572.

Newmark, N. M. (1965), "Effects of earthquakes on dams and embankments", Geotechnique, Vol. 15, No. 2, June, pp. 139–160.

Olson, S. M., and Stark, T. D. (2002), "Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure case histories", Can. Geotech. J., 39, pp. 629–647.

Poulos, S. (1981), "The Steady State of Deformation", Journal of the Geotechnical Engineering Division 107(GT5), pp. 553-561.

Poulos, S.J., Castro, G. and France, J.W. (1985), "Liquefaction Evaluation Procedure", Journal of Geotechnical Engineering 111(6), pp. 772-791.

Riemer, M. F. (1992), "The Effects of Testing Conditions on the Constitutive Behavior of Loose, Saturated Sands under Monotonic Loading", Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley.

Seed, H. B. (1970), “Soil Problems and Soil Behavior”, Chapter 10 of *Earthquake Engineering*, Robert L. Wiegel, Coordinating Editor. PrenticeHall, Englewood Cliffs, NJ, pp. 227–252.

Seed, R.B. and Harder, Jr. L.F. (1990), "SPT-Based Analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strength", Proceedings, H. Bolton Seed Memorial Symposium, Vol. 2, BiTech Publishing, Vancouver, B.C., pp. 351-376.

Seed, R.B. and Jong, H.L. (1987), "Factors Affecting Post-liquefaction Strength Assessment", Proceedings, 5th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Ottawa, Canada, pp. 483-492.

Stark, T.D. and Mesri, G. (1992), "Undrained Shear Strength of Liquefied Sands for Stability Analysis", Journal of Geotechnical Engineering, 118(11), pp. 1727-1747.

Stark, T.D., Olson, S.M. Kramer, S.L. and Youd, T.L. (1997), *Final Proceedings of the Workshop – Shear Strength of Liquefied Soils*, National Science Foundation Workshop, NSF Grant CMS-95-31678, 80 p., available from the Mid-America Earthquake Center at ttp://mae.ce.uiuc.edu/.

Uthayakumar M., Vaid, YP. (1998), "Static liquefaction of sand under multiaxial loading", Can. Geotech. J., 35(2), pp. 273-83.

Vaid, Y.P., Sivathayalan, S. (1996), "Static and cyclic liquefaction potential of Fraser delta sand in simple shear and triaxial tests", Can. Geotech. J., 33(2), pp. 281-290.

Vaid Y.P., Sivathayalan, S., Stedman, D. (1999), "Influence of Specimen-Reconstituting Method on the Undrained Response of Sand", Geotechnical Testing Journal (GTJ), 22 (3), 9 p.

Vaid, Y.P., Thomas J. (1994), "Post-liquefaction behaviour of sand", Proc. 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, vol. 3,. pp. 1305-1315.

Yoshimine, M., Ishihara, K., Vargas, W. (1998), "Effect of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behaviour of sand", Soils and Foundations, Japan Soc Soil Mechanics Foundation Engng, 38(3), pp. 179-88.

فصل ۷

تخمین تغییرمکان‌های لرزه‌ای مرتبط با پدیده‌ی روانگرایی

۷-۱- مقدمه

ماسه‌های سست هنگامی که در معرض تکان‌های لرزه‌ای قرار می‌گیرند، تمایل به تراکم و نشست خواهند داشت. تراکم لایه‌های زیرین خاک به صورت نشست در سطح زمین آشکار می‌شود که می‌تواند سبب خرابی سازه‌های قرارگرفته بر روی سطح زمین شود. در ماسه‌های خشک، نشست در طی تکان‌های لرزه‌ای تحت شرایط تنش موثر ثابت و خیلی سریع رخ می‌دهد؛ از این‌رو نشست نهشته‌ی ماسه‌ای خشک معمولا پیش از انتهای زلزله کامل می‌شود. اما اگر ماسه اشباع بوده و زهکشی در آن محدود شده باشد، شرایط حجم ثابت برقرار بوده و اثر عمده‌ی تکان‌های لرزه‌ای تولید اضافه فشار منفذی می‌باشد. در این حالت نشست همزمان با استهلاک اضافه فشار منفذی اتفاق می‌افتد که می‌تواند پس از اتمام زلزله نیز ادامه یابد. بنابراین نشست نهشته‌ی ماسه‌ای اشباع به زمان بیش‌تری نیاز دارد که این زمان بسته به نفوذپذیری و تراکم‌پذیری خاک و همچنین طول مسیر زهکشی می‌تواند از چند دقیقه تا چند روز تغییر کند. اگرچه تخمین نشست ماسه‌ها تحت اثر بارگذاری لرزه‌ای مشکل بوده و خطای موجود در آن حتی از مقادیر متداول خطا در تخمین نشست ایستایی (۲۵ تا ۵۰ درصد) نیز بیش‌تر است، لیکن نتایج به دست آمده از مطالعات متعدد حاکی از سازگاری قابل قبول این روش‌ها با مشاهدات محلی است.

۷-۱-۱- محاسبه‌ی نشست خاک خشک تحت اثر بارگذاری لرزه‌ای

نشست ماسه‌ی خشک تحت اثر بارگذاری لرزه‌ای به تراکم ماسه، دامنه‌ی کرنش برشی تناوبی ایجاد شده در ماسه و تعداد دورهای کرنش برشی اعمال شده در طی زلزله بستگی دارد (Silver and Seed, 1971). مقدار نشست به وجود آمده را می‌توان با استفاده از تحلیل‌های دقیق پاسخ ساختگاه همراه با اصلاحات مورد نیاز برای اثرات تکان‌های چندسویه[1] (Pyke et al., 1975) و یا به کمک دستورالعمل ساده شده‌ی Tokimatsu and Seed (1987) تخمین زد.

ارزیابی نشست لرزه‌ای خاک‌های خشک با روش ساده شده در قالب گام‌های زیر خلاصه می‌شود:

گام ۱: تقسیم پروفیل خاک به تعدادی زیرلایه‌ی مجزا به منظور در نظر گرفتن تغییرات تراکم و تنش سربار با عمق. حداکثر ضخامت زیرلایه‌ها باید به گونه‌ای انتخاب شود که بتوان مقادیر تراکم و تنش را در آن‌ها ثابت فرض کرد.

گام ۲: تخمین مدول برشی حداکثر (G_{max}) با استفاده از نتایج آزمون‌های محلی (SPT, CPT, V_s) و یا آزمایشگاهی (ستون تشدید). نمونه‌ای از همبستگی‌های میان عدد نفوذ استاندارد و مدول برشی حداکثر توسط Seed and Idriss (1970) به صورت زیر ارایه شده است:

$$G_{max} = 4400\left[(N_1)_{60}\right]^{1/3}(\sigma'_m)^{1/2}$$
$$\sigma'_m = \frac{1+2K_0}{3}\sigma'_v \qquad (۱-۷)$$

که در آن:

σ'_m: تنش موثر میانگین (kPa)؛

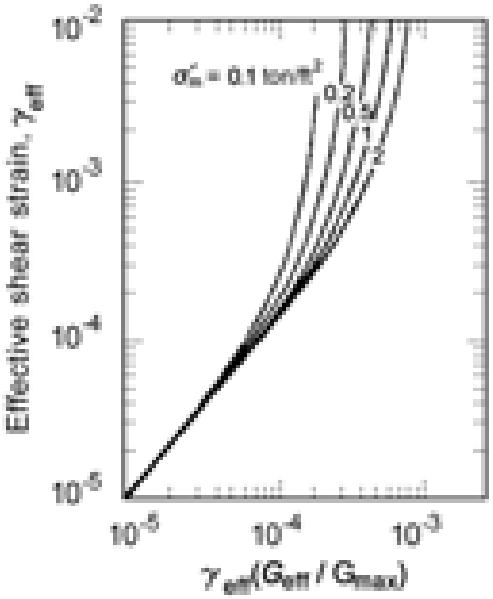
K_0: ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون؛

σ'_v: تنش موثر قائم (kPa)؛

1- Multidirectional shaking

گام ۳: تعیین کرنش برشی تناوبی موثر به وسیله‌ی دستورالعملی مشابه با روش پیشنهادی در بخش (۴-۳-۱). از آن‌جایی‌که مدول برشی با کرنش برشی تناوبی تغییر می‌کند، برای محاسبه مقدار کرنش برشی سازگار با مدول برشی نیاز به حل تکراری معادله‌ی ارایه شده در این بخش است. برای تعیین کرنش برشی تناوبی بدون نیاز به فرآیند تکراری، Tokimatsu and Seed (1987) نمودار ارایه شده در شکل (۷-۱) را پیشنهاد کردند؛ بدین ترتیب که ابتدا با استفاده از رابطه‌ی (۷-۲) حاصل ضرب کرنش برشی موثر در نسبت مدول برشی تعیین می‌شود. سپس مقدار کرنش برشی موثر به صورت تابعی از این ضریب و تنش موثر میانگین به دست می‌آید.

$$\begin{cases} \gamma_{eff}\left(\dfrac{G_{eff}}{G_{max}}\right)_{\gamma} = \dfrac{0.65\left(\dfrac{a_{max}}{g}\right)\sigma_{vo}\, r_d}{G_{max}} & (۳-۴) \\ CSR_{eq} = 0.65\left(\dfrac{a_{max}}{g}\right)\left(\dfrac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}\right) r_d & (۵-۵) \end{cases} \rightarrow \quad \gamma_{eff}\left(\dfrac{G_{eff}}{G_{max}}\right)_{\gamma} = CSR_{eq}\dfrac{\sigma'_{vo}}{G_{max}} \qquad (۲-۷)$$



شکل ۷-۱- نمودار تعیین کرنش ایجاد شده در نهشته‌های ماسه‌ای (Tokimatsu and Seed 1987)

گام ۴: تخمین کرنش حجمی ناشی از فشردگی با استفاده از نمودارهای ارایه شده در شکل (۷-۲). در این شکل کرنش حجمی متناسب با ۱۵ دور - که با زلزله‌ای به بزرگای گشتاوری ۷٫۵ متناظر است- به صورت تابعی از کرنش برشی موثر و تراکم نسبی یا مقاومت نفوذ استاندارد ارایه شده است.

گام ۵: اصلاح کرنش حجمی نسبت به بزرگای زلزله‌ی مورد نظر با استفاده از ضرایب ارایه شده در جدول (۷-۱).

گام ۶: محاسبه‌ی نشست لرزه‌ای نهشته‌ی خاک خشک با استفاده از رابطه‌ی (۷-۳).

$$S_{dry} = \sum_{i=1}^{n} 2\varepsilon_{c,M,i} h_i \qquad (۳-۷)$$

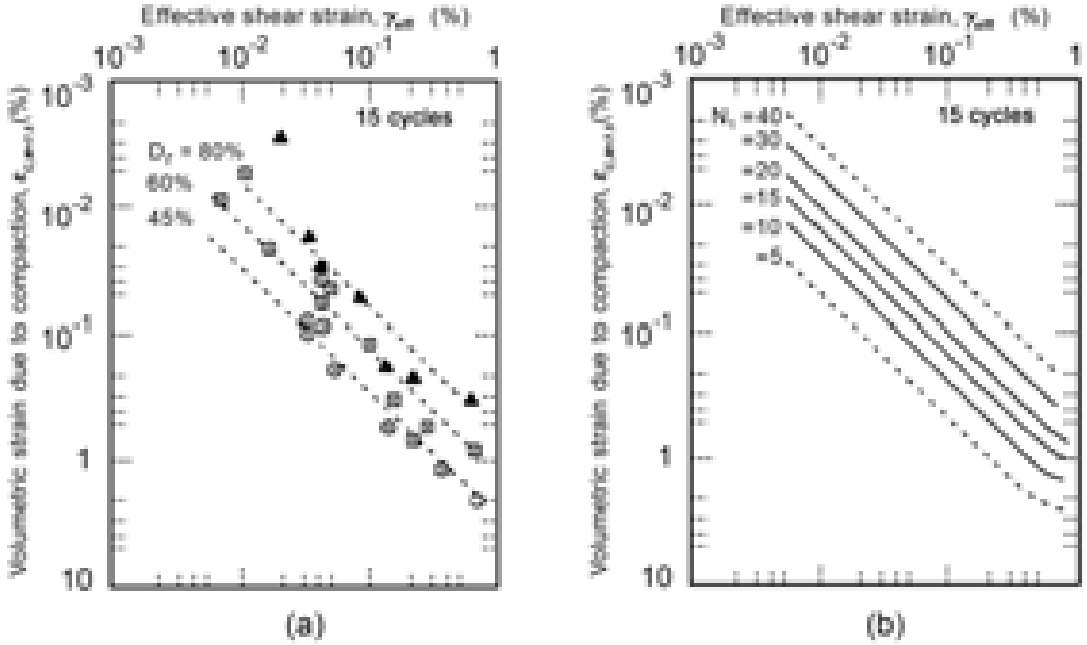
که در آن:

S_{dry}: نشست کل بر حسب واحد طول؛

$\varepsilon_{c,M,i}$: کرنش حجمی لایه‌ی i–اُم نیمرخ خاک؛

h_i: ضخامت لایه‌ی i–اُم نیمرخ خاک بر حسب واحد طول؛

n: تعداد زیرلایه‌های خاک.



شکل ۷-۲- رابطه‌ی میان کرنش برشی حجمی ($\varepsilon_{c,M=7.5}$) و کرنش برشی تناوبی (γ_{cyc}) در قالب الف- تراکم نسبی و ب- مقاومت نفوذ استاندارد (Tokimatsu and Seed, 1987)

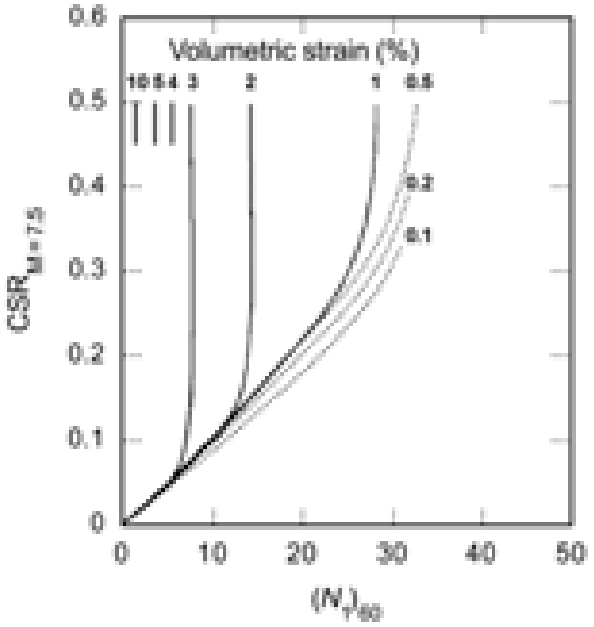
جدول ۷-۱- اثر بزرگای زلزله روی کرنش حجمی برای ماسه‌های خشک (Tokimatsu and Seed, 1987)

بزرگای زلزله	$\frac{\varepsilon_{c,M}}{\varepsilon_{c,M=7.5}}$
۸٫۵	۱٫۲۵
۷٫۵	۱٫۰
۶٫۷۵	۰٫۸۵
۶٫۰	۰٫۶
۵٫۲۵	۰٫۴

آزمایش‌ها بر روی ماسه‌های خشک قرار گرفته در معرض تکان‌های چند سویه نشان می‌دهد که نشست‌های به وجود آمده در اثر ترکیب حرکات افقی تقریبا برابر با جمع نشست‌های ایجاد شده در اثر عملکرد مجزای هر یک از مولفه‌ها می‌باشد (Pyke et al., 1975). بنابراین، اثر تکان‌های چند سویه با دو برابر کردن $\varepsilon_{c,M}$ در نظر گرفته شده است. همچنین Pyke و همکارانش نشان دادند که مولفه‌ی قائم حرکت زمین می‌تواند نشست‌های ایجاد شده در اثر تکان‌های افقی را تا ۵۰ درصد افزایش دهد. لازم به ذکر است که اثر حرکت قائم به طور مستقیم و صریح در روش ساده شده‌ی Tokimatsu and Seed (1987) لحاظ نشده است.

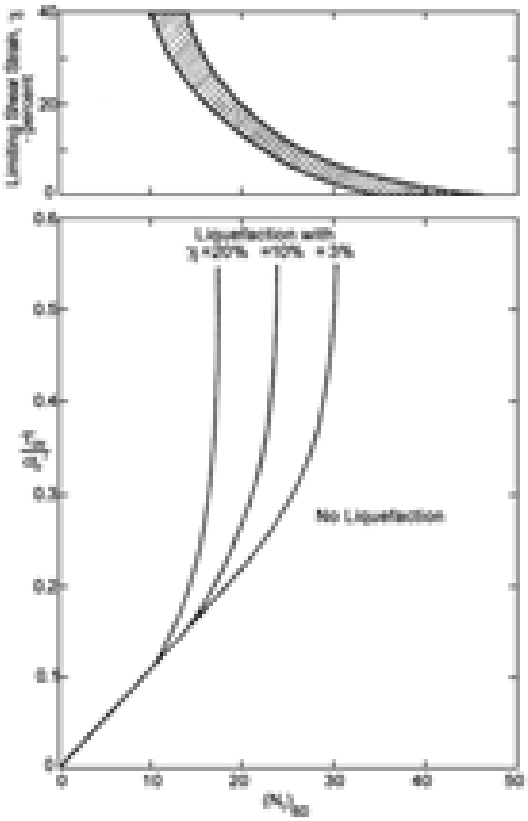
۷-۱-۲- محاسبه‌ی نشست خاک اشباع تحت اثر بارگذاری لرزه‌ای

متراکم شدن ماسه‌های اشباع پس از وقوع تکان‌های لرزه‌ای تحت تاثیر تراکم ماسه، بیشینه‌ی کرنش برشی تناوبی ایجاد شده در ماسه و مقدار اضافه فشار منفذی تولید شده طی تکان‌های لرزه‌ای قرار دارد. تجربیات آزمایشگاهی نشان داده‌اند که کرنش حجمی با تراکم نسبی و بیشینه‌ی کرنش برشی تغییر می‌کند. Tokimatsu and Seed (1987) به منظور تخمین کرنش پس از روانگرایی برای زلزله‌ای با بزرگای ۷/۵، رابطه‌ای را میان عدد نفوذ استاندارد و نسبت تنش تناوبی ارایه کردند (شکل ۷-۳). برای زلزله‌هایی با بزرگای متفاوت، نسبت تنش تناوبی معادل (CSR_M) را می‌توان با تخمین تنش برشی تناوبی (τ_{cyc}) و اصلاح آن با ضریب مقیاس بزرگای متناظر (MSF)، که در فصل ۵ به آن اشاره شد، تعیین کرد. لازم به ذکر است که کرنش حجمی پس از روانگرایی برای ماسه‌های با تراکم کم تا متوسط می‌تواند در حدود ۲ تا ۳ درصد و برای ماسه‌های خیلی سست مقادیری بیش‌تر از آن باشد. چنانچه پدیده‌ی جوشش ماسه در خاک روانگرا شده ایجاد شود، این احتمال وجود دارد که نشست‌های پس از زلزله نامنظم باشند. همان‌طور که در فصل دوم اشاره شد، تغییرمکان‌های نامتقارن ایجاد شده می‌تواند به سازه‌ها، کف‌سازی‌ها و خطوط لوله‌ی قرار گرفته بر روی سطح زمین و یا در نزدیکی آن آسیب برساند.



شکل ۷-۳- نمودار تخمین کرنش حجمی در ماسه‌های اشباع بر اساس نسبت تنش تناوبی معادل یکنواخت و عدد نفوذ استاندارد همپایه شده (Tokimatsu and Seed, 1987)

در واقع همبستگی ارایه شده توسط Tokimatsu and Seed (1987) مشابه با منحنی‌هایی بود که Seed (1979) برای پیش‌بینی کرنش برشی محدود ارایه کرده بود. بر طبق تعریف کلی ارایه شده، کرنش برشی محدود سطحی از کرنش برشی است که پس از ۱۵ دور بارگذاری و در نبود تنش برشی محرک ثابت احتمال دستیابی به آن وجود دارد. این تعداد دور معرف تعداد دورهای بارگذاری یکنواخت معادل برای زلزله‌ای به بزرگای ۷/۵ می‌باشد. شکل (۷-۴) مقادیر کرنش برشی محدود پیش‌بینی شده را نشان می‌دهد.

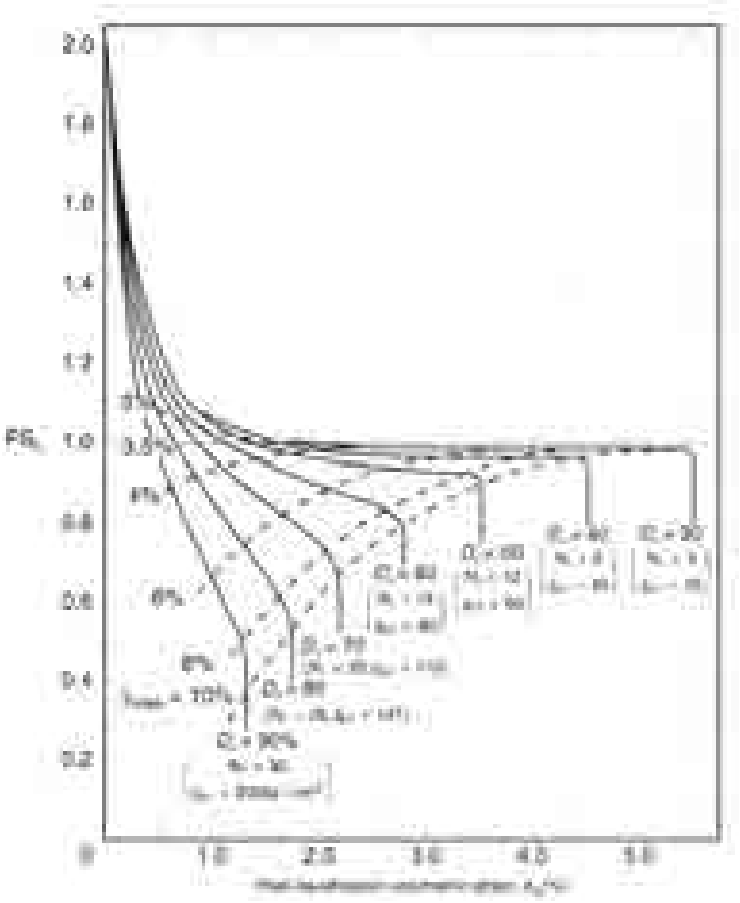


شکل ۷-۴- رابطه‌ی میان نسبت تنش تناوبی، عدد نفوذ استاندارد و کرنش برشی محدود (Seed, 1979)

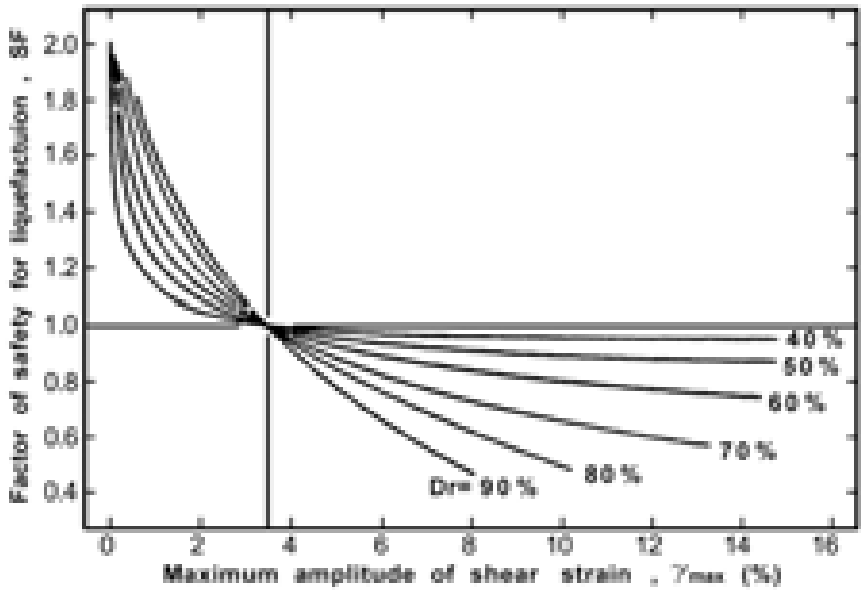
Ishihara and Yoshimine (1992) در ادامه‌ی تلاش‌های Tokimatsu and Seed (1987) و بر اساس مجموعه‌ی وسیعی از آزمایش‌های برش ساده، روشی را برای پیش‌بینی نشست‌های پس از روانگرایی و کرنش‌های برشی محدود یا بیشینه ارایه دادند. آن‌ها همچنین نتیجه گرفتند که کرنش برشی بیشینه‌ی ایجاد شده مناسب‌ترین شاخص برای تعیین کرنش حجمی پس از روانگرایی می‌باشد. شکل (۷-۵) منحنی‌های تخمین کرنش حجمی را به صورت تابعی از تراکم نسبی، که می‌تواند بر اساس هر دو شاخص مقاومت برجا یعنی عدد نفوذ استاندارد همپایه شده (N_1) و مقاومت نوک همپایه شده در آزمایش CPT (q_{c1}) برآورد شود، و همچنین به صورت تابعی از ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی (به جای نسبت تنش تناوبی) نشان می‌دهد. شکل (۷-۶) مجموعه‌ی مشابهی از نمودارها را برای تعیین کرنش برشی بیشینه (حدی)[2] به صورت تابعی از تراکم نسبی و ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی نمایش می‌دهد.

Shamoto et al. (1998) در پی مجموعه مطالعات جداگانه‌ای، بار دیگر به همبستگی میان کرنش حجمی پس از روانگرایی و کرنش برشی ناشی از روانگرایی پی بردند. آن‌ها برای توصیف این همبستگی یک مدل رفتاری را معرفی کرده و با به کارگیری این مدل و منحنی‌های کرنش برشی بیشینه‌ی با دامنه‌ی مضاعف که توسط Tokimatsu and Yoshomi (1983) به دست آمده بود، منحنی‌های نشان داده شده در شکل (۷-۷) را ارایه کردند. این شکل منحنی‌های کرنش برشی پسماند را به صورت تابعی از نسبت تنش برشی تناوبی و عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده نشان می‌دهد.

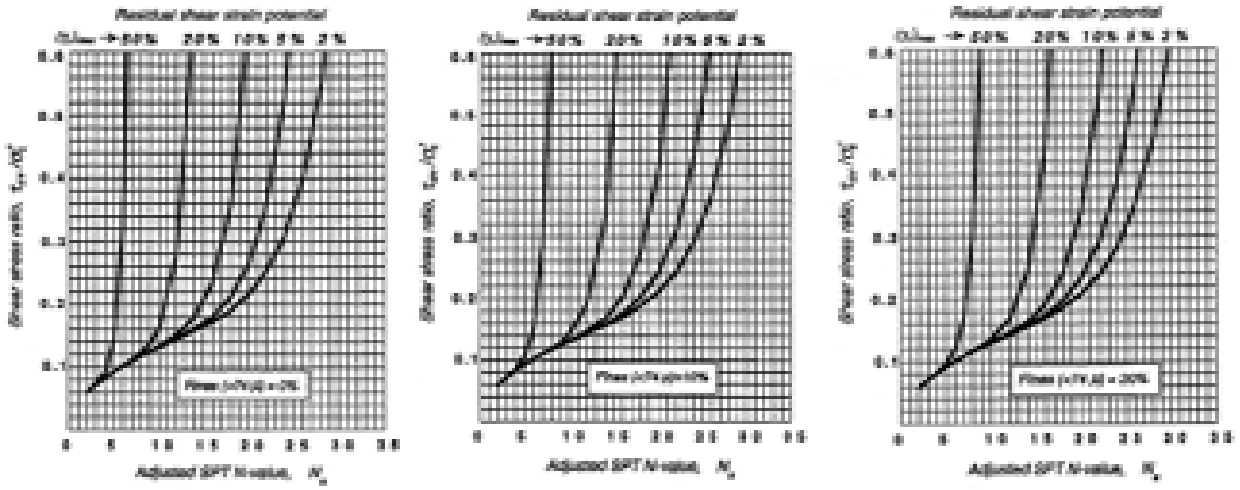
2- Limiting shear strain



شکل ۷-۵- رابطه‌ی میان ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی و کرنش حجمی پس از روانگرایی (Ishihara and Yoshimine, 1992)

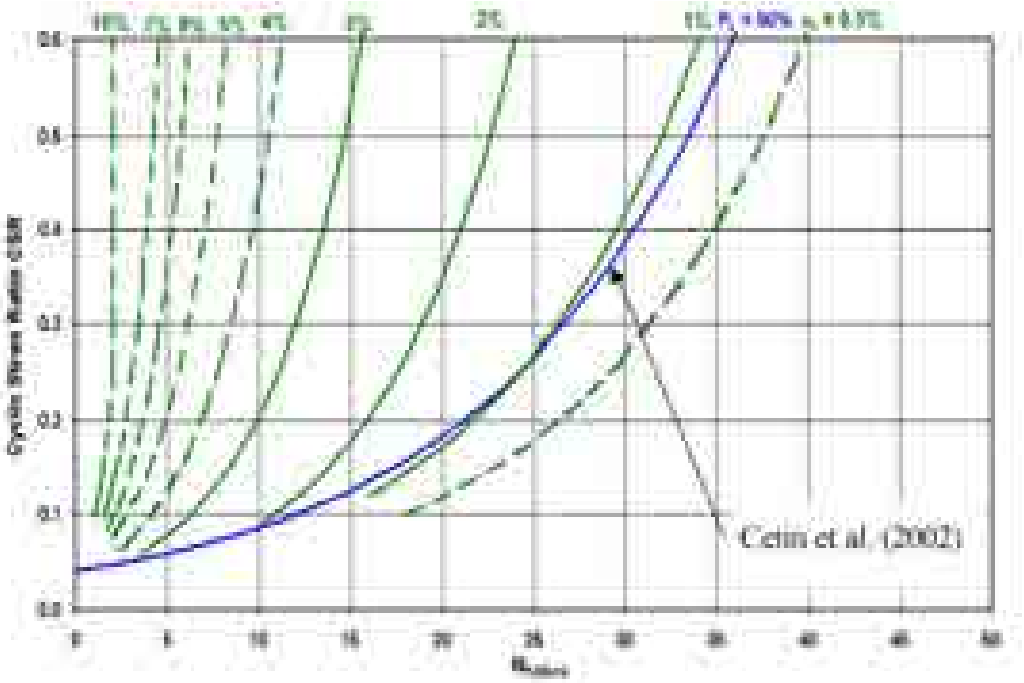


شکل ۷-۶- رابطه‌ی میان ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی و کرنش برشی بیشینه (Ishihara and Yoshimine, 1992)



شکل ۷-۷- رابطه‌ی میان عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده، نسبت تنش برشی تناوبی و کرنش برشی پسماند (Shamoto et al., 1998)

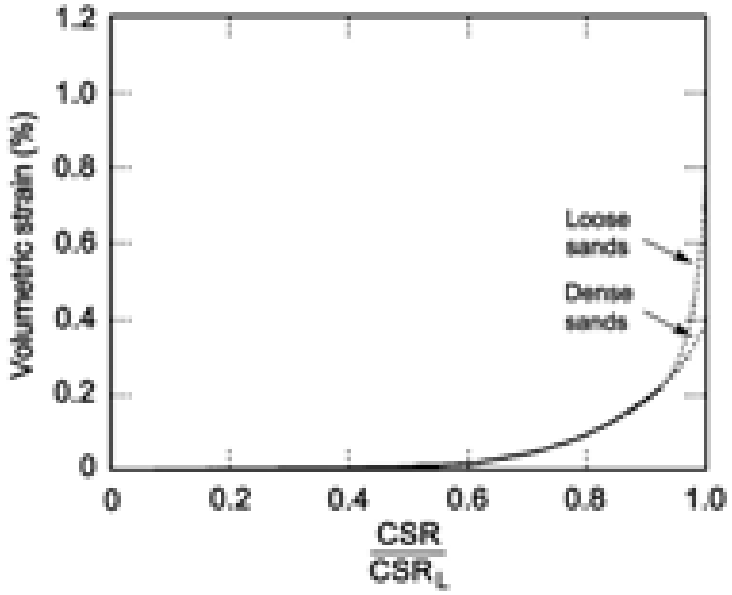
Wu (2003) مجموعه‌ای از پایگاه داده‌های آزمون‌های آزمایشگاهیِ با کیفیت بالا را مورد مطالعه قرار داد و برای بررسی اثر تراکم نسبی و تنش همه جانبه بر روی تولید کرنش برشی و حجمی پس از روانگرایی، یک برنامه‌ی آزمون منظم را طرح‌ریزی و اجرا کرد. منحنی‌های به دست آمده برای تخمین کرنش حجمی پس از روانگرایی، به صورت تابعی از نسبت تنش برشی تناوبی و عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده در شکل (۷-۸) نشان داده شده است. محور افقی این شکل، عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده برای تنش سربار و اثر ریزدانه را نشان می‌دهد که این تصحیحات مطابق با فرمول‌های (۵-۱۴) و (۵-۱۸) انجام می‌شود. همچنین محور قائم بیانگر نسبت تنش تناوبی یکنواخت معادل است که به کمک معادله‌ی (۵-۳۷) و شکل (۵-۲۸) برای اثرات تنش سربار و بزرگای زلزله اصلاح شده است.



شکل ۷-۸- رابطه‌ی پیشنهادی برای تخمین کرنش حجمی پسماند به صورت تابعی از $N_{1,60,cs}$ و $CSR_{eq,M=7.5}$ (Wu, 2003)

برای حالتی که تکان‌های زمین به منظور ایجاد روانگرایی اولیه کافی نبوده اما مقداری فشار منفذی تولید می‌شود، ثابت شده است که استهلاک فشار منفذی مقادیر کوچکی نشست را به دنبال خواهد داشت. Tokimatsu and Seed (1987) رابطه‌ی میان نسبت فشار منفذی و نسبت تنش هم‌پایه شده‌ی Tokimatsu and Toshimi (1983) را با رابطه‌ی میان کرنش حجمی و نسبت فشار منفذی Lee and Albaisa (1974) ترکیب نمودند و رابطه‌ای میان نسبت تنش هم‌پایه شده و کرنش حجمی ماسه‌ها برای نسبت فشار منفذی کم‌تر از یک ارایه کردند (شکل ۷-۹). به علاوه همان‌گونه که در فصل ششم نیز اشاره شد، مطالعات Marcuson and Hynes (1990) رابطه‌ای را میان اضافه فشار منفذی پسماند و ضریب اطمینان برای ساختگاه‌های مسطح متشکل از ماسه‌ی تمیز و شن پیشنهاد می‌کند.

پس از تعیین کرنش حجمی متناظر با هر یک از زیرلایه‌های خاک اشباع، می‌توان نشست کل لایه را با حذف اثر تکان‌های چند سویه (ضریب ۲) از رابطه‌ی (۷-۳) به دست آورد.



شکل ۷-۹- کرنش‌های حجمی پس از روانگرایی برای نسبت‌های فشار منفذی کم‌تر از یک (Tokimatsu and Seed, 1987)

۷-۱-۳- توصیه‌هایی در خصوص محاسبه‌ی نشست انواع خاک‌ها

الف- ماسه‌های خشک و اشباع

دستورالعمل‌های ارایه شده توسط Tokimatsu and Seed (1987) برای ماسه‌های اشباع و خشک (یا غیر اشباع)، کاملا اجرایی بوده و به طور گسترده‌ای توسط مهندسان مشاور مورد استفاده قرار می‌گیرند. اگرچه روش Tokimatsu و Seed به منظور تخمین نشست‌های ناشی از روانگرایی و حرکات لرزه‌ای در ماسه‌های اشباع، برای بیش‌تر زمین‌های مسطح قابل کاربرد می‌باشد؛ اما استفاده از این روش برای شرایط زیرسطحی لایه‌ای نیاز به دقت و توجه بیش‌تری دارد. Martin et al. (1991) نشان داد که برای نیمرخ‌های خاکی لایه‌ای، روش ارزیابی پتانسیل روانگرایی بر مبنای SPT که توسط Seed et al. (1983, 1985) ارایه شده است، می‌تواند بسته به موقعیت لایه‌ی مورد نظر در نیمرخ خاک به برداشت‌های محافظه‌کارانه یا غیر محافظه‌کارانه‌ای در خصوص تخمین اضافه فشار منفذی ایجاد شده در آن لایه منجر شود. با فرض برقراری شرایط مرزی مناسب، Martin et al. (1991) نشان دادند

که لایه‌های متراکم نازک خاک که در میان دو لایه‌ی روانگرا قرار گرفته‌اند نیز می‌توانند روانگرایی را تجربه کنند. بنابراین نشست تخمین زده شده با استفاده از روش Tokimatsu و Seed (که بر اساس مقادیر SPT و اضافه فشار منفذی تولید شده در لایه‌های مجزای ماسه‌ای است) می‌تواند برآوردی محافظه‌کارانه یا غیر محافظه‌کارانه باشد. از این رو تعمیم روش Tokimatsu و Seed برای نیمرخ‌های خاکی لایه‌ای باید با قضاوت‌های مهندسی مناسب همراه باشد.

اگرچه دستورالعمل Tokimatsu و Seed برای تخمین نشست‌های لرزه‌ای ایجاد شده در ماسه‌های خشک (و غیر اشباع) تا حدی پیچیده است، اما بسیار کاربردی بوده و به طور وسیعی استفاده می‌شود. در این روش دو برابر نمودن نشست‌های تخمین زده شده به منظور در نظر گرفتن اثر تکان‌های چند سویه بسیار حایز اهمیت است.

ب- لای‌ها و ماسه‌های لای‌دار

روابط مختلفی برای اصلاح تعداد ضربات SPT، به منظور در نظر گرفتن وجود ریزدانه در ماسه‌های لای‌دار و لای‌های غیرخمیری، برای ارزیابی مقاومت روانگرایی (Seed et al. 1983, 1985)، ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی (Ishihara and Yoshimine, 1992) و مقاومت پس‌ماند پس از روانگرایی (Seed, 1987 و Seed and Harder, 1990) در دسترس است. Ishihara (1993) پیشنهاد کرد که چنانچه شاخص خمیری (PI) ریزدانه بزرگ‌تر از۱۰ باشد، مقاومت برشی تناوبی خاک‌ها افزایش یابد. این امر سبب افزایش ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی و همچنین کاهش نشست لرزه‌ای تخمین زده شده با استفاده از روش Ishihara و Yoshimine می‌شود. داده‌های محلی حاکی از آن هستند که کاربرد روش Tokimatsu و Seed بدون اصلاح مقادیر SPT برای ریزدانه می‌تواند به تخمین‌های محافظه‌کارانه‌ای از نشست‌های لرزه‌ای منجر شود (O'Rourke et al., 1991 و Egan and Wang, 1991).

انتخاب یک رابطه‌ی مناسب برای اصلاح ریزدانه بستگی به این دارد که آیا خاک خشک/ غیر اشباع است یا اشباع و اگر اشباع است، آیا کاملا روانگرا شده (پس از روانگرایی)، در آستانه‌ی روانگرایی است (روانگرایی اولیه) و یا اصلا روانگرا نشده است. برای خاک‌هایی که کاملا روانگرا شده‌اند، بخش عمده‌ای از نشست پس از تکان‌های لرزه‌ای رخ می‌دهد. از این‌رو برای خاک‌های کاملا روانگرا شده می‌توان تصحیحات SPT پس از روانگرایی، نظیر رابطه‌ای که توسط Seed (1987) پیشنهاد شده است را مورد استفاده قرار داد. این اصلاح در قالب افزایش مقادیر $(N_1)_{60}$ با افزودن مقادیر N_{corr} که به صورت تابعی از مقدار ریزدانه در جدول (۷-۲) ارایه شده است، انجام می‌شود.

جدول ۷-۲- اصلاح تعداد ضربات SPT برای مقدار ریزدانه در تحلیل‌های نشست

درصد ریزدانه	N_{corr} (blows/ft)
۱۰	۱
۲۵	۲
۵۰	۴
۷۵	۵

لازم به ذکر است که اصلاح ارایه شده برای اثر ریزدانه با روند مشابه در تحلیل‌های پتانسیل روانگرایی که در فصل پنجم به آن اشاره شد، متفاوت است. اما برای اصلاح ریزدانه در خاک‌های خشک/ غیر اشباع، خاک‌هایی که روانگرا نمی‌شوند و خاک‌هایی که در

آستانه‌ی روانگرایی قرار دارند، به عنوان خاک‌هایی که متحمل کرنش برشی پس از روانگرایی نمی‌شوند، استفاده از روابط اصلاح ریزدانه‌ی مورد استفاده در تحلیل‌های پتانسیل روانگرایی مناسب به نظر می‌رسد. به عنوان مثال در رابطه‌ی پیشنهادی NCEER، مقادیر تصحیح عدد SPT متناظر با درصد ریزدانه‌ی ۱۵ و ۳۵ را می‌توان به صورت توابعی از عدد SPT بیان نمود. برای درصد ریزدانه‌ی ۱۵، مقدار تصحیح بین ۳ تا ۵ و برای درصد ریزدانه‌ی ۳۵، این مقدار بین ۵ تا ۹ تغییر می‌کند.

اگرچه مقادیر اصلاح ریزدانه‌ی پیشنهاد شده در جدول (۷-۲) منطقی به نظر می‌رسند، اما نگرانی‌هایی در خصوص اعتبار این تصحیحات وجود دارد. نگرانی عمده در این خصوص از این واقعیت ناشی می‌شود که ریزدانه‌ی موجود در ماسه‌های لای‌دار و لای‌ها، تراکم‌پذیری بیش‌تری نسبت به ماسه‌ی تمیز دارد. هنگامی که ماسه‌های لای‌دار یا لای‌ها روانگرا می‌شوند، ممکن است مشخصه-های تحکیمی/ تراکم‌پذیری خاک بکر کنترل‌کننده‌ی نشست پس از روانگرایی باشد (Martin et al., 1991). در نتیجه، تخمین بیشینه‌ی پتانسیل نشست پس از روانگرایی بر مبنای آزمون‌های آزمایشگاهی تحکیم یک بعدی ساده می‌تواند مناسب و راه‌گشا باشد.

پ- ماسه‌ی رس‌دار

در صورت برخورد با ماسه‌های رس‌دار در یک ساختگاه، آزمون‌های آزمایشگاهی نظیر دانه‌بندی، حدود اتربرگ و درصد ریزدانه مورد نیاز است. پس از تعیین این پارامترها، چنانچه خاک بر اساس معیارهای ارایه شده در فصل سوم برای استعداد خاک‌های ریزدانه، به عنوان مستعد روانگرایی تشخیص داده شود، مطالعات آزمایشگاهی از جمله آزمون سه محوری تناوبی را می‌توان برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی و نشست‌های حاصل از آن مورد استفاده قرار دارد.

ت- نهشته‌های لایه‌ای

اگرچه استفاده از نمودار Tokimatsu and Seed (1987) برای محاسبه‌ی نشست نهشته‌های یکنواخت تا حد قابل قبولی آسان و سرراست می‌باشد، ولی استفاده از آن برای نهشته‌های لایه‌ای به این سادگی نیست. اگر یک لایه‌ی غیر روانگرا در میان دو لایه‌ی روانگرا قرار گیرد، ممکن است بیش از مقادیر پیش‌بینی شده به وسیله‌ی نمودار Tokimatsu و Seed نشست کند. یک روش برای تخمین نشست چنین لایه‌ی غیر روانگرایی، استفاده از ضخامت لایه‌ها و تعیین این مساله است که آیا این لایه تحت تاثیر لایه‌ی روانگرای زیرین قرار دارد یا خیر. اگر ضخامت لایه‌ی زیرین بیش‌تر از این لایه باشد، نشست لایه‌ی غیر روانگرا با در نظر گرفتن کرنش حجمی تقریبی ۱ درصد (کرنش حجمی متناظر با روانگرایی اولیه) محاسبه می‌شود؛ به شرط آن که هر چهار معیار زیر در مورد آن برقرار باشد:

۱- ضخامت لایه کم‌تر یا برابر با ۱/۵ متر باشد؛

۲- عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده ($(N_1)_{60}$) کم‌تر از ۳۰ یا مقاومت نوک هم‌پایه شده (q_{c1N}) کم‌تر از ۱۶۰ باشد؛

۳- نوع خاک ماسه یا ماسه‌ی لای‌دار با مقدار ریزدانه‌ی کم‌تر از ۳۵ درصد باشد؛

۴- بزرگای گشتاوری زلزله‌ی طرح بزرگ‌تر یا برابر با ۷/۰ باشد.

منطق موجود برای استفاده از این چهار ضابطه آن است که انتقال فشار منفذی و در پی آن نشست لایه‌ی غیر روانگرا به عواملی نظیر ضخامت، تراکم (مقدار عدد SPT یا مقاومت نوک CPT) و نفوذپذیری (نوع خاک) لایه و مدت زمان تکان‌های زلزله (بزرگا) بستگی دارد. لازم به ذکر است که این ضوابط تنها راهنمایی برای مهندسان ژئوتکنیک هستند تا از میزان مشارکت نشست لایه‌های

غیر روانگرای قرار گرفته در یک نیمرخ چند لایه‌ای آگاه شوند. مشاوران ژئوتکنیک می‌توانند با استفاده از قضاوت‌های مهندسی و انجام تحقیقات محلی، آزمون‌های آزمایشگاهی و تحلیل‌های بیش‌تر، تخمین بهتری از نشست را ارایه دهند.

باید به این نکته توجه داشت که تخمین‌های نشست تنها برای ساختگاه‌های مسطح، که هیچ‌گونه قابلیتی برای گسترش جانبی ندارند، معتبر هستند. اگر در یک ساختگاه احتمال وقوع گسترش جانبی وجود داشته باشد و به منظور جلوگیری از این پدیده و کاهش اثرات آن اقدام اصلاحی صورت نگرفته باشد، مقدار نشستی که با استفاده از روش Tokimatsu و Seed تخمین زده می‌شود، کم‌تر از مقادیر واقعی خواهد بود.

ث- نشست نامتقارن

در کاربردهای متداول مهندسی، مقدار نشست لرزه‌ای نامتقارن تقریبا برابر نصف نشست لرزه‌ای کل تخمین‌زده شده فرض می‌شود، اما برخی مراجع نسبت‌های بیش‌تری را برای تعیین نشست نامتقارن در نظر می‌گیرند. به عنوان مثال، SCEC (1999) تا دو سوم نشست کل را به عنوان نشست نامتقارن پیشنهاد می‌کند، هرچند مبنای این فرض تا حدی مشکوک و قابل بحث است. تاریخچه‌های موردی متعددی از وقوع نشست زمین بدون گسترش جانبی گزارش نشده است. برخی از تاریخچه‌های موردی به دست آمده از زلزله‌ی San Francisco در سال ۱۹۰۶ نشان می‌دهند که نشست‌های نامتقارنی در حدود دو سوم نشست کل وجود داشته است. فرض انتخاب دو سوم نشست کل به عنوان نشست نامتقارن ممکن است در شرایط خاص بیش از حد محافظه‌کارانه باشد، به خصوص هنگامی‌که لایه‌بندی خاک در سراسر ساختگاه نسبتا یکنواخت است. با مقایسه‌ی نشست‌های کل و نامتقارن حاصل از زلزله‌های کوبه در سال ۱۹۹۵ و Northridge در سال ۱۹۹۴ می‌توان نتیجه گرفت که در ساختگاه‌های مسطح با خاک طبیعی حتی اگر مقدار نشست کل زیاد باشد، باید نشست‌های نامتقارن کوچکی را انتظار داشت. این پدیده را می‌توان به شرایط زیر نسبت داد:

۱- وجود نهشته‌های آبرفتی عمیق؛

۲- لایه‌بندی نسبتا افقی؛

۳- مقدار ریزدانه‌ی قابل توجه در خاک.

در نبود مطالعات محلی جامع و گسترده، پیشنهاد می‌شود که حداقل نشست نامتقارنی برابر با نصف نشست کل در طراحی مورد استفاده قرار گیرد. مقدار واقعی نشست نامتقارن به عواملی نظیر نوع سازه، تراز باربری پی و شرایط زیرسطحی (نسبتا یکنواخت در مقابل به شدت متغیر در امتداد جانبی) بستگی دارد.

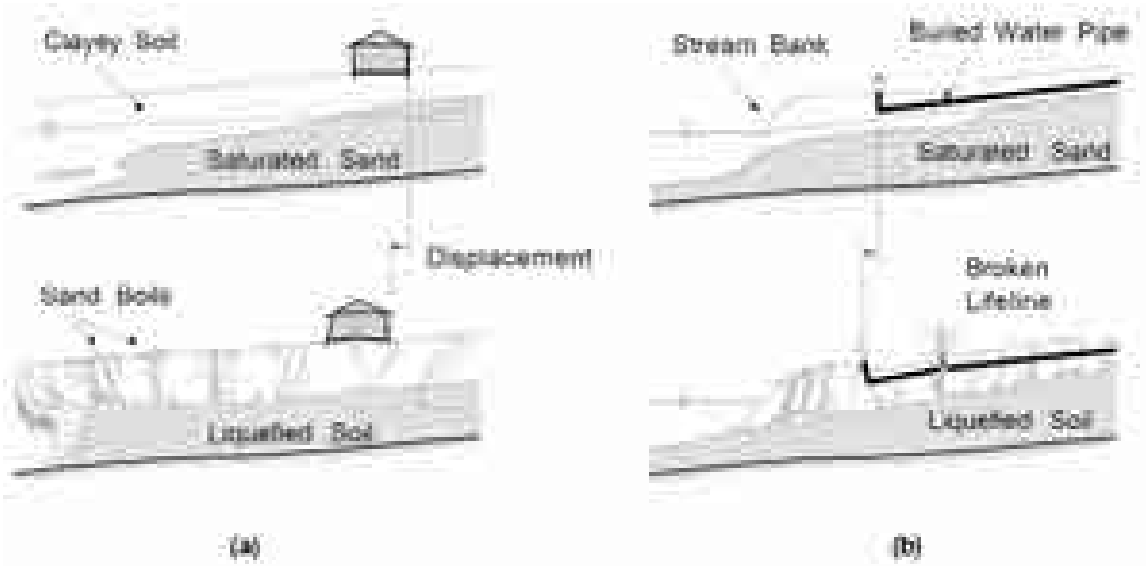
چنانچه مطالعات محلی انجام شده نشان دهد که ساختگاه دارای شرایط نسبتا یکنواخت همراه با نهشته‌های عمیق است، می‌توان در طراحی حداقل نشست نامتقارن را مقداری کم‌تر از نصف نشست کل در نظر گرفت. هنگامی که شرایط زیرسطحی به طور قابل توجهی در امتداد جانبی تغییر می‌کند و/یا ضخامت نهشته‌ی خاک در داخل ساختگاه متغیر است، این مقدار حداقل برابر نصف تا دوسوم نشست کل پیشنهاد می‌شود. برای طراحان سازه نشست نامتقارن میان تکیه‌گاه‌های مجاور سازه یا کج‌شدگی[3] نسبت به تخمین کلی نشست نامتقارن پارامتر مفیدتری می‌باشد. اما، برای در اختیار داشتن تخمینی مناسب از نشست‌های خاص ساختگاه، ممکن است مطالعات محلی دقیق‌تری (که با هزینه‌ی بیش‌تری نیز همراه است) مورد نیاز باشد. بنابراین پیشنهاد می‌شود تخمین نشست نامتقارن برای یک ساختگاه به عنوان حداقل نشست نامتقارن تکیه‌گاه‌های مجاور (فاصله‌ی میان ستون‌ها، پی‌ها یا دیوارهای

3- Distortion

باربر مجاور، هر کدام که کوچک‌تر بود) مورد استفاده قرار گیرد؛ مگر آن که به منظور دستیابی به تخمین‌هایی دقیق‌تر مطالعات محلی کامل‌تری انجام شده باشد. همان‌طور که ذکر شد، توجه به این نکته ضروری است که چنین تخمین‌هایی از نشست کل و نامتقارن تنها برای ساختگاه‌های مسطح که قابلیت شکل‌گیری گسترش جانبی ندارند، معتبر است. چنانچه وقوع گسترش جانبی در ساختگاه مورد نظر محتمل باشد و به منظور بهسازی آن اقدامات لازم صورت نگرفته باشد، ممکن است نشست نامتقارن خیلی بیش‌تر از مقادیر پیشنهادی باشد.

۷-۲- تخمین تغییرمکان‌های افقی ناشی از گسترش جانبی

گسترش جانبیِ ناشی از روانگرایی به صورت تغییرمکان جانبی و محدود زمین‌های با شیب ملایم در نتیجه‌ی افزایش فشار منفذی یا روانگرایی در نهشته‌های کم عمق در طی زلزله تعریف می‌شود. در شکل‌گیری گسترش جانبی، نیروهای محرک ایستایی از مقاومت برشی خاک در امتداد سطح لغزش بیش‌تر نشده و در نتیجه زمین در معرض لغزش جریانی قرار نمی‌گیرد. در عوض، نیروهای محرک تنها در بخش‌هایی از بارگذاری لرزه‌ای که نیروهای اینرسی خالص را در جهت رو به پایین شیب اعمال می‌کنند، از نیروهای مقاوم بیش‌تر می‌شوند. در شکل (۷-۱۰) گسترش جانبی ناشی از روانگرایی به صورت شماتیک نمایش داده شده است.



شکل ۷-۱۰- روانگرایی خاک و گسترش جانبی، الف- زمین با شیب کم و ب- به سمت وجه آزاد

توجه به این نکته ضروری است که وقوع روانگرایی در زیرِ زمین‌های با شیب متوسط تا تند می‌تواند منجر به لغزش‌های جریانی گسترده‌ای شود که این لغزش‌ها حرکت‌های عظیم رو به پایین شیب و یا جریان خاک کاملا گسیخته شده روی فواصل نسبتا طولانی را به همراه دارند؛ در حالی که گسترش جانبی به حرکت‌های ملایم‌تر زمین‌هایی با شیب کم باز می‌گردد. اندازه‌ی تغییرشکل‌های ناشی از گسترش جانبی تحت تاثیر تقابل پیچیده‌ی عوامل متعددی نظیر رفتار خاک روانگرا شده در ناحیه‌ی گسترش جانبی، حرکت آب منفذی در این ناحیه، تغییر شکل در لایه‌ی روانگرا شده و اثرات مرزی و اینرسی قرار دارد. مطابق توصیف Bartlett and Youd (1992a, 1992b) گسترش جانبی ناشی از روانگرایی در شیب‌های ملایم (۰٫۳ تا ۵ درصد) با تراز آب

زیرزمینی بالا و لایه‌ی زیری متشکل از ماسه‌ی سست (خاک غیر چسبنده‌ی مستعد روانگرایی) رخ می‌دهد. چنین شرایط زمین‌شناسی مناسب برای وقوع گسترش جانبی به طور متعدد در امتداد رودخانه‌ها و دیگر کناره‌های موجود در نهشته‌های رسوبی یا دلتایی جدید و همچنین خاکریزهای ماسه‌ای اشباع ریخته شده به صورت سست یافت می‌شوند (Youd and Hoose, 1976).

با وجود محدود بودن تغییرمکان‌های افقی در گسترش جانبی، دامنه‌ی تغییرات آن‌ها می‌تواند تا چندین متر نیز برسد. به منظور تخمین تغییرمکان‌های ناشی از گسترش جانبی روش‌های گوناگونی موجود می‌باشد که جزییات هر یک از آن‌ها در ادامه‌ی این بخش مورد بررسی قرار می‌گیرد.

منحنی‌های کرنش برشی بیشینه‌ی به دست آمده بر مبنای مطالعات آزمایشگاهی، که در بخش (۷-۱) به آن‌ها اشاره شد، تنها در چند سال اخیر برای تخمین تغییرمکان افقی ناشی از گسترش جانبی به کار گرفته شده‌اند که از توفیق چندانی نیز برخوردار نبوده‌اند. تلاش‌های گذشته برای تخمین تغییرمکان جانبی را می‌توان در قالب مدل‌های زیر دسته‌بندی نمود:

۱- مدل‌های تجربی و شبه تجربی؛

۲- مدل‌های تحلیلی؛

۳- مدل‌های ساختاری.

مدل‌های تجربی تنها بر اساس تحلیل‌های برگشتی انجام شده روی تاریخچه‌های موردی محلی گسترش جانبی ناشی از روانگرایی بوده و غالبا در ایجاد ابزارهای پیش‌بینی کننده‌ی تجربی حاصل، از فهم ساز و کارهای اساسی این پدیده بهره‌ای نبرده‌اند. در روش شبه تجربی، بر خلاف روش قبلی، از دانش کسب شده در آزمون‌های آزمایشگاهی در راستای اصلاح و بهبود تلاش‌های تجربی برای مدل کردن گسترش جانبی استفاده می‌شود. از سوی دیگر، 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.

۷-۲-۱- مدل‌های تجربی و شبه تجربی

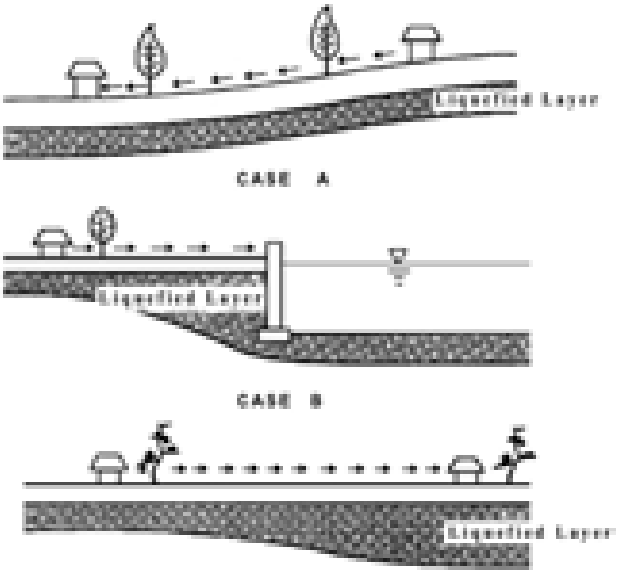
در این بخش موارد شاخصی از مدل‌های تجربی و شبه تجربی ارایه شده برای پیش‌بینی تغییرمکان جانبی ناشی از گسترش جانبی به ترتیب زمانی مورد بحث قرار می‌گیرند. Hamada et al. (1986) با گردآوری یک پایگاه داده‌های تاریخچه‌های موردی مشتمل بر ساختگاه‌هایی که در آن‌ها طی زلزله‌های Niigata (1964)، San Fernando (1971) و Nihonkai-Chubu (1983) گسترش جانبی رخ داده بود، نخستین گام اساسی را در این راستا برداشتند. همان‌طور که در شکل (۷-۱۱) نشان داده شده است، این تاریخچه‌های بر اساس شرایط توپوگرافی به سه گروه اصلی تقسیم‌بندی شدند که عبارتند از:

۱- زمین‌های با شیب کم (شیب ملایم[۴])؛

۲- زمین‌های با سطح افقی همراه با یک ناپیوستگی قائم (وجه آزاد)؛

۳- زمین‌های با سطح افقی به همراه یک لایه‌ی روانگرا با مرز پایینی شیب‌دار.

4- Gently sloping ground



شکل ۷-۱۱- انواع تغییرمکان‌های گسترش جانبی (Hamada et al., 1986)

هر تاریخچه‌ی موردی شامل یک برش یا مقطع عرضی بود که حرکت جانبی در آن به صورت لغزش بلوک‌های عمدتا دست نخورده‌ی زمین بر روی صفحه‌ی زیرین در نظر گرفته می‌شد. سپس مشخصات ژئوتکنیکی و مقادیر اندازه‌گیری شده‌ی تغییرمکان در سرتاسر مقطع عرضی متوسط‌گیری شدند.

در ادامه یک روش برازش[5] تجربی که متغیرهای آن بر اساس مشخصه‌های توپوگرافی و زمین‌شناسی انتخاب شده بودند، بر روی این پایگاه داده‌ها اعمال شد. در نهایت معادله‌ی ساده‌ی زیر برای پیش‌بینی تغییرمکان گسترش جانبی در ساختگاه‌های شیب‌دار ارایه شد:

$$D_H = 0.75 \times H^{0.5} \times \theta^{0.33} \qquad (۴-۷)$$

که در آن:

H: ضخامت لایه‌ی روانگرا (m)؛

θ: بیشینه‌ی دو مقدار شیب سطح زمین یا شیب مرز پایینی لایه‌ی روانگرا (٪).

همزمان با مطالعات قبلی، Youd and Perkins (1987) یک پایگاه داده‌ها از تاریخچه‌های موردی گسترش جانبی را که در محدوده‌ی وسیعی از دشت‌های سیلابی، دلتاها یا دیگر مناطق با شیب کم متشکل از نهشته‌های رودخانه‌ای دوره‌ی هولوسن در غرب ایالات متحده رخ داده بود، جمع‌آوری نمودند و داده‌هایی را که در شرایط زمین‌شناسی متفاوت و یا نقاط دیگر رخ داده بود کنار گذاشتند. این مطالعه تلاشی بود برای هم‌پایه‌سازی شاخص شدت روانگرایی[6] (LSI) که به صورت بیشینه مقدار تغییرمکان تفاضلی زمین گسیخته شده برحسب اینچ در منطقه‌ای مشخص با شرایط زمین‌شناسی مورد نظر، تعریف می‌شود. با هم‌پایه‌سازی پایگاه

5- Regression
6- Liquefaction severity index

داده‌ها، LSI منحصرا به صورت تابعی از پارامترهای لرزه‌ای معرفی شد. با اعمال یک برازش خطی حداقل مربعات بر روی داده‌ها، معادله‌ی ارایه شده برای تخمین LSI به صورت زیر به دست آمد.

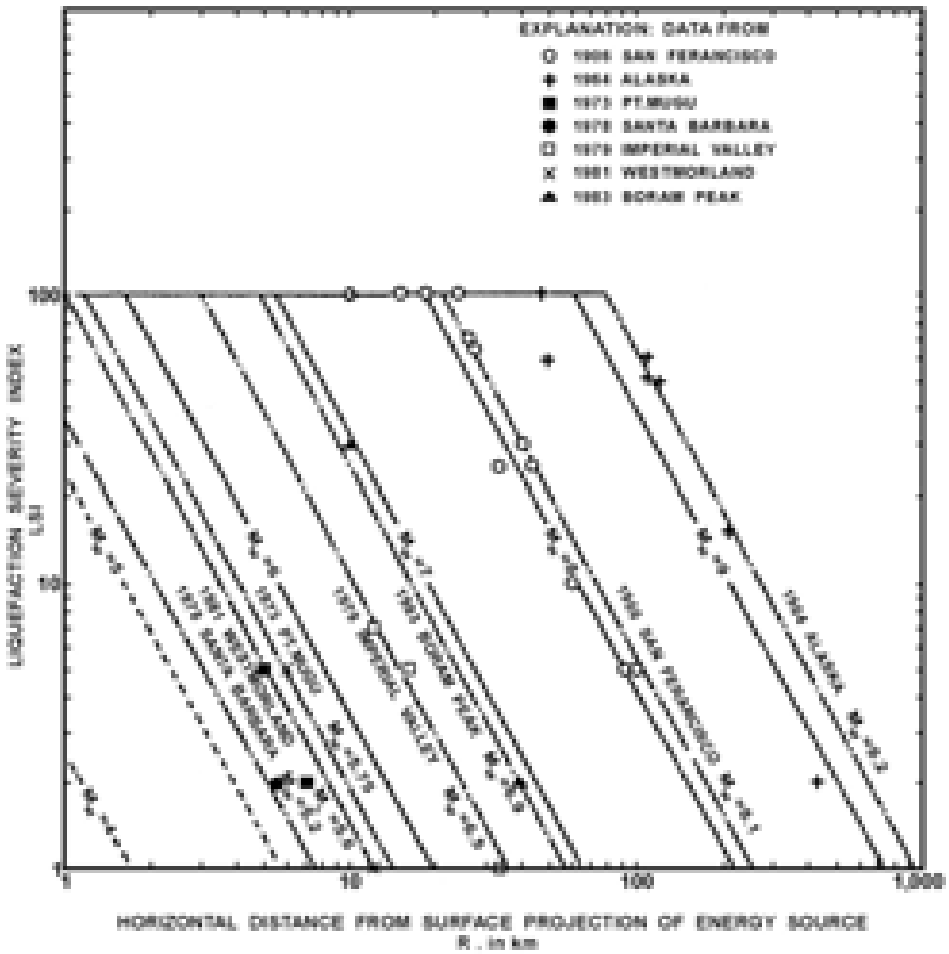
$$\log(\mathrm{LSI}) = -3.49 - 1.86 \times \log(\mathrm{R}) + 0.98 \times \mathrm{M_w} \qquad (۵-۷)$$

که در آن:

R: فاصله‌ی افقی از رخنمون سطحی منبع انرژی (km)؛

$\mathrm{M_w}$: بزرگای گشتاوری زلزله.

شکل (۷-۱۲) ترسیم معادله‌ی (۷-۵) را برای بزرگاهای مختلف و رویدادهای لرزه‌ای خاص نشان می‌دهد.



شکل ۷-۱۲- منحنی‌های LSI برای زلزله‌های مختلف و شکل تعمیم یافته‌ی آن در معادله‌ی (۷-۵) (Youd and Perkins, 1987)

Bartlett and Youd (1992) روش تجربی Hamada و مفهوم LSI را با انجام موارد زیر توسعه دادند:

۱- اضافه نمودن تاریخچه‌های موردی جدید به پایگاه داده‌ها؛

۲- تغییر در تعریف تاریخچه‌ی موردی به این صورت که به جای در نظر گرفتن آن در هر مقطع، هر بردار تغییرمکان اندازه‌گیری شده‌ی منفرد به عنوان یک نقطه‌ی داده‌ای در نظر گرفته می‌شود؛ به طوری که روی هر عارضه‌ی کلی گسترش جانبی می‌تواند تعداد زیادی از چنین بردارهای تغییرمکانی وجود داشته باشد؛

۳- در نظر گرفتن مجموعه‌ی گسترده‌تری از متغیرهای ورودی در معادله‌ی پیش‌بینی.

در ادامه داده‌ها به دو دسته تقسیم شدند:

الف- داده‌های موجود در زمین‌های با شیب ملایم؛

ب- داده‌های همراه با وجه آزاد (همان‌گونه که در شکل ۷-۱۱ نشان داده شده است).

سپس به کمک برازش چندخطی (MLR) معادلات پیش‌بینی جداگانه‌ای برای هر دسته از داده‌ها به دست آمد. در جدیدترین اصلاح صورت گرفته بر روی مطالعات Bartlett and Youd (1992) در خصوص تخمین تغییرمکان ناشی از گسترش جانبی، Youd et al. (2002) خطاهای متعدد موجود در پایگاه داده‌های اصلی را اصلاح کرده و تلاش نمودند تا متغیرهای مورد استفاده در رابطه‌ی پیش‌بینی MLR را به شکل زیر بهینه کنند:

برای شرایط وجه آزاد:

$$\log D_H = -16.713 + 1.532\times M - 1.406\times \log R^* - 0.012\times R + 0.592\times \log W + 0.540\times \log T_{15} + 3.413\times \log(100 - F_{15}) - 0.795\times \log(D_{50,15} + 0.1mm) \quad (۷-۶)$$

برای شرایط زمین‌های با شیب ملایم:

$$\log D_H = -16.213 + 1.532\times M - 1.406\times \log R^* - 0.012\times R + 0.338\times \log S + 0.540\times \log T_{15} + 3.413\times \log(100 - F_{15}) - 0.795\times \log(D_{50,15} + 0.1mm) \quad (۷-۷)$$

که در آن‌ها:

$$R^* = R_0 + R \quad , \quad R_0 = 10^{0.89M-5.64}$$

D_H: تغییرمکان جانبی تخمین زده شده (m)؛

M: بزرگای گشتاوری زلزله؛

R: نزدیک‌ترین فاصله‌ی افقی تا منبع انرژی لرزه‌ای (km)؛

W: نسبت وجه آزاد که به صورت ارتفاع وجه آزاد تقسیم بر فاصله‌ی کف تا نقطه‌ی مورد بررسی تعریف می‌شود (شکل ۷-۱۳)؛

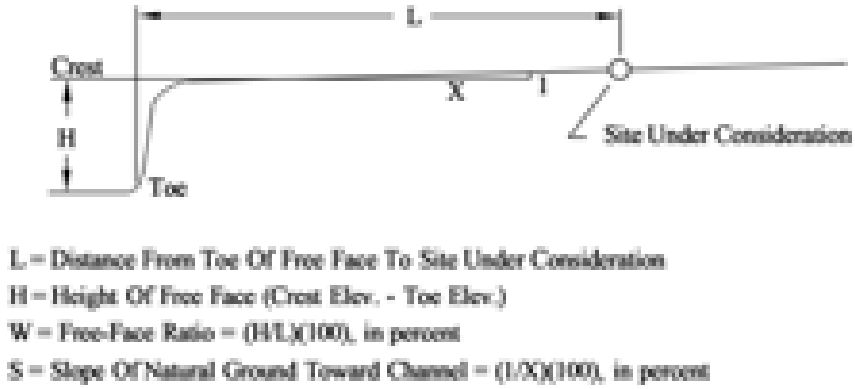
S: شیب زمین (٪)؛

T_{15}: ضخامت تجمعی لایه‌های دانه‌ای اشباع با عدد نفوذ اصلاح شده‌ی ($N_{1,60}$) کم‌تر از ۱۵ (m)؛

F_{15}: متوسط مقدار ریزدانه برای مصالح دانه‌ای موجود در T_{15} (٪)؛

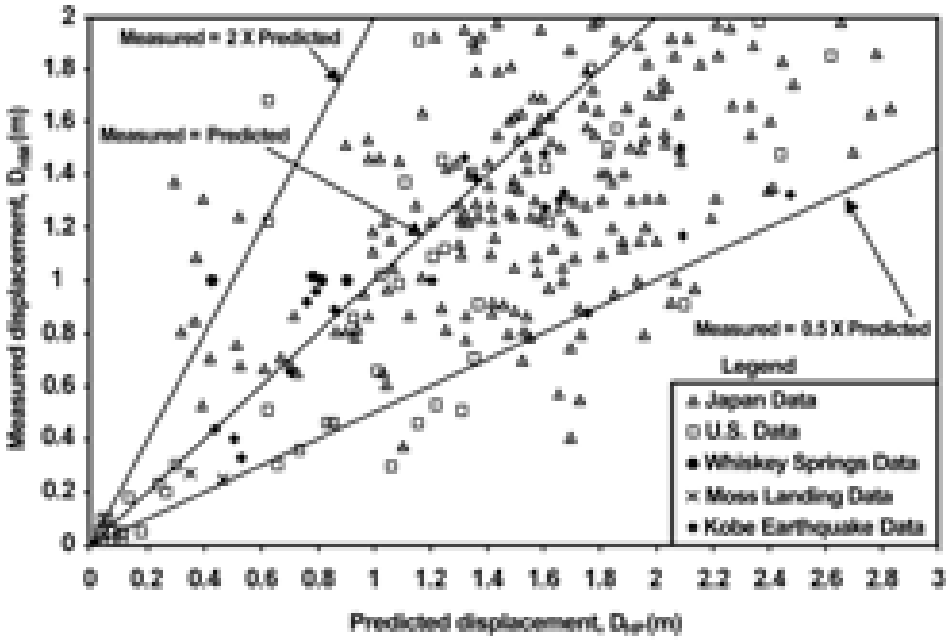
$D_{50,15}$: اندازه‌ی متوسط ذرات برای مصالح دانه‌ای قرار گرفته در لایه‌های خاک تشکیل دهنده‌ی T_{15} (mm).

معادلات (۷-۶) و (۷-۷) جزء آخرین یافته‌ها در خصوص تخمین تجربی تغییرمکان‌های ناشی از گسترش جانبی برای مقاصد اجرایی می‌باشند. البته باید به این نکته توجه کرد که این محققان به منظور جبران تعداد محدود رویدادهای مجزای گسترش جانبی، با جمع‌آوری مقادیر منفرد تغییرمکان، برخلاف روش ارایه شده توسط Hamada et al. (1986) که بر مبنای مفهوم برش بود، تعریف جدیدی از رویداد گسترش جانبی را به کار بردند. این فرض اگرچه برای توسعه‌ی پایگاه داده‌ها مفید می‌باشد، اما به علت همبستگی سه بعدی موجود میان مقادیر تغییرمکان‌های مجاور مانع از توانایی معادلات بالا برای تخمین دقیق تغییرمکان‌های ناشی از گسترش جانبی می‌شود. آن‌ها تلاش کردند تا با وارد نمودن پارامترهای W و S به ترتیب در روابط (۷-۶) و (۷-۷) این موضوع را در نظر بگیرند؛ اما این محدودیتی است که ممکن است در مدل‌سازی ریاضی قابل اصلاح نباشد.



شکل ۷-۱۳- تعریف ترسیمی W و S به ترتیب برای حالت وجه آزاد و زمین‌های با شیب ملایم (Bartlett and Youd, 1992)

شکل (۷-۱۴) تغییرمکان‌های اندازه‌گیری شده را در مقابل مقادیر پیش‌بینی شده با استفاده از هر دو رابطه‌ی فوق و به صورت مناسب برای هر داده‌ی به خصوص نمایش می‌دهد. ظرفیت پیش‌بینی معادلات MLR بازبینی شده در آخرین نسخه‌ی آن‌ها، برای تغییرمکان‌های بزرگ‌تر از ۱٫۵ متر عمدتا در داخل محدوده‌ای با ضریب ۲ قرار دارد؛ اما برای تغییرمکان‌های کوچک‌تر دقت و قابلیت اطمینان کم‌تری دارد.



شکل ۷-۱۴- تغییرمکان‌های اندازه‌گیری شده در مقابل مقادیر محاسبه شده با استفاده از روابط (۷-۶) و (۷-۷) (Youd et al., 2002)

Bardet et al. (2002) با استفاده از پایگاه داده‌های تصحیح شده‌ی Youd et al. (2002) و حذف مقادیر F_{15} و $D_{50,15}$ از رابطه‌ی آن‌ها یک مدل چهار پارامتری را ارایه کردند. این محققان در ادامه یک مدل احتمالاتی را برای تعیین احتمال تجاوز از یک تغییرمکان آستانه و به منظور ارایه‌ی یک نقشه‌ی منطقه‌ای پیشنهاد نمودند. آن‌ها همچنین فاصله‌ی اطمینانی[7] را برای پیش‌بینی

7- Interval confidence

تغییرمکان گسترش جانبی ناشی از روانگرایی محاسبه کردند. روش احتمالاتی Bardet et al. (2002) گامی ارزشمند در این زمینه می‌باشد چرا که روابط پیش‌بینی را به شکل احتمالاتی در آورده است؛ در نتیجه می‌توان تحلیل گسترش جانبی را در چهارچوب تحلیل احتمالاتی خطر لرزه‌ای انجام داد.

Rauch (1997) با بازگشت به ایده‌ی اساسی کارهای اولیه، یک پایگاه داده‌های جدید از تاریخچه‌های موردی را ایجاد کرد که در آن به جای استفاده از بردارهای تغییرمکان چندگانه به عنوان نقاط داده‌ای مجزا، هر عارضه‌ی گسترش جانبی به عنوان یک نقطه‌ی داده‌ای مفرد معرفی می‌شود؛ به طوری که این نقطه با تغییرمکان‌های افقی و قائم متوسط و بیشینه توصیف می‌شود. در نهایت رابطه‌ی پیشنهادی او به صورت زیر ارایه شد:

$$\begin{aligned} AvgHorz = (&0.613\times M_w - 0.0139\times R_f - 2.42\times A_{max} - 0.0114\times T_d + 0.000523\times L_{slide} + \\ &0.0423\times S_{top} + 0.0313\times H_{face} + 0.0506\times Z_{FSmin} - 0.0861\times Z_{liq} - 2.49)^2 + 0.124 \end{aligned} \quad (۸-۷)$$

که در آن:

$AvgHorz$: متوسط تغییرمکان افقی (m)؛

M_w: بزرگای گشتاوری؛

R_f: نزدیک‌ترین فاصله‌ی افقی تا ناحیه‌ی شکست گسل (km)؛

A_{max}: بیشینه‌ی شتاب افقی در سطح زمین (g)؛

T_d: مدت زمان تکان‌های شدید لرزه‌ای (s)؛

L_{slide}: طول عارضه‌ی گسترش جانبی (km)؛

H_{face}: ارتفاع وجه آزاد (m)؛

S_{top}: متوسط شیب سطح زمین در مقطع عارضه (٪)؛

Z_{FSmin}: عمق متوسط برای کمینه‌ی ضریب اطمینان (m)؛

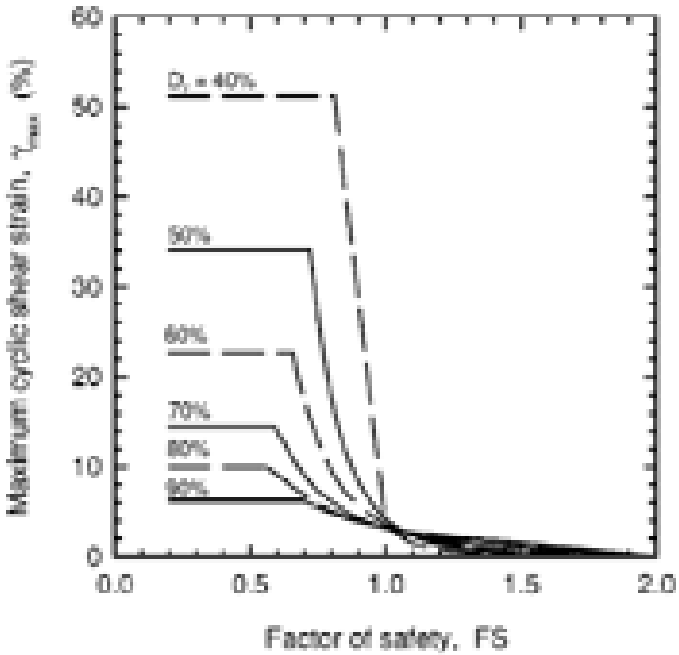
Z_{liq}: عمق متوسط تا بالای لایه‌ی روانگرا (m).

در استفاده از این رابطه باید توجه داشت که افزایش در بیشینه‌ی شتاب افقی یا مدت زمان حرکات لرزه‌ای باعث کاهش متوسط تغییرمکان افقی خواهد شد که این مساله با آنچه که باید به طور حسی اتفاق بیفتد در تضاد است.

اگرچه هیچ یک از روابط تجربی موجود (به طور مثال Rauch and Martin, 2000; Youd et al., 2002) به طور مستقیم از کمیت‌های محاسبه شده‌ی معمول در تحلیل روانگرایی نظیر نسبت تنش تناوبی (CSR) یا عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده ($(N_1)_{60,cs}$) به عنوان متغیر پیش‌بینی کننده‌ی کلیدی در تخمین تغییرمکان استفاده نمی‌کنند، اما به سبب سادگی در تعیین پارامترها و استفاده‌ی متداول در کاربردهای مهندسی ژئوتکنیک مورد توجه قرار می‌گیرند.

مطالعات Zhang et al. (2004) از جمله آخرین تلاش‌های صورت گرفته در خصوص مدل‌سازی شبه تجربی گسترش جانبی ناشی از روانگرایی می‌باشد. این محققان منحنی‌های ارایه شده توسط Ishihara and Youshimi (1992) را با محدود نمودن کرنش برشی بیشینه مطابق با پیشنهاد Seed (1979) که پیش از این در شکل (۷-۴) نمایش داده شد، اصلاح کردند. منحنی‌های حاصل (شکل ۷-۱۵) کرنش برشی تناوبی بیشینه (γ_{max}) را به صورت تابعی از ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی و تراکم نسبی

نمایش می‌دهند. همبستگی‌هایی برای تخمین تراکم نسبی بر اساس مقادیر آزمون‌های شاخص برجا نظیر عدد نفوذ استاندارد هم‌پایه شده‌ی SPT ($(N_1)_{60}$) یا مقاومت نوک هم‌پایه شده‌ی CPT (q_{c1N}) پیشنهاد شده است.



شکل۷-۱۵- رابطه‌ی میان کرنش برشی بیشینه و ضریب اطمینان برای مقادیر مختلف تراکم نسبی در ماسه‌های تمیز (Zhang et al., 2004)

شاخص تغییرمکان جانبی[8] (LDI) به صورت انتگرال γ_{max} محاسبه شده نسبت به عمق تعریف می‌شود:

$$LDI = \int_0^{z_{max}} \gamma_{max}\, dz \qquad (۹-۷)$$

که در آن:

Z_{max}: بیشینه‌ی عمق لایه‌های روانگرایی که ضریب اطمینان آن‌ها کم‌تر از ۲ است.

این شاخص برای ۲۹۱ مقدار اندازه‌گیری شده از تغییرمکان‌های گسترش جانبی ناشی از روانگرایی محاسبه شد. مقادیر مشاهده شده در قالب سه دسته‌ی زیر تفکیک شدند:

۱- زمین‌های با شیب ملایم و بدون وجه آزاد؛

۲- زمین‌های نسبتا صاف با وجه آزاد؛

۳- زمین‌های با شیب ملایم و دارای وجه آزاد.

همبستگی‌های به دست آمده میان تغییرمکان جانبی مشاهده شده (LD) و LDI محاسبه شده به صورت تابعی از شیب زمین (S)، یا نسبت فاصله از پاشنه‌ی وجه آزاد (L) به ارتفاع وجه آزاد (H) ارایه شدند.

برای شرایط زمین‌های با شیب ملایم:

$$\frac{LD}{LDI} = S + 0.2 \qquad (\text{for} \quad 0.2\% < S < 3.5\%) \qquad (۱۰-۷)$$

8- Lateral displacement index

برای شرایط وجه آزاد در زمین‌های نسبتا صاف و یا با شیب ملایم:

$$\frac{LD}{LDI} = 6\left(\frac{L}{H}\right)^{-0.8} \qquad (\text{for} \quad 4 < \frac{L}{H} < 40) \tag{۱۱-۷}$$

روش ارایه شده برای استفاده در محدوه‌ی زلزله‌هایی با بزرگای ۶/۴ تا ۹/۲، بیشینه‌ی شتاب سطح زمین بین 0.19g تا 0.6g و ارتفاع وجه آزاد کم‌تر از ۱۸ متر پیشنهاد شده است.

در سال‌های اخیر روش‌های هوش مصنوعی در زمینه‌ی ارایه‌ی روابطی برای تخمین تغییرمکان جانبی توسعه یافته و توانسته با استفاده از پایگاه داده‌های ایجاد شده به وسیله‌ی Youd et al. (2002) پیش‌بینی دقیق‌تری را نسبت به روابط این محققان ارایه کند. این روش‌ها شامل روش شبکه‌ی عصبی[9] و روش GP[10] می‌باشند که به ترتیب توسط Baziar and Ghorbani (2005) و Javadi et al. (2006) ارایه شده‌اند.

۷-۲-۲- مدل‌های تحلیلی

۷-۲-۲-۱- روش بلوک لغزش[11]

یکی از متداول‌ترین روش‌های تحلیلی مورد استفاده در تخمین تغییرمکان‌های ناشی از گسترش جانبی، روش بلوک لغزش است. مدل‌سازی توده‌ی خاک واقع در بالای یک سطح گسیختگی محتمل به صورت یک بلوک بر روی صفحه‌ی اصطکاکی به نیومارک منسوب بوده و غالبا به عنوان روش نیومارک شناخته می‌شود. مدل بلوک لغزش بعدها توسط محققان دیگر مورد اصلاح قرار گرفته و به طور خاص در ارتباط با گسترش جانبی به کار گرفته شد که در ادامه‌ی این بخش به مطالعات برخی از آن‌ها اشاره می‌شود. مدل بلوک لغزش به خوبی بر روی مشاهدات محلی گسترش جانبی اعمال می‌شود؛ چرا که خاک موجود در بالای ناحیه‌ی روانگرا اساسا دست نخورده باقی مانده و به صورت یک جسم صلب رفتار می‌کند. دلیل دوم برای کاربرد خوب این روش آن است که همان‌گونه که در محل، راستای شیب زمین تعیین کننده‌ی امتداد حرکت است، سطح شیب‌دار مدل نیز جهت حرکت را کنترل می‌کند. با وجود این مزیت‌ها، فرض یک سطح گسیختگی مجزا با رفتار صلب- خمیری کامل فرایند گسترش جانبی را بیش از حد ساده‌سازی می‌کند.

در روش نیومارک (Newmark, 1965)، توده‌ی لغزش به صورت یک بلوک صلب مستقر بر سطحی شیب‌دار مدل می‌شود. فرض می‌شود که بلوک دارای ضخامتی ثابت و تراکمی یکنواخت است. همچنین مقاومت برشی بلوک بر روی سطح شیب‌دار ثابت فرض می‌شود. با در نظر گرفتن این فرض که حرکت بلوک تنها هنگامی رخ می‌دهد که ضریب اطمینان (نسبت تنش‌های مقاوم به محرک) کم‌تر از یک شود، نیومارک عبارت زیر را تحت عنوان شتاب تسلیم به دست آورد:

$$a_y = \tan(\varphi - \beta) \tag{۱۱-۷}$$

که در آن:

a_y: کمینه‌ی شتاب پایه‌ی افقی مورد نیاز برای ایجاد حرکت بلوک (شتاب تسلیم)؛

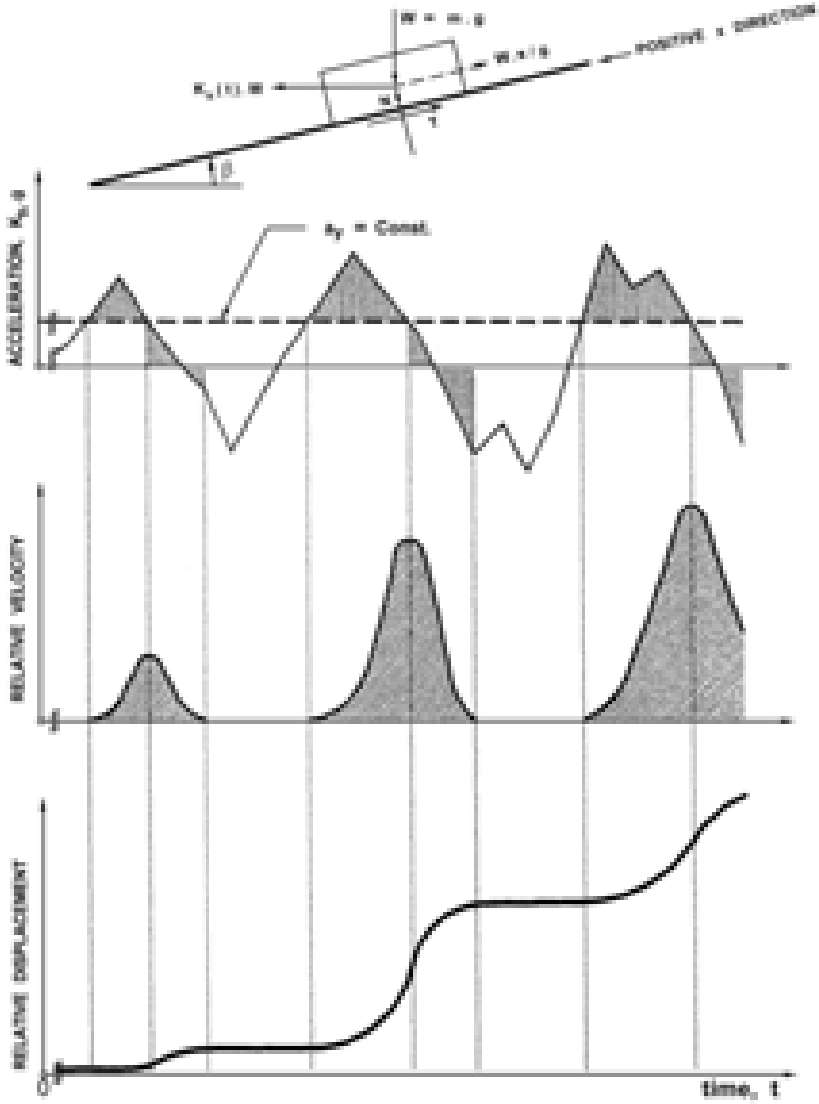
φ: زاویه‌ی اصطکاک میان بلوک و سطح شیب‌دار؛

9- Neural network
10- Genetic programming
11- Sliding block

β: زاویه‌ی سطح شیب‌دار.

به عبارت دیگر شتاب تسلیم، شتابی افقی است که در آن توده‌ی خاک در یک تحلیل تعادل حدی و با استفاده از مقاومت برشی پس‌ماند خاک روانگرا در آستانه‌ی ناپایداری قرار دارد (ضریب اطمینان یک است).

بر اساس روش نیومارک حرکت توده‌ی خاک زمانی اتفاق می‌افتد که شتاب افقی زمین از شتاب تسلیم بیش‌تر شود. از این‌رو تغییرمکان جانبی با دو بار انتگرال‌گیری روی بخشی از تاریخچه زمانی شتاب پایه‌ی ورودی که در بالای شتاب تسلیم توده‌ی خاک قرار دارد محاسبه می‌شود (شکل ۷-۱۶). اگرچه این روش اساسا برای تخمین تغییرمکان سازه‌های خاکی نظیر سدها و خاکریزها فرمول‌بندی و ارایه شده است، اما انجمن ادارات حمل و نقل و راه‌های ایالتی آمریکا (AASHTO) به منظور تخمین تغییرمکان ناشی از گسترش جانبی در راهنماهای اخیر خود برای طراحی لرزه‌ای پل‌های بزرگراهی (NCHRP, 2002)، این روش را مورد تایید قرار داده است.



شکل ۷-۱۶- محاسبه‌ی تغییرمکان جانبی شیب با استفاده از مدل بلوک لغزش نیومارک (FHWA, 1997)

Baziar and Dobry (1991) با استفاده از روش نسبت مقاومت پس‌ماند برای تخمین مقاومت برشی خاک روانگرا، مدل بلوک لغزش را برای خاک‌های روانگرا به کار بردند. آن‌ها بیان تحلیلی زیر را برای تخمین تغییرمکان کلی پس از تکمیل بارگذاری هماهنگ ارایه دادند:

$$D = (1/2\pi)^2 \times a_p \times T_p^2 \times N \times f(a_y / a_p) \qquad (۱۳-۷)$$

که در آن:

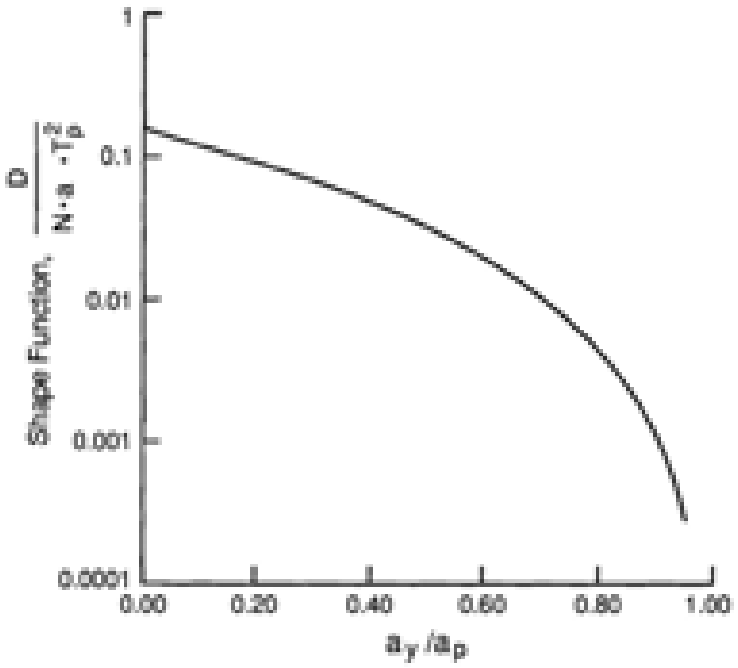
D: تغییرمکان پایدار؛

a_p: شتاب بیشینه؛

T_p: دوره‌ی تناوب؛

N: تعداد سیکل‌ها؛

$f(a_y / a_p)$: تابع شکل مطابق شکل (۷-۱۷).



شکل ۷-۱۷- تغییرات تابع شکل سینوسی، $(1/2\pi)^2 \times f(a_y/a_p)$، با نسبت شتاب تسلیم به شتاب بیشینه

Baziar et al. (1992) به منظور در نظر گرفتن اثرات شرایط مرزی شیب‌های محدود، اصلاحات بیش‌تری را بر روی مدل لغزش اعمال کردند. اثر شرایط مرزی با افزایش نسبت طول به عمق شیب یعنی نزدیک شدن هندسه به سمت شرایط شیب نامحدود، کاهش می‌یابد. این محققان به منظور ساده نمودن نیازهای محاسباتی مدل نیومارک و پرهیز از انتگرال‌گیری عددی، حل بسته‌ی زیر را برای تخمین تغییرمکان جانبی پایدار ارایه دادند:

$$D = N \times (V_{max}^2 / a_p) \times f(a_y / a_p) \qquad (۱۴-۷)$$

که در آن:

V_{max}: سرعت بیشینه با واحدی سازگار با a_p.

Byrne (1991) روش دیگری را برای تخمین تغییرمکان‌های ناشی از گسترش جانبی پیشنهاد نمود. در این روش مدل ارتجاعی-خمیری کامل غیر خطی جایگزین رفتار صلب-خمیری کامل در مدل بلوک لغزش نیومارک شده است. سختی فنرهای غیرخطی به دو پارامتر خاک وابسته است: مقاومت پس‌ماند و 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. تغییرمکان کل به صورت مجموع تغییرمکان‌های استاتیکی و دینامیکی مدل به دست می‌آید. تغییرمکان استاتیکی ناشی از پاسخ تنش-کرنش نرم شده‌ی خاک روانگرا بوده و با اعمال تنش‌های برشی اولیه ایجاد می‌شود. تغییرمکان دینامیکی با استفاده از قضیه‌ی انرژی جنبشی و با این فرض که در شروع روانگرایی توده‌ی خاک یک سرعت اولیه دارد، محاسبه می‌شود. Byrne et al. (1992) با تقریب حل سیستم چند درجه آزادی به کمک اجزای محدود و وارد نمودن حل به دست آمده در برنامه‌ی SOILSTRESS (Byrne and Janzen, 1981) روش فوق را برای سیستم چند درجه آزادی گسترش دادند.

Taboada et al. (1996) به منظور شبیه‌سازی رفتار اتساعی مشاهده شده در مطالعات آزمایشگاهی و همچنین در ساختگاه‌های ابزارگذاری شده‌ی قرار گرفته در معرض تکان‌های لرزه‌ای، مدل بلوک لغزش نیومارک را اصلاح کردند. این محققان اشاره نمودند که کرنش برشی در هر سیکل بیش‌تر به وسیله‌ی تغییرشکل برشی تناوبی در لحظه‌ی اتساع کنترل می‌شود تا با مقاومت خاک در زمان انتقال فاز (یعنی وضعیت شبه دایمی). در نتیجه Taboada و همکاران برای شبیه‌سازی روند چسبندگی-لغزش[12] اتساعی یک مدل بلوک لغزش تغییرمکان-کنترل[13] را ارایه دادند. مدل آن‌ها دارای تخمین بهتری از اثرات زاویه‌ی شیب، تناوب بارگذاری و شتاب بیشینه نسبت به مدل بلوک لغزش نیومارک بوده و همچنین با نتایج آزمایش سانتریفوژ تطابق بهتری دارد.

۷-۲-۲-۲- روش تیر ارتجاعی

در دو دهه‌ی گذشته، محققان ژاپنی برای تایید روشی که در آن خاک روانگرا و لایه‌ی سطحی غیر اشباع روی آن به ترتیب به صورت یک سیال لزج و یک تیر ارتجاعی مدل می‌شوند، از نتایج آزمایش میز لرزه[14] استفاده کرده‌اند. اگرچه فرض یک تیر ارتجاعی پیوسته با ترک‌های مشاهده شده در سطح زمین در داخل ساختگاه‌های محتمل گسترش جانبی مغایرت دارد، اما روش تیر ارتجاعی تاریخچه‌های موردی گسترش جانبی را با دقت قابل قبولی مدل می‌کند. این روش که نخستین بار توسط Hamada et al. (1987) و با در نظر گرفتن فرض ساده کننده‌ی مقاومت اصطکاکی صفر بین لایه‌ی روانگرا و لایه‌ی سطحی ارایه شد، بعدها توسط همکاران Hamada مورد بازبینی و اصلاح قرار گرفت که در ادامه به نمونه‌ای از این مطالعات اشاره می‌شود.

در مدل ارایه شده توسط Towhata et al. (1991) فرض شد که تغییرشکل نیمرخ خاک شکل سینوسی دارد؛ به طوری که مقادیر کمینه و بیشینه‌ی تغییرمکان به ترتیب در پایین و بالای لایه‌ی روانگرا رخ می‌دهد. سپس با به کارگیری روش‌های انرژی و حداقل نمودن انرژی پتانسیل سیستم، میدان تغییرمکان سازگار فیزیکی به دست آمد. پارامترهای متعددی در این روش مورد نیاز است که مشکل‌ترین آن‌ها تخمین مقاومت برشی پس‌ماند خاک روانگرا و مدول ارتجاعی خاک غیر روانگرا می‌باشد. مقایسه‌ی تغییرمکان‌های محاسبه شده با مشاهدات محلی نشان داد که محل و مقدار تغییرمکان بیشینه تطابق خوبی با مقادیر واقعی دارد. هدف مطالعات بعدی این محققان، Towhata et al. (1992)، آن بود که علاوه بر تغییرمکان‌های پایدار، تاریخچه‌ی زمانی

12- Stick-Slip
13- Displacement-Controlled
14- Shaking table test

تغییرمکان نیز محاسبه شود. به این منظور آن‌ها فرض کردند که تغییرمکان‌های افقی و قائم در هر لحظه را می‌توان به صورت کسری از تغییرمکان نهایی بیان نمود که این کسر با نوشتن بیان لاگرانژی معادله‌ی حرکت و اعمال شرایط مرزی بر روی معادله‌ی دیفرانسیل معمولی رتبه‌ی دوم حاصل به دست می‌آید. این محققان دریافتند که تغییرمکان‌های محاسبه شده خیلی سریع‌تر از مقادیر مشاهده شده در آزمایش میز لرزه تولید می‌شوند؛ همچنین تغییرمکان پایدار محاسبه شده حول مقدار مشاهده شده‌ی نهایی نوسان می‌کند. آن‌ها برای اصلاح نتایج با استفاده از ساز و کارهای لزجت و جریان اتساعی، عبارات اتلاف انرژی را وارد مدل کردند. براساس مدل اصلاح شده، حرکات جانبی با توقف تحریک تناوبی پایان می‌یابند و همچنین تغییرمکان‌های پایدار تقریبا به صورت خطی با زمان سپری شده از لرزش زمین افزایش می‌یابند.

۷-۲-۳- مدل‌های ساختاری (روش‌های عددی)

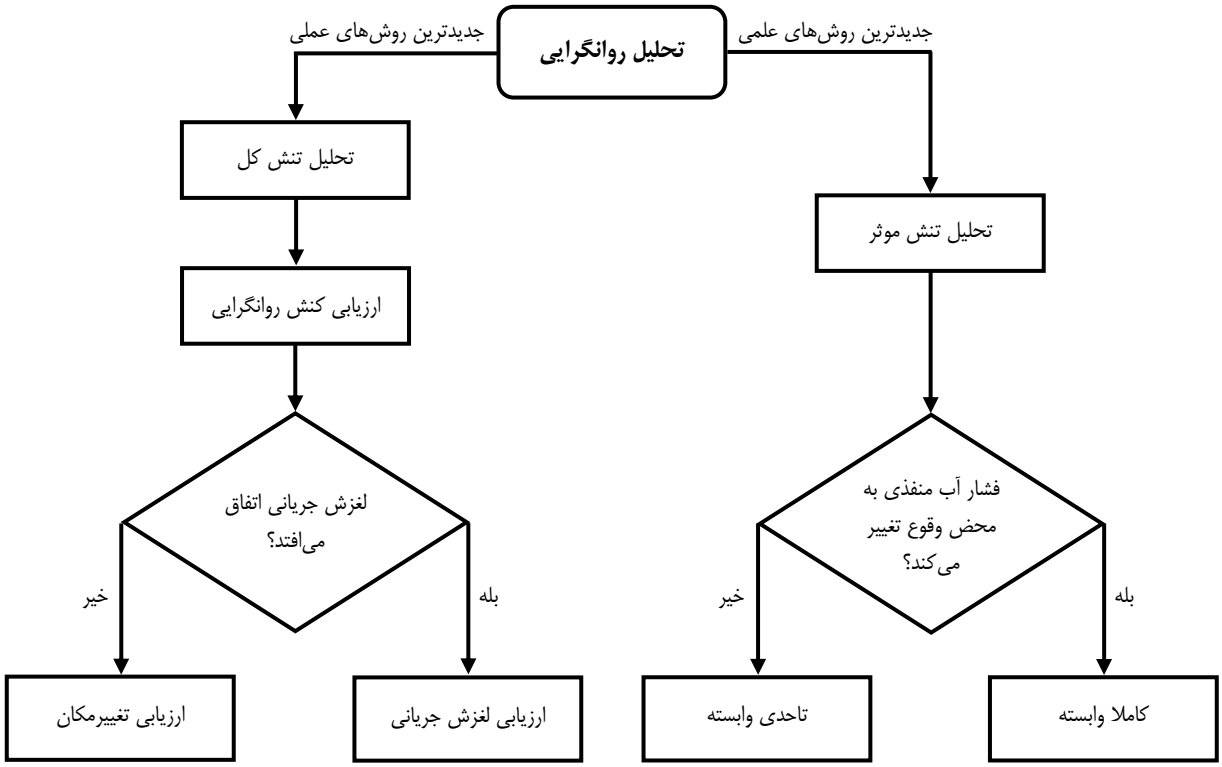
روند کنونی در هر دو شاخه‌ی مهندسی ژئوتکنیک لرزه‌ای و سازه، بر جابجایی و طراحی بر اساس عملکرد تاکید دارد. این موضوع نیازمند دستورالعملی قابل اطمینان به منظور تخمین پتانسیل روانگرایی و جابجایی‌های ناشی از آن در طی زلزله می‌باشد. تنها پس از این مرحله است که مهندسان ژئوتکنیک می‌توانند طرحی منطقی و قابل قبول برای بهسازی خاک ساختگاه ارایه دهند که این روند، سبب صرفه‌جویی‌های اقتصادی قابل توجه و ایجاد سازه‌های ایمن‌تر می‌شود. در طی چهار دهه‌ی گذشته محققان زیادی روش‌های عددی پیچیده‌ای را برای تخمین تغییرمکان ناشی از روانگرایی ارایه داده‌اند. به طور کلی این دستورالعمل‌های عددی را می‌توان به دو بخش تحلیل‌های تنش کل و تنش موثر تقسیم کرد. در حال حاضر جدیدترین روش‌های عملی[۱۵] موجود برای تخمین جابجایی، بر اساس تحلیل‌های تنش کل می‌باشد؛ هرچند از آنجایی که اضافه فشار منفذی ناشی از حرکات لرزه‌ای به طور مستقیم در محاسبات وارد نمی‌شود، این روش‌ها قابلیت ارزیابی پتانسیل روانگرایی به شکل مطلوب را ندارند. در مقابل، استفاده از شیوه‌ی تنش موثر برای تحلیل مسایل روانگرایی خاک، اساسا صحیح‌تر و منطقی‌تر است؛ چرا که در آن اثرات فشار آب منفذی به صورت مستقیم در نظر گرفته می‌شود. تحلیل‌های تنش موثر را می‌توان بسته به چگونگی در نظر گرفتن تغییرات فشار آب منفذی به محض وقوع آن، به دو دسته‌ی تا حدی وابسته[۱۶] و کاملا وابسته[۱۷] تقسیم نمود. شکل (۷-۱۸) دو روش ذکر شده در تحلیل عددی روانگرایی را با یکدیگر مقایسه می‌کند.

در روش‌های عددی رفتار مصالح با استفاده از مدل‌های ساختاری که بر حسب پاسخ تنش و کرنش تعریف می‌شوند، مشخص می‌شود؛ به طوری که این مدل‌های ساختاری، هسته‌ی اصلی روش‌های عددی را تشکیل می‌دهند. تقریبا تمام مدل‌های پیشرفته‌ی ارایه شده برای خاک‌های روانگرا، بر اساس نظریه‌ی خمیری پایه‌گذاری شده‌اند که این امر با توجه به مشاهده‌ی کرنش‌های برگشت‌ناپذیر به عنوان جنبه‌ی کلیدی رفتار این نوع خاک‌ها طبیعی به نظر می‌رسد. جدیدترین روش‌های علمی[۱۸] برای تحلیل عددی روانگرایی شامل تحلیل‌های اجزاء 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 جابجایی، شتاب و فشار آب منفذی ایجاد شده در اثر یک حرکت لرزه‌ای مشخص را دارا می‌باشند. ارزیابی کنش روانگرایی، تغییرمکان‌ها و پتانسیل لغزش جریانی همگی در یک تحلیل منفرد جامع

15- State-of-practice
16- Loose-coupled
17- Fully-coupled
18- State-of-the-art

مورد بررسی قرار می‌گیرند. دستورالعمل‌های تنش موثر کاملا وابسته، که فشار منفذی ناشی از برش را در هر گام زمانی (به جای هر سیکل یا نیم سیکل) لحاظ می‌کنند، توسط محققان مختلفی ارایه شده‌اند. Martin et al. (1975) روشی را برای مدل‌سازی افزایش فشار منفذی ناشی از بارگذاری تناوبی ارایه دادند؛ که شاید اولین مدل تنش موثر برای تحلیل روانگرایی بوده است. این روش اساسا رفتار اسکلت خاک را تحت بارگذاری تناوبی مدل کرده و یک محدودیت حجمی را برای در نظر گرفتن افزایش فشار منفذی اعمال می‌نماید. Finn et al. (1986) این مدل را مورد تصحیح و گسترش قرار داده و تحت عنوان TARA-3، برای تخمین تغییرمکان‌های ناشی از روانگرایی در بسیاری از پروژه‌ها به کار گرفتند (Finn, 1998 و Finn et al., 1999). این یک تحلیل تاحدی وابسته است که فشار منفذی ناشی از برش را در هر سیکل یا نیم سیکل در نظر می‌گیرد. در واقع این روش ترکیبی از روابط غیرخطی پس‌ماندی تنش-کرنش و مدل فشار آب منفذی Martin-Finn-Seed می‌باشد (Martin et al., 1975).

در یک دسته‌بندی کلی می‌توان مدل‌های خمیری را به سه گروه تقسیم نمود: ۱- مدل‌های خمیری کلاسیک، ۲- مدل‌های خمیری پیشرفته و ۳- مدل‌های ریزمکانیکی و/یا چند عملکردی[۱۹]. از آن‌جایی‌که آشنایی کامل با تمام مدل‌های ساختاری در محدوده‌ی کار این راهنما قرار نمی‌گیرد، در ادامه تنها به معرفی انواع مدل‌ها به همراه مراجع مربوط به آن‌ها پرداخته می‌شود:



شکل ۷-۱۸- تحلیل روانگرایی: تحلیل‌های تنش کل و موثر (Park, 2005)

19- Micromechanical and/or Multimechanism models

الف- مدل‌های خمیری کلاسیک

یک مدل خمیری کلاسیک شامل سه مولفه‌ی مجزا می‌باشد: معیار تسلیم، قانون جریان و قانون سخت‌شوندگی. معیار تسلیم منحصرا در فضای تنش تعریف شده و ابعاد دامنه‌ی ارتجاعی را مشخص می‌کند؛ به این صورت که هر بردار تنشی که بیرون سطح تسلیم اعمال شود، کرنش‌های خمیری را به دنبال خواهد داشت. قانون جریان راستای نمو کرنش حجمی و برشی خمیری را مشخص می‌کند و می‌تواند به شکل همبسته[۲۰] یا غیر همبسته[۲۱] باشد. قانون سخت‌شوندگی چگونگی بازشدگی ناحیه‌ی ارتجاعی را در حین وقوع تسلیم مشخص می‌کند و به دو نوع سخت‌شوندگی همسان و جنبشی[۲۲] تقسیم می‌شود. بیش‌تر مدل‌های کلاسیک را می‌توان در دو قالب کلی تقسیم‌بندی کرد (Puebla 1999):

- مدل‌های مور- کلمب گسترش یافته (یا مدل‌های از نوع مور- کلمب)؛
- مدل‌های از نوع حالت بحرانی.

مدل‌های مور- کلمب گسترش یافته، بر اساس مدل کلاسیک ارتجاعی- خمیری کامل (همبسته یا غیر همبسته) مور-کلمب پایه‌گذاری شده‌اند. همان‌گونه که توسط Vermeer (1978, 1998) اشاره شده است، مدل مور-کلمب با قانون جریان همبسته منجر به اتساع غیر واقعی می‌شود؛ در حالی که مدل مور-کلمب با قانون جریان غیر همبسته، بسیاری از جنبه‌های رفتار زهکشی‌شده‌ی خاک را به خوبی در نظر می‌گیرد. مدل مور- کلمب با یک قانون جریان غیر همبسته به طور معمول در کدهای تجاری اجزا محدود و تفاضل محدود موجود نظیر PLAXIS و FLAC به کار رفته است و تنها به ۴ پارامتر نیاز دارد: E (مدول یانگ)، υ (ضریب پواسون)، φ (زاویه اصطکاک) و ψ (زاویه اتساع). لازم به ذکر است که این مدل نمی‌تواند فشار منفذی واقعی را محاسبه کرده و همچنین برای بررسی رفتار خاک‌ها بیش از اندازه ساده می‌باشد چرا که در این مصالح کرنش‌های خمیری در سطوح تنش زیر پوش مقاومت و در حین بارگذاری نیز ایجاد می‌شوند (Park, 2005).

دو جنبه‌ی کلیدی در خصوص مدل‌های حالت بحرانی وجود دارد:

۱- مدل‌های حالت بحرانی ایده‌آل‌سازی شده و بر اساس اتلاف انرژی فرضی می‌باشند. این موضوع آن‌ها را تبدیل به ابزاری بسیار قدرتمند در تخمین مسیر و وضعیت کلی تنش نموده است؛ هر چند اگر ایده‌آل‌سازی بیش از اندازه باشد، تبدیل به یک محدودیت می‌شود.

۲- مدل‌های حالت بحرانی نسبت تخلخل را به رفتار مکانیکی مرتبط می‌سازند. به این ترتیب یک مفهوم حالت بحرانی همراه قانون جریان همبسته و قانون سخت‌شوندگی همسان، رفتار رس‌های عادی تحکیم یافته تحت بارگذاری یکنواخت را به خوبی مدل می‌نماید (Roscoe et al., 1963). لازم به ذکر است که مدل اصلاح شده‌ی Cam-Clay (Roscoe and Burland 1968) گسترده‌ترین مدل پیشرفته‌ی خاک موجود در نرم‌افزارهای تجاری نظیر FLAC و PLAXIS است.

ب- مدل‌های خمیری پیشرفته

این قبیل مدل‌های خمیری که دارای کاربرد وسیعی در مدل‌سازی‌های نوین ژئوتکنیکی می‌باشند، خود به سه دسته‌ی کلی تقسیم می‌شوند:

20- Associated
21- Non-Associated
22- Isotropic and kinematic hardening

- مدل‌های سطح مرزی: مفهوم سطح مرزی در ابتدا توسط Dafalias and Popov (1975) و Krieg (1975) برای فلزات مطرح شد. انگیزه‌ی طرح چنین ایده‌ای مشاهده‌ی این نکته بود که هر منحنی تنش-کرنش به دست آمده برای بارگذاری یکنواخت و یا بارگذاری یکنواختی که تغییر جهت بارگذاری را به دنبال داشته باشد، مطابق با شکل (۷-۱۹) در نهایت به یک مرز مشخص در فضای تنش-کرنش همگرا می‌شود. مدل‌های سطح مرزی با به‌کارگیری مدول خمیری، یک منحنی تنش-کرنش هموار را فراهم می‌کنند که این مدول تابعی از فاصله‌ی نقطه‌ی واقعی تنش تا تصویر آن بر روی سطح مرزی است. مفهوم سطح مرزی در قالب فرمول‌بندی‌های مختلف تحلیل روانگرایی خاک توسط Bardet (1985, 1986, 1995)، Wang and Makdisi (1999) و Muraleetharan (1990) مورد استفاده قرار گرفته است.
- مدل‌های چند سطح تسلیمی یا تو در تو[۲۳]: مدل سطوح تو در تو نخستین بار توسط Mroz (1967) و Iwan (1967) پیشنهاد شد. این مدل شامل قوانین سخت‌شوندگی همسان و جنبشی بوده و مشابه با مدل سطح مرزی می‌باشد. این مدل مجموعه‌ای از سطوح $f_0, f_1, f_2 \ldots f_n$ را تعریف می‌کند، در حالی که در مدل سطح مرزی تنها دو سطح معرفی می‌شود: یکی سطح مرزی و دیگری سطح بارگذاری که به ترتیب با f_n و f_0 در شکل (۷-۲۰) نشان داده شده‌اند.

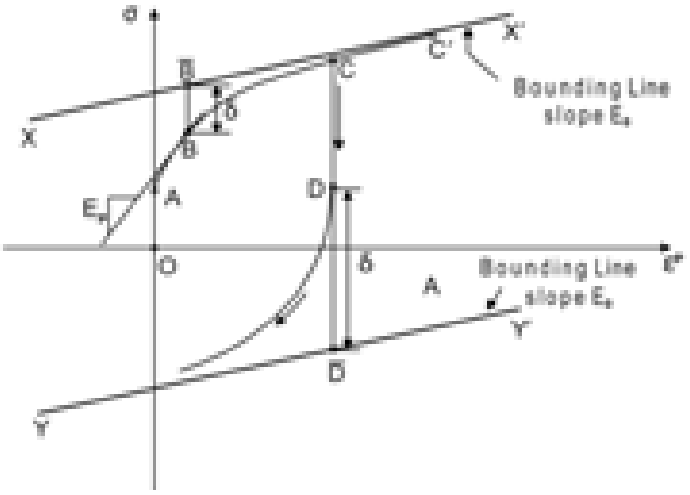
سطح تسلیم اولیه (f_0)، ناحیه‌ی ارتجاعی کمینه یا حالت اولیه‌ای را تعریف می‌کند که با ادامه‌ی بارگذاری تغییرمکان می‌دهد. در مرحله‌ی بارگذاری (شکل ۷-۲۰-ب)، ناحیه‌ی ارتجاعی تا زمان رسیدن به سطح تسلیم بعدی با نقطه‌ی تنش حرکت می‌کند. به محض باربرداری (شکل ۷-۲۰-ج) نقطه‌ی تنش با ناحیه‌ی ارتجاعی حرکت می‌کند تا زمانی که دوباره به سطح تسلیم خود برسد. با وجود مشخص بودن روند حرکت سطح تسلیم در هر مرحله، ردیابی پیوسته‌ی موقعیت هر سطح تسلیم در طی بارگذاری تناوبی می‌تواند پیچیده باشد. Prevost (1985) مفهوم سطوح چند تسلیمی را برای رفتار خاک فرمول‌بندی نموده و آن را در نرم‌افزار DYNAFLOW^{TM} (Prevost, 1998) به کار برد.

بر پایه‌ی چهارچوب دستورالعمل خمیری چند سطحی (Mroz, 1967; Iwan, 1967 and Prevost, 1985) مدل‌های رفتاری گسترش یافته‌ای نظیر Parra (1996), Elgamal et al. (1998) و Elgamal et al. (2001) ایجاد شدند که در آن‌ها مشخصه‌های پاسخ تحرک تناوبی مجددا به وسیله‌ی یک قانون جریان جدید بازنویسی شده است. همچنین قابل ذکر است که این مدل‌های رفتاری گسترش یافته در کدهای عددی اجزای محدودی نظیر CYCLIC 1D به کار رفته‌اند (برای اطلاع از جزییات بیش‌تر به مراجع Elgamal et al. (2001), Parra (1996) and Yang (2000) مراجعه شود).

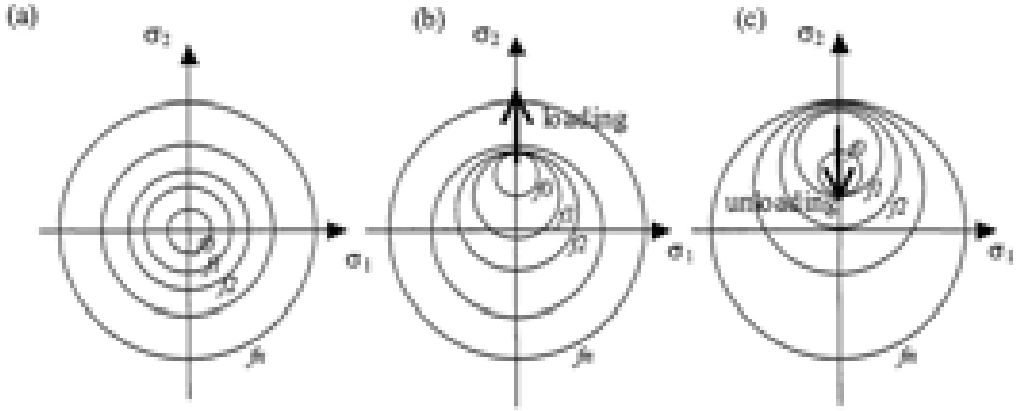
- مدل‌های خمیری تعمیم یافته: این نوع مدل که در ابتدا توسط Zienkiewicz and Mroz (1984) پیشنهاد شد، دارای مزیت‌های متعددی است. در این مدل این امکان وجود دارد که باربرداری به صورت آزادانه و نه بر اساس یک فرمول‌بندی خمیری محدود تعیین شود (Dafalias 1994). برخلاف مدل‌های خمیری متداول که امکان شبیه‌سازی کلیه‌ی شرایط فشار جانبی را ندارند، Iai et al. (1992) حالات مختلف K_0 را با استفاده از نظریه‌ی خمیری تعمیم‌یافته به خوبی شبیه‌سازی نمودند. کدهای رایانه‌ای نظیر SWANDYNE (Zienkiewicz et al., 1990) و DIANA- SWANDYNE II (Chan, 1993; Zienkiewicz et al., 1990 and 1999) به همراه مدل ساختاری Pastor- Zienkiewicz Mark III

23- Nested-Surfaces model

(Pastor et al., 1985 and 1990) و مدل اتساع (Nova, 1982) از جمله دستورالعمل‌های عددی متداول بر اساس نظریه‌ی خمیری تعمیم یافته می‌باشند.



شکل۷-۱۹- مفهوم مدل (تک محوری) سطح مرزی (Dafalias and Popov, 1975)



شکل۷-۲۰- مدل سطوح تو در تو: الف- قبل از کرنش، ب- بعد از کرنش و پ- به محض باربرداری (Mroz, 1967)

پ- مدل‌های ریزمکانیکی و یا چند عملکردی

بیش‌تر مدل‌های خمیری ذکر شده بر حسب نامتغیرهای تنش فرمول‌بندی شده‌اند؛ در نتیجه در برخورد با چرخش تنش اصلی دچار نقص و ناکارآیی هستند (Matsuoka, 1974 و Lee and Pande, 2004). Matsuoka et al. (1988) به این نکته اشاره کردند که کرنش‌های حجمی ایجاد شده در آزمون‌های چرخشی را- در این آزمون‌ها اندازه‌ی دایره‌ی تنش مور ثابت نگه داشته می‌شود، در حالی که جهت تنش اصلی می‌چرخد- نمی‌توان با نظریه‌ی خمیری کلاسیک توصیف کرد. همچنین Iai et al. (1992) نتیجه گرفتند که مدل‌های خمیری متداول نمی‌توانند برش ساده‌ی تحکیم یافته‌ی K_0 را شبیه‌سازی کنند چرا که این موضوع با چرخش محور تنش اصلی همراه می‌باشد.

اثر چرخش تنش اصلی چالش‌های فراوانی را در مدل‌سازی‌های عددی ایجاد کرده است. مدل‌های ریزمکانیکی و یا چند عملکردی قابلیت شبیه‌سازی چرخش تنش اصلی را داشته و پاسخ کلی سیستم را با رویهم‌نهی یا جمع پاسخ واحدها یا ساز و کارهای

کوچک‌تر تغییرشکل محاسبه می‌کنند. به طور کلی این قبیل مدل‌های رفتاری را می‌توان به دو بخش زیر تقسیم‌بندی نمود که در هر مورد به ذکر منابع تحقیقات انجام شده اکتفا می‌شود:

- مدل‌های چند عملکردی: Matsuoka (1974, 1976), Pande and Sharma (1983), Matsuoka and Sakakibara (1987) and Kabilamany and Ishihara (1991)
- مدل‌های چند لایی[۲۴]: Batdorf and Budiansky (1949),Calladine (1971), Pannde and Yamada (1994), Cudny and Vermeer (2004) and Lee and Pande (2004).

بررسی‌های انجام شده در بخش قبلی حاکی از آن بود که بیش از ۵۰ سال از ارایه‌ی مدل‌های خمیری می‌گذرد و در طی این مدت تحقیقات مختلفی به منظور گسترش و تکامل این مدل‌ها صورت گرفته است، به طوری که هم اکنون مدل‌های عددی فراوانی از این نوع موجود می‌باشند. با این وجود این مدل‌ها دارای ویژگی‌های مشترک زیادی بوده و تنها تفاوت‌های اندکی در نحوه‌ی اجرا و یا برخی جزییات آن‌ها وجود دارد. Popescu and Prevost (1995) با انتخاب سه نوع از مدل‌های خمیری (یعنی خمیری سطح مرزی، خمیری چند سطوح تسلیمی و خمیری تعمیم یافته) و انجام یک ارزیابی مقایسه‌ای روی عملکرد این مدل‌ها در تخمین اضافه فشار آب منفذی ناشی از بار دینامیکی، دریافتند که این سه مدل با نتایج آزمایش‌های سانتریفوژ مختلف سازگاری مناسبی دارند. تعدادی از مدل‌های خمیری متداول (کدهای عددی یا مدل‌های ساختاری) که در تحلیل روانگرایی خاک مورد استفاده قرار می‌گیرند، در جدول (۷-۳) خلاصه شده و ویژگی‌های آن‌ها شامل قابلیت کاربرد و سه مولفه‌ی خمیری با یکدیگر مقایسه شده است. همچنین در این جدول یکی از مراجع اخیر (به عنوان نماینده) برای هر مدل ساختاری معرفی شده که می‌تواند برای مقایسه با دیگر مدل‌های خمیری مورد استفاده قرار گیرد.

۷-۲-۴- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

همان‌گونه که در بخش‌های قبلی این فصل مرور شد، روش‌های گوناگونی به منظور تخمین تغییرمکان افقی ناشی از گسترش جانبی موجود است، اما هر کدام از این روش‌ها با محدودیت‌های اجتناب‌ناپذیری همراه است. این محدودیت‌ها در نتیجه‌ی پیچیدگی فیزیکی مساله و کمبود تاریخچه‌های موردی به خوبی ثبت شده از روانگرایی و گسترش جانبی در محل به وجود می‌آیند. در ادامه‌ی این بخش برخی از مهم‌ترین محدودیت‌های این روش‌ها به طور خلاصه مورد بررسی قرار می‌گیرد:

- روش‌های تجربی و شبه‌تجربی: در مواقعی که یک رابطه‌ی کاملا تجربی برای تخمین رفتار آتی خاک ساختگاه مورد استفاده قرار می‌گیرد، مهندس طراح باید اطمینان حاصل نماید که شرایط مختص ساختگاه با شرایط موجود در پایگاه داده‌هایی که برای ایجاد رابطه استفاده شده است، سازگار است. از این‌رو استفاده از روش‌های Hamada et al. (1987) و Youd and Perkins (1987) به سبب پایگاه داده‌های محدودی که روابط مذکور براساس آن‌ها ارایه شده است، با محدودیت‌هایی همراه خواهد بود.
- روش‌های تحلیلی: فرض مدل‌های بلوک لغزش، ایجاد یک سطح گسیختگی مجزا با رفتار صلب-خمیری کامل و رفتار صلب توده‌ی خاک روی آن است. این روش در ابتدا (Newmark, 1965) برای خاکریزهایی ارایه شد که در طی بارگذاری تناوبی کاهش قابل توجه در مقاومت را تجربه نمی‌کردند. حتی با وجود مشارکت مقدار مقاومت برشی در کرنش‌های بزرگ که توسط

24- Multi-laminate Model

جدول ۷-۳- مقایسه مدل‌های خمیری متداول برای مدل‌سازی رفتار ماسه تحت بارگذاری تناوبی و قابلیت‌های آن‌ها (Park 2005)

نوع مدل	مدل ساختاری یا کد عددی	آخرین مرجع	مولفه‌های خمیری			عملی بودن و قابلیت		
			نوع سطح تسلیم	قانون جریان (اتساع)	پارامتر سخت‌شوندگی	تعداد پارامترها[i]	معتبر در کرنش صفحه‌ای[ii]	مدل‌سازی PSR[iii]
خمیری سطح مرزی	DYSAC2	Muraleetharan et al. (2004)	Elliptical Cap	غیرهمبسته	برش خمیری و کرنش حجمی	۱۳	خیر	خیر
	MIT-S1	Pestana et al. (2000, 2002)	Distorted lemniscate	غیرهمبسته	برش خمیری و کرنش حجمی	۱۳	بلی	خیر
خمیری چند سطح تسلیمی	ALTERNAT	Woodward and Molenkamp (1999)	Cone (Lade)	غیرهمبسته و همبسته Row[iii]	برش خمیری و کرنش حجمی	۲۲	خیر	خیر
	DYNAFLOW	Azizian and Popescu (2001)	Cone (Drucker-Prager)	همبسته یا غیرهمبسته	مدول‌های سخت-شوندگی کار[iv]	۸	خیر	خیر
خمیری تعمیم یافته	DIANA-SWANDYNE II	Aydingun and Adalier (2003)	Elliptical Cap	غیرهمبسته، Nova[v]	برش خمیری و کرنش حجمی	۱۱	خیر	خیر
خمیری حالت بحرانی	NorSand	Been et al. (1993)	Bullet-shaped	همبسته، Nova	کار خمیری	۹	بلی	بلی
خمیری از نوع مور-کلمب	UBCSAND	Byrne et al. (2004a)	Cone (Mohr-Coulomb)	غیرهمبسته، Rowe	کرنش برشی خمیری	۶	بلی	خیر
	UBCSAND2	Park et al. (2005)	Double Cone (Mohr-Coulomb)	غیرهمبسته، Rowe	کرنش برشی خمیری	۷	بلی	بلی

توضیحات: تمام مبانی مطرح شده در جدول به آخرین مرجع مذکور باز می‌گردد؛ (i) تنش اولیه، تراکم اولیه و چسبندگی در تعداد پارامترها در نظر گرفته نشده است؛ (ii) به آزمایش برش ساده اشاره دارد؛ (ii) PSR نشان دهنده‌ی چرخش در تنش اصلی می‌باشد؛ (iv) منظور از Rowe تنش-اتساع (1962) Rowe است؛ (v) به (1967) Iwan، (1967) Mroz و (1977) Prevost اشاره دارد؛ (v) منظور از Nova تنش-اتساع (1982) Nova است.

Baziar and Dobry (1991) پیشنهاد شد، نمی‌توان رفتار خاک روانگرا شده را دقیقا به صورت یک ماده‌ی صلب-خمیری کامل توصیف نمود. بررسی مشاهدات آزمایشگاهی و محلیِ موارد گسترش جانبی نشان می‌دهد که کرنش‌های برشی به جای این که در امتداد یک سطح مجزا رخ دهند، در سرتاسر توده‌ی خاک روانگرا شده توزیع می‌شوند.

مشابه مدل بلوک لغزش، محدودیت عمده‌ی مدل تیر ارتجاعی از رفتار مشاهده شده‌ی عوارض گسترش جانبی در محل ناشی می‌شود. به طور خاص، مشاهده‌ی یک سطح زمین ترک خورده و گسیخته شده با فرض تیر خاکی ارتجاعی پیوسته‌ی قرار گرفته بر روی خاک روانگرا مغایرت دارد. این موضوع تعیین مدول ارتجاعی تیر خاکی و مدول برشی خاک روانگرا شده را با مشکل مواجه می‌کند. همچنین روش تیر ارتجاعی نیاز به انجام ساده‌سازی‌هایی روی نیمرخ خاک زیرسطحی داشته و به جای ارایه‌ی بهترین برآورد، تغییرمکان بیشینه را محاسبه می‌کند.

- 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 کاملا حساس هستند، قابلیت کاربرد این روش‌ها در مسایل عملی را محدود می‌کند. مهندسان طراح به ندرت می‌توانند زمان و هزینه‌ی مورد نیاز برای ساخت مدل، تعریف پارامترهای ورودی، کنترل مدل و تفسیر نتایج را توجیه کنند. از سوی دیگر ویژگی تغییرپذیری طبیعی و در بیش‌تر موارد ناشناخته‌ی نهشته‌های خاکی، ایجاد ورودی مناسب برای تحلیل‌های عددی را با مشکل مواجه می‌کند. با توجه به برنامه‌ی سنگین آزمون‌های آزمایشگاهی و محلی مورد نیاز برای واسنجی چنین مدل‌هایی، معمولا کاربرد مستقیم آن‌ها محدود به پروژه‌های خاص و یا تحقیقات می‌شود.

به طور کلی پیش‌بینی تغییرمکان ناشی از گسترش جانبی یک مساله‌ی پیچیده‌ی غیرخطی است که عوامل گوناگونی بر آن تاثیرگذار می‌باشند و از این رو نمی‌توان تنها یک روش خاص را پیشنهاد نمود. با توجه به عدم قطعیت‌های موجود در ساز و کار در نظر گرفته شده برای این پدیده‌ی فیزیکی پیچیده، پیشنهاد می‌شود بر حسب وسعت و اهمیت پروژه از روش‌های گوناگونی متناسب با امکانات و قابلیت‌های موجود استفاده شود.

مراجع

Aydingun, O. and Adalier, K. (2003), "Numerical analysis of seismically induced liquefaction in earth embankment foundations Part 1, Benchmark model", *Canadian Geotechnical Journal*, 40, pp. 753-765.

Azizian, A. and Popescu, R. (2001), "Backanalysis of the 1929 Ground Bank submarine slope failure", 2001 An Earth Odyssey, pp. 808-815.

Bardet, J.P. (1985), "Application of bounding surface plasticity to cyclic sand behavior", *Proc. of the 2th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, pa. 2-16.

Bardet, J.P. (1986), "Bounding surface plasticity model for sands", *Journal of Engineering Mechanics*, 112(11), pp. 1198-1217.

Bardet, J.P. (1995), "Scaled Memory model for cyclic behavior of soils", *J. of Geotechnical Engineering*, 121(11), pp. 766-775.

Bardet, J.P., Mace, N., Tobita, T. and Hu., J. (2002), "Regional modeling of liquefaction-induced ground deformation", *Earthquake Spectra*, 18(1), pp. 19-46.

Bartlett, S.F. and Youd, T.L. (1992a), "Empirical prediction of lateral spread displacement", *Proc., 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction*, Tech. Rep. NCEER-92-0019, M. Hamada and T.D. O'Rourke (eds.), August 12, pp. 351-365.

Bartlett, S.F. and Youd, T.L. (1992b), "Empirical analysis of horizontal ground displacement generated by liquefaction-induced lateral spreads." *Tech. Rep. NCEER-92-0021*, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, August 17.

Batdorf, S.B. and Budiansky, B. (1949), "A mathematical theory of plasticity based on the concept of slip", National Advisory Committee for Aeronautics, TN 1871.

Baziar, M.H. and Dobry, R. (1991), "Liquefaction Ground Deformation Predicted from Laboratory Tests", *Proc. 2th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, MO, USA, March, 1, pa. 451-458.

Baziar, M.H., Dobry, R. and Elgamel, A.W.M. (1992), "Engineering evaluation of permanent ground deformations due to seismically-induced liquefaction," *Technical Report NCEER-92-0007*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo.

Baziar, M.H. and Ghorbani, A. (2005), "Evaluation of lateral spreading using artificial neural networks", *Soil Dyn. Earthquake Eng.*, pp. 251-259.

Been, K., Jefferies, M.G., Hachey, J.E. and Rothenburg, L. (1993), "Numerical prediction for Model No. 2", *Proc. of the International Conference on the Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems*, Balkema, Rotterdam, the Netherlands, 1, pp. 331-341.

Byrne, P. (1991), "A Cyclic Shear-Volume Coupling and Pore-Pressure Model for Sand", *Proc. 2th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Missouri, pa. 47-55.

Byrne, P.M. and Janzen, W. (1981), "SOILSTRESS: A Computer Program for Nonlinear Analysis of Stresses and Deformation in Soil", *Soil Mechanics series No. 52*, Department of Civil engineering, University of British Columbia, Vancouver, B.C., Canada, December 1981, updated January 1989.

Byrne, P.B., Jitno, H. and Salgado, F. (1992), "Earthquake Induced Displacements of Soil-Structures Systems", *Proc. 10th World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, Spain, pa. 1407-1412.

Byrne, P.M., Park, S.S., Beaty, M., Sharp, M., Gonzalez, L. and Abdoun, T. (2004), "Numerical modeling of liquefaction and comparison with centrifuge tests", *Canadian Geotechnical Journal*, 41(2), pp. 193-211.

Calladine, C.R. (1971), "A Microstructural view of the mechanical properties of saturated clay", *Geotechnique*, 21(4), pp. 391-415.

Chan, A.H.C. (1993), "User manual for DIANA-SWANDYNE II", School of Civil Engineering, University of Birmingham, Birmingham, U.K.

Cudny, M. and Vermeer, P.A. (2004), "On the modeling of anisotropy and destructuration of soft clays within the multi-laminate framework", *Computers and Geomechanics*, 31(1), pp. 1-22.

Dafalias, Y.F. (1994), "Overview of constitutive models using in VELACS", *Proc. of the International Conference on the Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems*, Balkema, Rotterdam, the Netherlands, 2, pa. 1293-1303.

Dafalias, Y.F. and Popov, E.P. (1975), "A model for nonlinearly hardening materials for complex loading", *Acta Mech*, 21(3), 173-192.

Egan, J.A. and Wang, Z.L. (1991), "Liquefaction-Related Ground Deformation and Effects on Facilities at Treasure Island San Francisco, During the 17 October 1989 Loma Prieta Earthquake", *Proc. of the 3th Japan- U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Life line Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction*, San Francisco, California, December 17-19.

Elgamal, A., Dobry, R., Parra, E. and Yang, Z. (1998), "Soil dilation and shear deformation during liquefaction", *Proc. of the 4th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, March 8-15, St Louis, pp. 1238-1259.

Elgamal, A., Lai, T., Yang, Z. and He L. (2001), "Dynamic soil properties, seismic downhole arrays and applications in practice (CD-ROM), State-of-the-art paper", Proc. of the 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, March 26-31, San Diego.

Finn, W.D.L. (1998), "Seismic safety of embankment dams: developments in research and practice 1988-1998", *Proc. of the 1998 Specialty Conference on Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III*, Seattle. Edited by P. Dakoulas, M. Yegina, and B. Holtz. Geotechnical Special Publication 75, pa. 813-853.

Finn, W.D.L., Sasaki, Y., Wu, G. and Thavaraj, T. (1999), "Stability of flood protection dikes with potentially liquefiable foundations: analysis and screening criterion", *Proc. of 13th Annual Vancouver Geotechnical Society Symposium*, May, Vancouver, B.C., pa. 47-54.

Finn, W.D.L., Yogendrakumar, M., Yoshida, N. and Yoshida, H. (1986), "TARA-3: A program to compute the seismic response of 2-D embankments and soil-structure interaction systems to seismic loadings", *Department of Civil Engineering*, University of British Columbia, Vancouver, Canada.

Hamada, M., Towhata, I., Yasuda, S. and Isoyama, R. (1987), "Study of Permanent Ground Displacement Induced by Seismic Liquefaction", *Computers and Geotechnics*, Elsevier Applied Science Publishers, 4, pp. 197-220.

Hamada, M., Yasuda, S., Isoyama, R. and Emoto, K. (1986), "Study on liquefaction induced permanent ground displacements", *Technical report*, Association for the development of earthquake prediction, Tokyo, Japan.

Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992), "Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation", *Soils and Foundations*, 32(2), pp. 16-20.

Ishihara, K. (1993), "Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes", 33rd Rankine Lecture, *Geotechnique*, 3(43).

Ishihara, K. and Yoshimine, M. (1992), "Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes", *Soils and Foundations*, 32(1), pp. 173-188.

Iwan, W.D. (1967), "On a class of models for the yielding behavior of continuous and composite systems", *J. of Applied Mechanics*, Transactions of the ASME, pp. 612-617.

Javadi, A.A., Rezania, M. and Nezhad, M.M. (2006), "Evaluation of liquefaction induced lateral displacements using genetic programming", *Computers and Geotechnics*, 33(4-5), pp. 222-233.

Kabilamany, K. and Ishihara, K. (1991), "Cyclic behaviour of sand by the multiple shear mechanism model", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 10(2), pp. 74-83.

Krieg, R.D. (1975), "A practical two surface plasticity theory", *J. of Applied Mechanics*, September, pp. 641-646.

Lee., K.L. and Albaisa, A. (1974), "Earthquake induced settlements in saturated sands", *J. of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 100(4), pp. 387-406.

Lee, K.H. and Pande, G.N. (2004), "Development of a two-surface model in the Multilaminate framework", *Proc. of 9th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG IX)*, Ottawa, Ontario, Canada, pa. 139-144.

Marsuson, W.F. and Hynes, M.E. (1990), "Stability of slopes and embankments during earthquakes", *Proc. ASCE/Pennsylvania Department of Transportation Geotechnical Seminar, Hershey, Pennsylvania.*

Martin, G.R., Finn, W.D.L. and Seed, H.B. (1975), "Fundamentals of Liquefaction under Cyclic Loading", *J. Geotech. Eng.*, Division, ASCE, 101(5), pp. 423-438.

Martin, G.R., Tsai, C.F., and Arulmoli, K. (1991), "A Practical Assessment of Liquefaction Effects and Remediation Needs", *Proc. 2th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Missouri, March 11-15.

Matsuoka, H. (1974), "Stress-strain relationships of sands based on the mobilized plane", *Soils and Foundations*, 14(2), pp. 47-61.

Matsuoka, H. (1976), "On the significance of the Spatial Mobilized Plane", *Soils and Foundations*, 16(1), pp. 91-128.

Matsuoka, H. and Sakakibara, K. (1987), "A constitutive model for sands and clays evaluating principal stress rotation", *Soils and Foundations*, 27(4), pp. 73-88.

Matsuoka, H., Suzuki, Y., and Sakakibara, K. (1988), "A constitutive model of soils for evaluating principal stress rotation", *Numerical Methods in Geomechanics*, pp. 343-348.

Mroz, Z. (1967), "On the description of anisotropic work hardening", *J. of the Mechanics and Physics of Solids*, 15, pp. 163-175.

Muraleetharan, K.K. (1990), "Dynamic behavior of earth dams", Ph.D. Thesis, University of California, Davis.

Muraleetharan, K.K., Deshpandeet, S. and Adalier, K. (2004), "Dynamic deformations in sand embankments: centrifuge modeling and blind, fully coupled analyses", *Canadian Geotechnical Journal*, 41, pp. 48-69.

NCHRP, (2002), "Comprehensive specification for the seismic design of highway bridges", *ATC/MCEER Joint Venture 472*, National Cooperative Highway Research Program, Washington, D.C.

Newmark, N.M. (1965), "Effects of earthquakes on dams and embankments", *Geotechnique*, 15(2), pp.139-160.

Nova, R. (1982), "A constitutive model for soil under monotonic and cyclic loading", *Soil mechanics-Transient and Cyclic Loads*, edited by Pande, G.N. and Zienkiewicz, O.C., pp. 343-373.

O'Rourke, T.D., Gowdy, T.E., Stewart, H.E., and Pease, J.W. (1991), "Lifeline Performance and Ground Deformation in the Marin a During 1989 Loma Prieta Earthquake", *Proc. of the 3th Japan-U.S. Workshop*

on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, San Francisco, California, NCEER Technical Report NCEER-91-0001, Dec. 17-19.

Pande, G.N. and Sharma, K.G. (1983), "Multi-laminate model of clays-a numerical evaluation of the influence of rotation of the principal stress axes", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics,* 7, pp. 397-418.

Pande, G.N. and Yamada, M. (1994), "The Multilaminate framework of models for rock and soil masses", *Proc. of 1th International Workshop on Applications of Computational Mechanics in Geotechnical Engineering,* Rio de Janeiro, pa. 105-123.

Park, S.S. (2005), "A Two Mobilized-Plane Model and Its Application for Soil Liquefaction Analysis", Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Canada.

Park, S.S., Byrne, P.M. and Wijewickreme, D. (2005), "A swinging plane model for soil liquefaction analysis", *Proc. of 16th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering,* September 2005, Osaka, Japan.

Parra, E. (1996), "Numerical modeling of liquefaction and lateral ground deformation including cyclic mobility and dilation response in soil systems", PhD Thesis, Department of Civil Engineering, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, NY.

Pastor, M., Zienkiewicz, O.C. and Chan, H.C. (1990), "Generalized plasticity and the modeling of soil behavior", *Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics,* 14, pp. 151-190.

Pastor, M., Zienkiewicz, O.C. and Leung, K.H. (1985), "Simple model for transient soil loading in earthquake analysis- II, Non-associative models for sands", *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics,* 9, pp. 477-498.

Pestana, J.M., Biscontin, G., Nadim, F. and Andersen, K. (2000), "Modeling cyclic behavior of lightly overconsolidated clays in simple shear", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering,* 19, pp. 501-519.

Pestana, J.M., Whittle, A.J., Salvati, L.A. (2002), "Evaluation of a constitutive model for clays and sands: Part I-sand behavior", *Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics,* 26, pp. 1097-1121.

Popescu, R. and Prevost, L.H. (1995), "Comparison between VELACS numerical Class 'A' predictions and centrifuge experimental soil test results", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering,* 14, pp. 79-92.

Prevost, J.H. (1985), "A simple plasticity theory for frictional cohesionless soils", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering,* 4(1), pp. 9-17.

Prevost, J.H. (1998), "DYNAFLOW user's manual", *Technical Report,* Department of Civil Engineering and Operations Research, Princeton University, Princeton, N.J.

Puebla, H. (1999), "A constitutive model for sand and the analysis of the CANLEX embankments", Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Canada.

Pyke, R, Seed, H.B., and Chan, C.K. (1975), "Settlement of sands under multi-directional loading", *J. of the Geotechnical Engineering Division, ASCE,* 101(4), pp. 379-398.

Rauch, A.F. (1997), "An empirical method for predicting surface displacement due to liquefaction-induced lateral spreading in earthquakes", Ph.D. thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, Va., USA.

Rauch, A.F. and Martin, J.R. (2000), "EPOLLS model for predicting average displacements on lateral spreads", *J. of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,* 126(4), pp. 360-371.

Roscoe, K.H. and Burland, I.B. (1968), "On the generalized behaviour of 'wet' clay", *Engineering plasticity,* Heyman, J. and Leckie, F.A (Eds), Cambridge University Press, Cambridge, pp. 535-609.

Roscoe, K.H., Schofield, A.N. and Thurairajah, A. (1963), "Yielding of clays in states wetter than critical", *Geotechnique,* 13(3), 211-240.

Rowe, P.W. (1962), "The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact", *Proc. of the Royal Society of London, Mathematical and Physical Sciences,* Series A269, pa. 500-557.

SCEC (1999), "Recommended procedures for implementation of DMG special publication 117 guidelines for analyzing and mitigating liquefaction hazards in California", Southern California Earthquake Center, Los Angeles, Calif.

Seed, H.B. (1979), "Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams", J. *Geotechnique,* 29(3), pp. 215-263.

Seed, H.B. (1987), "Design Problems in Soil Liquefaction", *J. of the Geotechnical Engineering Division, ASCE,* 113(8).

Seed, R.B. and Harder, L.F. (1990), "SPT-Based Analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strength", *Proc. H. Bolton Seed Memorial Symposium,* BiTech Publishers, Ltd., pa. 351-376.

Seed, H.B., Idriss, I.M. and Arango, I. (1983), "Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data", *J. of the Geotechnical Engineering Division, ASCE,* 3(109).

Seed, H.B., Wong, R.T., Idriss, I.M. and Tokimatsu, K. (1984), "Moduli and Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils", *Report No. UCB/EERC-84/14, Earthquake Engineering Research Center,* University of California, Berkeley, California.

Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F. and Chung, R.M., (1985), "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations", *J. of the Geotechnical Engineering Division, ASCE,* 12(111).

Shamoto, Y., Zhang, J.M. and Tokimatsu, K. (1998), "New charts for predicting large residual post-liquefaction ground deformation", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering,* 17, pp. 427-438.

Silver, M.L. and Seed, H.B. (1971), "Volume changes in sands during cyclic loading", *J. of the Soil Mechanics and Foundations, Division, ASCE,* 97(9), pp. 1171-1182.

Taboada, V.M., Abdoun, T. and Dobry, R. (1996), "Prediction of Liquefaction-Induced Lateral Spreading by Dilatants Sliding Block Model Calibrated by Centrifuge Tests", *Proc. 11th World Conference on Earthquake Engineering,* Acapulco, Mexico, Paper No. 1037.

Tokimatsu, K. and Seed, H.B. (1987), "Evaluation of settlements in sand due to earthquake shaking", *J. of Geotechnical Engineering, ASCE,* 113(8), pp. 861-878.

Tokimatsu, K. and Toshimi, Y. (1983), "Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content", *Soils and Foundations,* 23(4), pp. 56-74.

Tokimatsu, K. and Yoshimi Y. (1983), "Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content", *Soils and Foundations,* 23(4), pp. 56-74.

Towhata, I., Sasaki, K., Tokida, K., Matsumoto, H., Tamari, Y., and Yamada, K. (1992), "Prediction of Permanent Displacement of Liquefied Ground by Means of Minimum Energy Principle", *Soils and Foundations,* 32(3), pp. 97-116.

Towhata, I., Tokida, K., Tamari, H., Matsumoto, H. and Yamada, K. (1991), "Prediction of Permanent Lateral Displacement of Liquefied Ground by Means of Variational Principle", Proc. 3th Japan-US Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, O'Rourke & Hamada ed., Technical Report NCEER-91-0001, pp. 237-251.

Vermeer, P.A. (1978), "A double hardening model for sand", *Geotechnique,* 28(4), pp. 413-433.

Vermeer, P.A. (1998), "Non-Associated plasticity for soils, concrete and rock", *NATO advanced study institute on Physics of Dry Granular Media,* pp. 163-196.

Wang, Z.L. and Makdisi, F.R. (1999), "Implementing a bounding surface hypoplasticity model for sand into the FLAC program", *FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics,* pp. 483-490.

Woodward, P.K. and Molenkamp, F. (1999), "Application of an advanced multi-surface kinematic constitutive soil model", *Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 23, pp. 1995-2043.

Wu, J. (2003), "Liquefaction Triggering and Post Liquefaction Deformations of Monterey 0/30 Sand under Uni-Directional Cyclic Simple Shear Loading", Ph.d. dissertation, University of Calif., Berkeley.

Yang, Z. (2000), "Numerical modeling of earthquake site response including dilation and liquefaction", PhD. Dissertation, Dept. of Civil Engineering and Engineering Mechanics. New York: Columbia University.

Youd, T.L., Hansen, C.M. and Bartlett, S.F. (2002), "Revised multilinear regression equations for prediction of lateral spread displacement", *J. of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(12), pp. 1007-1017.

Youd, T.L. and Hoose, S.N. (1976), "Liquefaction during 1906 San Francisco earthquake", *J. Geotech. Engrg. Div., ASCE*, 102(5), May, pp. 425-439.

Youd, T.L. and Perkins, D.M. (1987), "Mapping of liquefaction severity index", *J. of the Geotechnical Engineering*, 113(11), pp. 1374-1392.

Zhang, G., Robertson, P.K. and Brachman, R.W.I, (2004), "Estimating liquefaction-induced lateral spread displacements using the standard penetration test or cone penetration test", *J. of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(8), pp. 861871.

Zienkiewicz, O.C., Chan, A.H.C., Pastor, M., Paul, D.K. and Shiomi, T. (1990), "Static and dynamic behavior of soils: a rational approach to quantitative solutions, Part I: fully saturated problems", *Proc. of the Royal Society of London*, Mathematical and Physical Sciences, Series A, 429, pa. 285-309.

Zienkiewicz, O.C., Chan, A.H.C., Pastor, M., Schrefler, B.A. and Shiomi, T. (1999), "Computational Geomechanics", *John Wiley and Sons Press*, Chichester, U'K.

Zienkiewicz, O.C. and Mroz, Z. (1984), "Generalized plasticity formulation and applications to geomechanics", *Mechanics of Engineering Materials*, pp. 655-679.

فصل ۸

روش‌های کاهش مخاطرات ناشی از روانگرایی

۸-۱- مقدمه

همان‌طور که در بخش ۲-۳ اشاره شد، گام بعدی پس از ارزیابی تغییرمکان‌های مورد انتظار به کمک روش‌های ارایه شده در فصل ۷، تعیین اثرات این تغییرشکل‌ها و تغییرمکان‌های ناشی از روانگرایی بر روی عملکرد سازه‌ها و دیگر تجهیزات مهندسی و تعریف معیاری برای عملکرد قابل قبول آن‌ها است. انجام این گام باید مطابق با معیارهای طراحی و عملکردی تعریف شده برای سازه‌ها و تاسیسات مختلف صورت پذیرد.

اما در نهایت و به عنوان گام آخر، اگر عملکرد رضایت‌بخش سازه و تاسیسات تامین نشود، می‌توان به سمت انجام ارزیابی‌های پیچیده‌تر پتانسیل روانگرایی و بررسی روش‌های کاهش مخاطرات ناشی از آن حرکت کرد. به طور کلی در چنین مسایلی، مهندس طراح گزینه‌های زیر را پیش رو دارد:

۱- ارزیابی مجدد مساله با استفاده از یک روش تحلیل پیشرفته‌تر؛

۲- طراحی تجهیزات برای مقاومت در برابر تغییرشکل‌های پیش‌بینی شده؛

۳- بهبود ساختگاه به منظور کاهش تغییرشکل‌های پیش‌بینی شده تا تراز قابل قبول؛

۴- انتخاب یک ساختگاه دیگر.

چنانچه نتایج تحلیل‌های پیشرفته‌تر همچنان نشان‌دهنده‌ی اثرات غیرقابل قبول روانگرایی باشد، باید گزینه‌های بعدی مد نظر قرار گیرند. این گزینه‌ها ممکن است به شناسایی‌های زیرسطحی بیش‌تر، آزمون‌های آزمایشگاهی پیشرفته، مدل‌سازی‌های عددی پیچیده‌تر و در موارد خاص مدل‌سازی‌های فیزیکی نیاز داشته باشند. هرچند علاوه بر گزینه‌های فوق، این نوع تصمیم‌گیری‌ها بسته به این‌که ارزیابی برای یک پروژه جدید است یا برای سازه‌های موجود، می‌تواند شامل پذیرش خطر[1] و گزینه‌های دیگری نظیر تغییر عملکرد یا اصلاح کاربرد سازه‌ها نیز باشد. با این وجود، در بسیاری از موارد، به علت نیازمندی‌های خاص ساختگاه پروژه و کاهش مداوم دسترسی ساختگاه‌های بدون مشکل، بهترین یا شاید تنها گزینه‌ی موجود انجام بهسازی خاک است. فرض اساسی به‌کار گرفته شده در این فصل آن است که برای رسیدن به عملکرد قابل قبول، ساختگاه مورد بررسی باید مورد بهسازی قرار گیرد.

۸-۱-۱- بررسی نیاز به بهسازی خاک

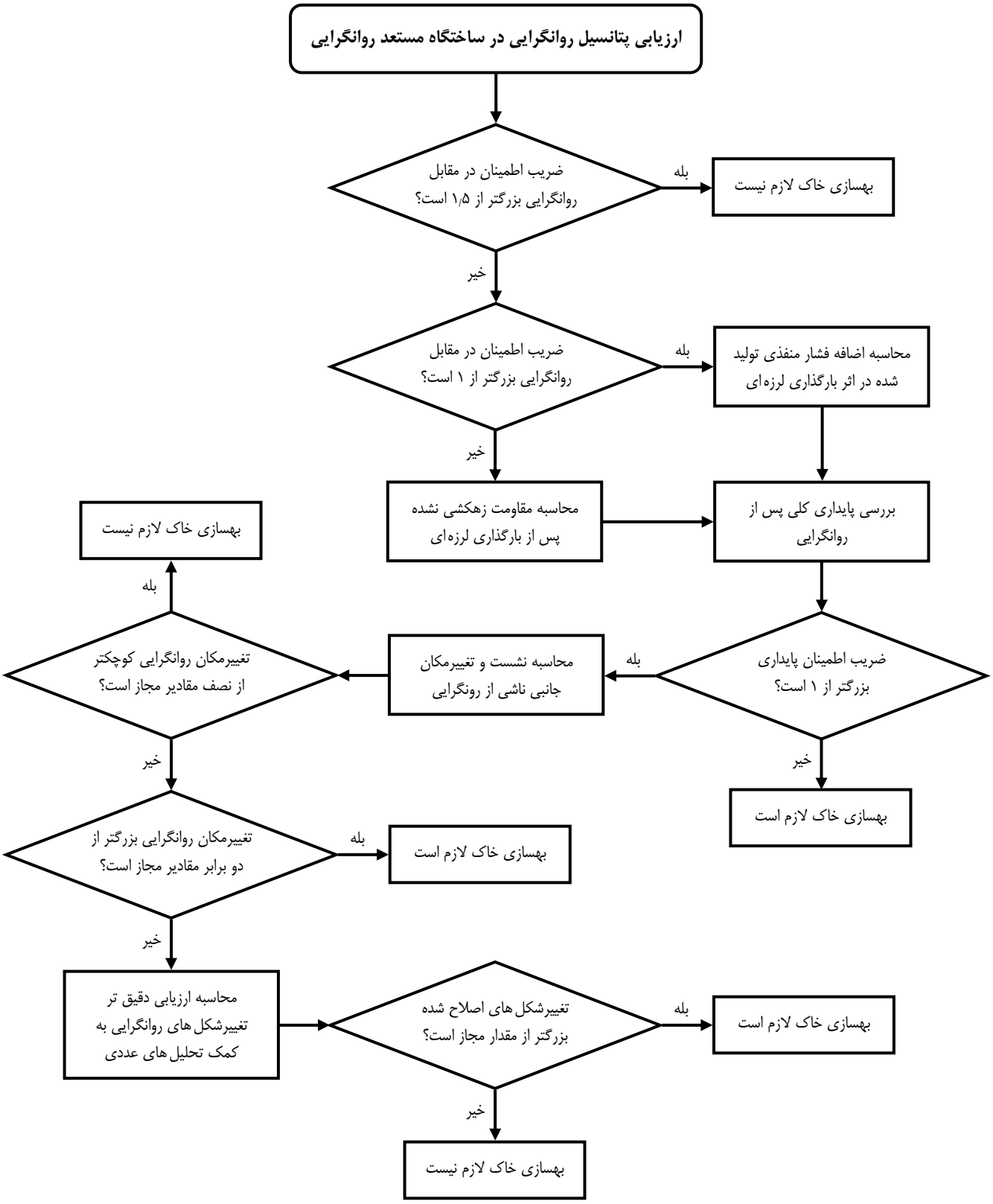
برای تعیین این مساله که آیا بهسازی خاک در یک ساختگاه ضروری است یا خیر، ممکن است نیاز به انجام مجموعه‌ای از تحلیل‌ها و تصمیم‌گیری‌ها باشد. برخی از این تحلیل‌ها و قضاوت‌ها به پدیده‌ی روانگرایی و اثرات آن بر روی خاک ساختگاه نظیر کاهش مقاومت و نشست برمی‌گردد. برای درک بهتر روند قضاوت در مورد نیاز به بهسازی خاک در برابر روانگرایی روند نمایی در این بخش ارایه شده است (شکل ۸-۱) که در ادامه به بررسی جزییات قسمت‌های مختلف آن پرداخته می‌شود. با توجه به این شکل می‌توان گفت که در روند تعیین نیاز بهسازی خاک‌های مستعد روانگرایی، سه عامل زیر مورد ارزیابی قرار می‌گیرند:

۱- پتانسیل روانگرایی؛

۲- پتانسیل ناپایداری شیب؛

۳- ظرفیت باربری ناکافی یا نشست بیش از حد.

1- Risk acceptance



شکل ۸-۱- روند ارزیابی نیاز به بهسازی خاک ساختگاه در ارتباط با پدیده‌ی روانگرایی

اگر خاک ساختگاه براساس مجموعه‌ای کافی از معیارهای ارایه شده در فصل سوم به عنوان مستعد روانگرایی تشخیص داده شود، آنگاه در گام بعدی پتانسیل روانگرایی مطابق یک یا چند روش مطرح شده در فصل پنجم ارزیابی می‌شود. لازم به ذکر است که تعیین لزوم و کفایت معیارهای فصل سوم به کمک قضاوت صحیح مهندسی انجام می‌شود. به عنوان مثال، قرار گرفتن در زیر تراز آب و اشباع بودن لایه‌ی خاکی مورد بحث شرطی لازم و غیرکافی برای استعداد روانگرایی آن لایه است و عوامل دیگری نظیر نوع خاک و وضعیت زهکشی می‌تواند کفایت مجموعه معیارهای استعداد خاک را تامین نماید.

پس از ارزیابی پتانسیل روانگرایی و تعیین ضریب اطمینان، چنانچه مقدار ضریب اطمینان بزرگ‌تر از ۱/۵ باشد، براساس مطالب ذکر شده در فصل ششم، مقدار اضافه فشار منفذی تولید شده ناچیز بوده و می‌توان انتظار داشت که خاک کاهش مقاومت قابل توجه یا نشست عمده‌ای را در اثر بازتوزیع ذرات ناشی از بارگذاری لرزه‌ای تجربه نکند. در این حالت خاک ساختگاه به بهسازی نیاز نداشته و تحلیل به پایان می‌رسد. اگر ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی کم‌تر از ۱/۵ باشد، برای ضرایب کم‌تر و بیش‌تر از یک به ترتیب مقادیر مقاومت زهکشی نشده و اضافه فشار منفذی پس از بارگذاری لرزه‌ای تعیین می‌شود. سپس به کمک این مقادیر پایداری کلی ساختگاه پس از بارگذاری لرزه‌ای بررسی می‌شود که شامل ارزیابی پایداری شیب و ظرفیت باربری پی‌ها می‌باشد. چنانچه ضریب اطمینان محاسبه شده برای پایداری کلی ساختگاه کوچک‌تر از مقدار مجاز تعیین شده توسط الزامات طراحی و عملکرد باشد- به طور معمول این مقدار در ارزیابی لرزه‌ای پایداری شیب برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود- خاک ساختگاه نیاز به بهسازی دارد. در غیر این صورت پیش از تصمیم‌گیری در مورد نیاز به بهسازی خاک، باید با مراجعه به فصل هفتم، نشست و تغییرمکان جانبی ناشی از روانگرایی را تخمین زد. چنانچه نتایج ارزیابی تغییرمکان‌ها نشان دهد که احتمال وقوع نشست‌های بیش از حد وجود دارد، بهسازی خاک می‌تواند یکی از روش‌های حل مشکل باشد. در حالتی که تغییرمکان تخمین زده شده در گام قبلی کم‌تر از نصف مقادیر مجاز تعیین شده باشد، می‌توان گفت که بهسازی خاک محل لازم نیست. در مقابل اگر این مقادیر تجربی بزرگ‌تر از دو برابر تغییرمکان‌های مجاز باشند، اصلاح خاک ساختگاه مورد نظر ضروری است. اگر نتایج حاصل بین این دو حد قرار گیرند، قبل از تصمیم‌گیری در خصوص نیاز به بهسازی خاک لازم است تخمین دقیق‌تری از تغییر شکل‌های ناشی از روانگرایی با استفاده از تحلیل‌های عددی صورت پذیرد.

۸-۱-۲- کلیات بهسازی خاک

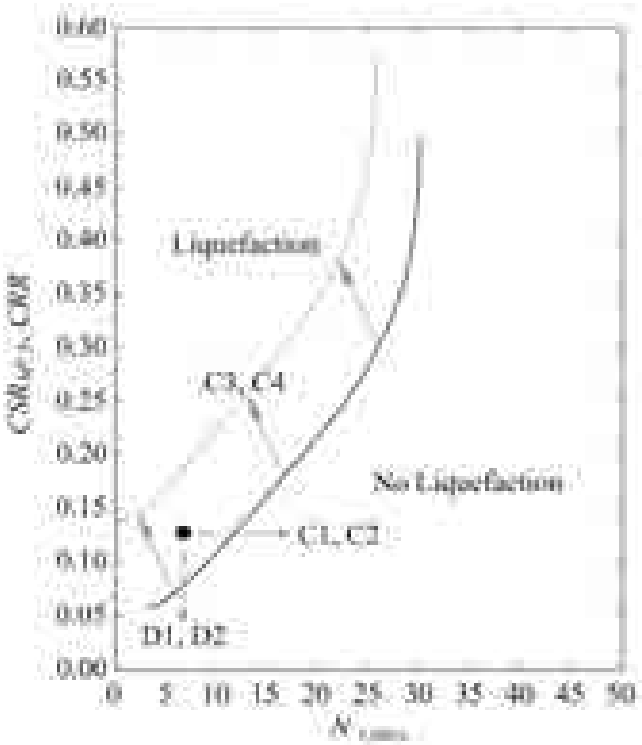
همان‌گونه که در فصل‌های ۴ و ۵ اشاره شد، ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی (FS) به صورت نسبت عامل ظرفیت به عامل تحریک تعریف می‌شود. به منظور افزایش ضریب اطمینان، می‌توان ظرفیت خاک را افزایش داد، عامل تحریک اعمال شده بر خاک را کاهش داد و یا هر دو عامل ظرفیت و تحریک را به نحوی تغییر داد (افزایش یا کاهش) که افزایش خالصی در ضریب اطمینان ایجاد شود. روش‌های مختلفی برای افزایش عامل ظرفیت و کاهش عامل تحریک وجود دارد که در جدول (۸-۱) به آن‌ها اشاره شده است.

روند کلی اثرگذاری روش‌های مذکور روی منحنی روانگرایی بر اساس تنش، به صورت مفهومی در شکل (۸-۲) نشان داده شده است. مطابق با این شکل، افزایش تراکم نسبی خاک یا افزایش تنش همه‌جانبه‌ی موثر اعمالی بر خاک (به ترتیب C1 و C2) منجر به افزایش مقاومت نفوذ می‌شود؛ در حالی‌که فرض می‌شود مرز جداکننده‌ی نواحی "روانگرا" و "غیرروانگرا" بدون تغییر باقی بماند. این نوع بهسازی خاک، با جلوگیری از فروپاشی اسکلت خاک یا فراهم آوردن سازوکاری برای استهلاک سریع اضافه فشار منفذی (به ترتیب C3 و C4) متفاوت است؛ چرا که در این روش‌ها وجه اصلی بهسازی یک جابجایی یا اصلاح در مرز جداکننده‌ی نواحی

"روانگرا" و "غیرروانگرا" است به طوری که ناحیه‌ی روانگرا کاهش یابد. همچنین در این شکل، کاهش عامل تحریک به واسطه‌ی بازتوزیع تنش برشی ناشی از زلزله از خاک به المان‌های تسلیح (D1)، یا به وسیله‌ی جابجایی دوره‌ی تناوب اصلی پروفیل خاک به محدوده‌ی خارج از بسامد غالب[۲] حرکات لرزه‌ای (D2) نشان داده شده است. هرچند این روش، به ندرت در مهندسی ژئوتکنیک لرزه‌ای مورد استفاده قرار گرفته و معمولا از هرگونه تغییر قابل توجه در دوره‌ی تناوب اصلی پروفیل خاک در اثر بهسازی زمین صرفنظر می‌شود. تاکنون درخصوص مقدار تغییر دوره‌ی تناوب اصلی پروفیل خاک در اثر تراکم زمین و همچنین میزان اهمیت این تغییر، مطالعات خاصی صورت نگرفته است. از آن‌جایی‌که حرکات لرزه‌ای از محدوده‌ای از بسامدهای با دامنه‌ی متغیر تشکیل شده است، تغییر قابل توجه در دوره‌ی تناوب پروفیل خاک در اثر بهسازی زمین لزوما عامل تحریک وارد بر خاک را کاهش نمی‌دهد؛ حتی ممکن است در برخی موارد منجر به افزایش آن نیز شود.

جدول ۸-۱- روش‌های افزایش عامل ظرفیت و کاهش عامل تحریک

افزایش عامل ظرفیت	کاهش عامل تحریک
C1) افزایش تراکم خاک C2) افزایش فشار همه‌جانبه‌ی موثر C3) جلوگیری از فروپاشی اسکلت خاک i) اتصال ذرات خاک به یکدیگر ii) پرکردن خلل و فرج خاک با دوغاب C4) فراهم آوردن ساز و کاری برای استهلاک سریع اضافه فشار منفذی	D1) تسلیح خاک/ باز توزیع تنش برشی لرزه‌ای D2) جابجایی دوره‌ی تناوب اصلی پروفیل خاک



شکل ۸-۲- روند کلی چگونگی تاثیر روش‌های بهسازی خاک روی نمودار روانگرایی بر اساس تنش

2- Predominant Frequency

۸-۲- معرفی روش‌های موجود برای بهسازی خاک در برابر روانگرایی

۸-۲-۱- مقدمه

در میان تقسیم‌بندی‌های مختلفی که برای روش‌های اصلاح خاک ارایه شده است، پیشنهاد Hausmann (1990) یکی از کامل‌ترین دسته‌بندی‌های انجام شده می‌باشد. بر این اساس، روش‌های بهسازی خاک در چهار گروه متمایز زیر قرار می‌گیرند.

۱- اصلاح مکانیکی خاک: تراکم خاک با اعمال نیروهای مکانیکی خارجی کوتاه مدت افزایش می‌یابد. موارد کاربرد این بار خارجی شامل تراکم لایه‌های سطحی با استفاده از غلتک‌های استاتیکی، ارتعاشی و ضربه‌ای و همچنین تراکم عمیق از طریق کوبش سنگین بر روی سطح زمین و یا ارتعاش در عمق می‌باشد.

۲- اصلاح هیدرولیکی: آب موجود در منافذ آزاد از طریق زهکش‌ها یا چاه‌ها به بیرون از توده‌ی خاک رانده می‌شوند. در خاک‌های درشت‌دانه، این اثر با پایین آوردن تراز آب زیرزمینی به وسیله‌ی پمپاژ از گمانه‌ها یا ترانشه‌ها به دست می‌آید. اما در خاک‌های ریزدانه، نیاز به اعمال بلند مدت بار خارجی (پیش بارگذاری[3]) یا استفاده از نیروهای الکتریکی (تثبیت الکتروکینتیک[4]) است.

۳- اصلاح فیزیکی و شیمیایی: تثبیت خاک به وسیله‌ی اختلاط فیزیکی مواد افزودنی با لایه‌های سطحی یا ستون‌های خاک قرار گرفته در عمق. مواد مضاف شامل خاک‌های طبیعی، محصولات فرعی یا ضایعات صنعتی و مواد سیمانی یا دیگر مواد شیمیایی که با یکدیگر و یا با خاک واکنش می‌دهند، هستند. هنگامی که مواد افزودنی از طریق گمانه‌های تحت فشار به داخل حفرات درون خاک یا بین خاک و سازه فرستاده می‌شوند، فرآیند بهسازی، تزریق نامیده می‌شود. حرارت دادن به خاک به منظور تبخیر آب منفذی و تغییر پایدار ساختار کانی‌ها و یخ زدن خاک به منظور انجماد تمام یا بخشی از آب منفذی و اتصال ذرات مجزا به یکدیگر، از جمله‌ی روش‌های فیزیکی می‌باشند.

۴- اصلاح با روش‌های تسلیح[5] و محصورسازی: تسلیح با استفاده از الیاف، نوارها، میلگردها، شبکه‌ها و منسوجات، به توده‌ی خاک خاصیت مقاومت کششی می‌دهد. به منظور تسلیح برجای توده‌ی خاک- بدون آن‌که نیاز به برداشتن تمام یا بخشی از آن باشد- می‌توان از روش‌های میخ‌کوبی[6] و مهارکردن[7] استفاده کرد. همچنین با محصور کردن توده‌ی خاک توسط اجزای بتنی، فولادی یا بافته شده نظیر دیوارهای صندوقه‌ای[8] و گابیون‌ها، می‌توان سازه‌های مستحکمی برای نگهداری خاک مجاور آن‌ها ایجاد کرد. پی‌های شمعی متداول در این گروه قرار نمی‌گیرند، چراکه هدف اصلی آن‌ها انتقال بار به یک لایه‌ی قوی‌تر و یا اعماق بیش‌تر به منظور بهبود تکیه‌گاه سازه‌ای است. هرچند گاهی اوقات این پی‌های عمیق تحت عنوان "عناصر تسلیح فشاری" توصیف می‌شوند.

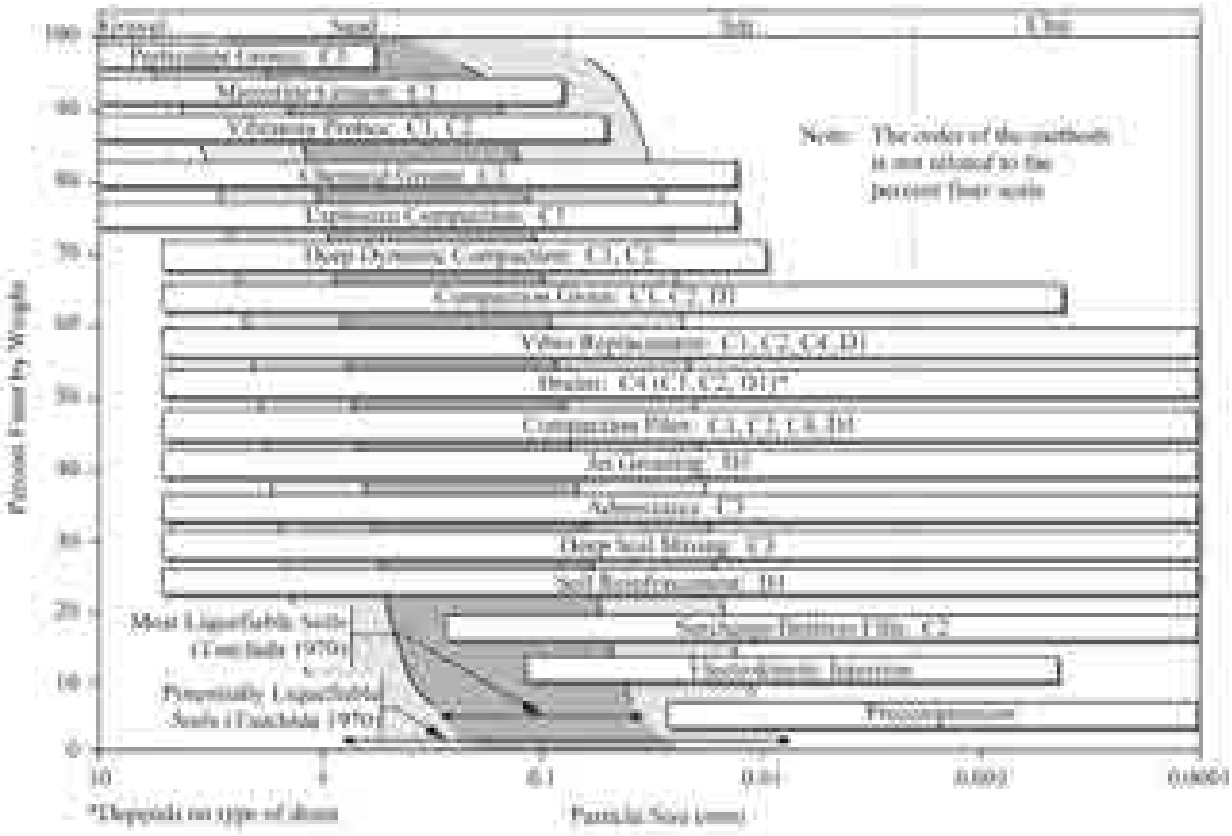
مجموعه‌ای از روش‌های بهسازی خاک به منظور کاهش استعداد روانگرایی خاک‌ها ایجاد شده و توسعه یافته‌اند که تمام آن‌ها بر مبنای یک یا چند سازوکار ذکر شده در جدول (۸-۱) عمل می‌کنند. از میان روش‌های موجود برای اصلاح و بهبود خاک مستعد روانگرایی می‌توان به شیوه‌های مختلف تراکم نظیر تراکم دینامیکی، تراکم ارتعاشی و دوغاب‌ریزی تراکمی، روش‌های زهکشی شامل

3- Preloading
4- Electrokinetic stablization
5- Reinforcement
6- Nailing
7- Anchoring
8- Crib wall

زهکش‌های شنی و پلاستیکی، اختلاط خاک شامل دوغاب‌ریزی تحت فشار و تراوشی و اختلاط عمیق خاک و در نهایت جایگزینی و تسلیح خاک اشاره نمود.

بسیاری از این روش‌ها نظیر زهکشی و تراکم و برخی انواع دوغاب‌ریزی در طی سالیان متمادی مورد استفاده قرار گرفته‌اند. اما در سال‌های اخیر پیشرفت‌های قابل توجهی در زمینه‌ی تراکم عمیق شامل تراکم ارتعاشی، تراکم دینامیکی، شمع‌های تراکمی و تراکم انفجاری، دوغاب‌ریزی تراکمی و تحت فشار و اختلاط عمیق خاک صورت پذیرفته است. این روش‌ها به لحاظ اجرایی و اقتصادی تبدیل به گزینه‌های جایگزین مناسبی برای بسیاری از پروژه‌های اصلاح خاک شده‌اند. اگرچه بیش‌تر این روش‌ها در ابتدا برای کاربردهایی غیر از کاهش مخاطرات لرزه‌ای به وجود آمده‌اند، اما بخش عمده‌ای از پیشرفت‌های اخیر در خصوص روش‌های تراکم عمیق، دوغاب‌ریزی تراوشی و تحت فشار و اختلاط عمیق خاک در نتیجه‌ی نیاز به روش‌های اجرایی و مقرون به صرفه برای کاهش مخاطرات لرزه‌ای و به خصوص روانگرایی خاک به وجود آمده است.

انتخاب مناسب‌ترین روش برای اصلاح خاک در برابر روانگرایی به عوامل مختلفی نظیر نوع خاک مورد اصلاح، تراز اصلاح مورد نیاز با توجه به نیازهای طراحی و عملکرد، مقدار اصلاح خاک قابل دستیابی با هر روش و عمق و محدوده‌ی مورد نیاز برای اصلاح خاک بستگی دارد. شکل (۸-۳) محدوده‌ی کاربرد روش‌های مختلف اصلاح خاک براساس اندازه‌ی دانه‌ها و به صورت اضافه شده به نمودار محدوده‌ی استعداد روانگرایی که در فصل سوم به آن اشاره شد، نشان می‌دهد. همچنین در انتهای هر روش ساز و کاری که بر مبنای آن هریک از شیوه‌های اصلاح خاک منجر به افزایش ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی می‌شوند، مطابق توضیحات ارایه شده در بخش (۸-۱)، نمایش داده شده است.



شکل ۸-۳- محدوده‌ی اندازه‌ی ذرات قابل کاربرد در روش‌های بهسازی خاک در برابر روانگرایی

یک عامل مهم در انتخاب روش مناسب اصلاح خاک، قابلیت اجرای آن در ساختگاه مورد نظر است؛ به ویژه هنگامی که پیش از اقدام به اصلاح خاک، سازه‌ها و تجهیزاتی در ساختگاه ساخته شده باشد. معمولا در ساختگاه‌های وسیع، بدون محدودیت و جدید که هنوز ساخته نشده‌اند، نسبت به ساختگاه‌های کوچک و دارای محدودیت‌هایی نظیر سازه‌ها و تجهیزات موجود، گزینه‌های بیش‌تر و ارزان‌تری برای اصلاح خاک وجود دارد. روش‌های اصلاح خاکی که می‌توانند به عنوان گزینه‌های مناسب و اقتصادی برای کاربرد در ساختگاه‌های ساخته شده و دارای محدودیت مورد استفاده قرار گیرند، در جدول (۸-۲) خلاصه شده‌اند. به طور مشابه روش‌هایی که می‌توانند برای استفاده در ساختگاه‌های وسیع، بدون محدودیت و جدید به کار روند، در جدول (۸-۳) به طور مختصر بیان شده‌اند. برای هر روش اطلاعاتی در خصوص نوع خاک مناسب و قابل کاربرد، عمق موثر بهبود خاک، جانمایی و فواصل کلی، مقدار اصلاح قابل دستیابی، مزیت‌ها، محدودیت‌ها، هزینه‌ی نسبی و تجربیات گذشته ارایه شده است.

با در نظر گرفتن ملاحظات طراحی و عملکرد می‌توان گزینه‌های ارایه شده در جدول‌های (۸-۲) و (۸-۳) را برای رسیدن به گزینه‌ی مناسب اصلاح خاک در یک ساختگاه خاص غربال کرد. در ادامه‌ی این بخش به توضیح جزییات روش‌های مختلف اصلاح خاک در برابر روانگرایی که پیش از این در چهار گروه کلی به عناوین آن‌ها اشاره شد، پرداخته می‌شود.

جدول ۸-۲- خلاصه‌ای از روش‌های بهسازی خاک برای ساختگاه‌های ساخته شده و دارای محدودیت

روش	نوع خاک	عمق مفید	جانمایی و فواصل متداول	بهسازی قابل دستیابی	مزایا	محدودیت‌ها	تجارب قبلی
تزریق نفوذی	- ماسه‌ها و مصالح درشت‌تر	نامحدود	الگوی مثلثی با فواصل ۱ تا ۲/۵ متر	پرکردن حفرات و استحکام	- بدون اضافه فشار منفذی یا روانگرایی - امکان موضعی کردن ناحیه‌ی بهسازی	- هزینه‌ی بالا - وجود ریزدانه مانع استفاده در بسیاری از خاک‌ها می‌شود	گسترده
تزریق تراکمی	- انواع خاک‌های به سرعت تحکیم شونده‌ی تراکم‌پذیر شامل ماسه‌های سست	نامحدود	الگوی مربعی یا مثلثی با فواصل ۱ تا ۴ متر (فاصله متداول ۱/۵ تا ۲ متر)	بیشینه‌ی مقادیر بهسازی: $D_r = 80+\%$ $(N_1)_{60} = 25$ $q_{c1} = 10-15\text{MPa}$ (بسته به نوع خاک)	- ناحیه‌ی بهسازی قابل کنترل - قابل استفاده در خاک‌های دارای ریزدانه	- هزینه‌ی بالا - از دست رفتن استحکام پس از بهسازی	محدود
تزریق تحت فشار	- انواع خاک‌ها (دشواری بیش‌تر در رس‌های با خاصیت خمیری بالا)	نامحدود	وابسته به نوع کاربرد	استحکام خاک بسته به ابعاد، مقاومت و پیکربندی اجزای تزریق شده	- ناحیه‌ی بهسازی قابل کنترل - قابل استفاده در خاک‌های دارای ریزدانه - حفاری مورب	هزینه‌ی بالا	محدود
تراکم انفجاری	- ماسه‌ها - ماسه‌های لای‌دار	نامحدود	الگوی مربعی یا مثلثی با فواصل ۳ تا ۸ متر؛ فاصله‌گذاری عمودی با ابعاد خرج تغییر می‌کند	$D_r = 75\%$ $(N_1)_{60} = 20-25$ $q_{c1} = 10-12\ \text{MPa}$	- ارزان - فن‌آوری ساده - امکان موضعی کردن ناحیه‌ی بهسازی - حفاری مورب	- ارتعاشات - موانع روانی - نشست	محدود

جدول ۸-۳- خلاصه‌ای از روش‌های بهسازی خاک برای ساختگاه‌های وسیع، بدون محدودیت و جدید

روش	نوع خاک	عمق مفید	جانمایی و فواصل متداول	بهسازی قابل دستیابی	مزایا	محدودیت‌ها	تجارب قبلی
تراکم دینامیکی عمیق	– ماسه‌ها و ماسه‌های لای‌دار اشباع – ماسه‌های نیمه اشباع	تا ۱۰ متر	الگوی مربعی با فواصل ۲ تا ۶ متر	$D_r = 80\%$ $(N_1)_{60} = 25$ $q_{c1} = 10-15 MPa$	– هزینه‌ی کم – سادگی	– عمق مفید محدود – نیاز به پاکسازی – ارتعاشات	گسترده
تراکم ارتعاشی	– ماسه‌ها – ماسه‌های لای‌دار – ماسه‌های شنی با ریزدانه‌ی کم‌تر از ۲۰ درصد	۳۰ متر	الگوی مربعی یا مثلثی با فواصل ۱/۵ تا ۳ متر	$D_r = 80+\%$ $(N_1)_{60} = 25$ $q_{c1} = 10-15 MPa$	– کارآیی اثبات شده – یکنواختی در عمق	– تجهیزات ویژه – نامناسب برای قلوه‌سنگ‌ها و تخته سنگ‌ها	خیلی گسترده
ستون شنی	– ماسه‌های لای‌دار یا رس‌دار سست – لای‌های رس‌دار	۳۰ متر	الگوی مربعی یا مثلثی با فواصل مرکز به مرکز ۱/۵ تا ۳ متر	$(N_1)_{60} = 20$ $q_{c1} = 10-12 MPa$	– کارآیی اثبات شده – زهکشی – تسلیح – یکنواختی در عمق – قراردادن مصالح پرکننده در محل مورد نیاز	– تجهیزات ویژه – عدم استفاده در خاک‌های حاوی قلوه‌سنگ و تخته سنگ	خیلی گسترده
شمع تراکمی ماسه‌ای یا شنی	– قابل استفاده در بیش‌تر انواع خاک‌ها	۲۰ متر	الگوی مربعی یا مثلثی با فواصل مرکز به مرکز ۱ تا ۳ متر	بیشینه‌ی مقادیر بهسازی: $(N_1)_{60} = 25-30$ $q_{c1} = 10-15 MPa$ (بسته به نوع خاک)	– کارآیی اثبات شده – زهکشی – تسلیح – یکنواختی در عمق	– تجهیزات ویژه – کند – گران	خیلی گسترده
زهکش شنی	– ماسه‌ها – ماسه‌های لای‌دار	۲۰ متر	انتخاب فواصل به منظور به حداقل رساندن نسبت اضافه فشار منفذی	– کاهش تولید فشار منفذی – برخورد با توده‌های فشار منفذی و جلوگیری از گسترش آن‌ها	– ارزان – عدم نیاز به بهسازی کل ناحیه	– امکان نیاز به فواصل بسیار نزدیک – عدم جلوگیری از نشست	برخی کاربردها برای قطع کردن توده‌های فشار منفذی
تراکم انفجاری	– ماسه‌های اشباع – ماسه‌های لای‌دار	نامحدود	الگوی مربعی یا مثلثی با فواصل ۸ تا ۱۵ متر برای مناطق دور افتاده و بدون محدودیت ؛ فاصله‌گذاری عمودی با ابعاد خرج تغییر می‌کند	$D_r = 75\%$ $(N_1)_{60} = 20-25$ $q_{c1} = 10-12 MPa$	– ارزان – فن‌آوری ساده	– ارتعاشات – موانع روانی	گسترده

جدول ۸-۳- خلاصه‌ای از روش‌های بهسازی خاک برای ساختگاه‌های وسیع، بدون محدودیت و جدید (ادامه)

روش	نوع خاک	عمق مفید	جانمایی و فواصل متداول	بهسازی قابل دستیابی	مزایا	محدودیت‌ها	تجارب قبلی
خاکریز پشت‌بنددار (در زیر یا روی زمین)	تمام انواع خاک‌ها	مورد ندارد	مورد ندارد	– مختص ساختگاه – افزایش پایداری – کاهش پتانسیل روانگرایی با افزایش فشار موثر قائم – جلوگیری از گسترش جانبی	– هزینه‌ی کم‌تر – حفاظت از خاکریزهای موجود و ساختگاه‌های بزرگ بهسازی نشده	– نیاز به فضا برای پشت‌بندهای روی سطح زمین – نشست روانگرایی در نواحی پایدار شده	بهسازی لرزه‌ای سدهای خاکی و حفاظت از ساختگاه-های مستعد روانگرایی
اختلاط عمیق خاک	بیش‌تر انواع خاک‌ها	۲۰ متر	انتخاب الگوی بهسازی بسته به نوع کاربرد	بسته به ابعاد، مقاومت و پیکربندی اجزای مختلط شده	– تسلیح عملی خاک؛ – در بر گرفتن خاک‌های مستعد روانگرایی توسط الگوی شبکه‌ای – مقاومت بالا	– تجهیزات ویژه – اجزای شکننده	عملکرد عالی در زلزله‌ی سال ۱۹۹۵ کوبه

۸-۲-۲- روش‌های تراکمی

۸-۲-۲-۱- تراکم ارتعاشی

۸-۲-۲-۱-۱- تعریف و تاریخچه

الف- تعریف

تراکم ارتعاشی یک روش بهسازی زمین است که در آن از وسایل ارتعاشی عمقی میله‌ای شکل دارای طراحی خاص برای تراکم در جای ماسه‌ها و شن‌های سست استفاده می‌شود (شکل ۸-۴). در ابتدا این فرآیند با کمک فشار آب انجام می‌شد و از این‌رو شناورسازی ارتعاشی[9] نام گرفت. با پیدایش تجهیزات با توان بالاتر و رواداری بیش‌تر شدت جریان، انجام تراکم ارتعاشی به صورت خشک امکان‌پذیر شد. با این وجود، بیش‌تر پروژه‌های تراکم ارتعاشی با استفاده از فشار آب (روش تر) انجام می‌شوند و توضیحات ارایه شده در این بخش به این روش اشاره دارد.

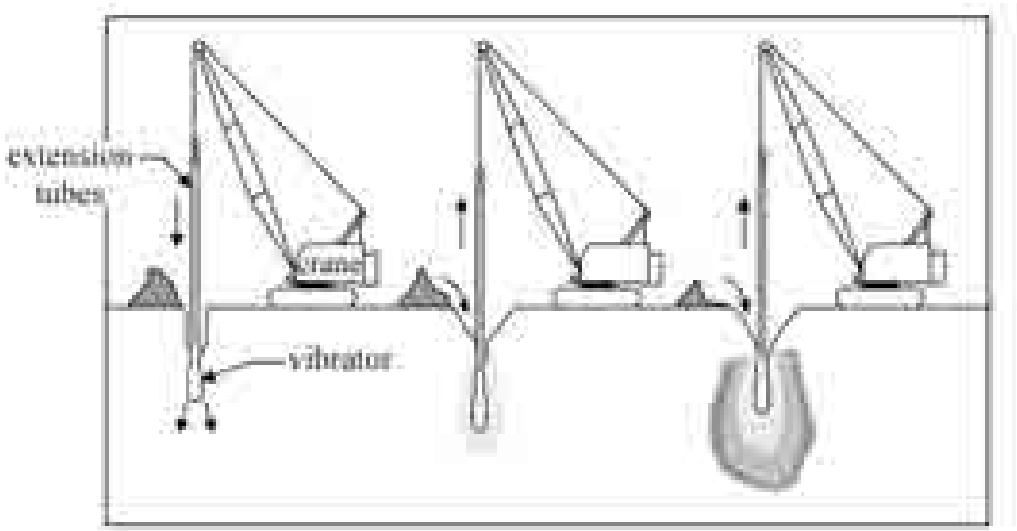
سازوکار تراکم خاک‌های دانه‌ای غیرچسبنده به کمک وسایل ارتعاشی را می‌توان به صورت خلاصه به این شکل توصیف کرد که ارتعاشات مکانیکی به همراه اعمال همزمان فشار آب تنش‌های موثر میان ذرات خاک را خنثی می‌کند. سپس این ذرات تحت اثر جاذبه و به دور از هر گونه قید تنش دیگر در متراکم‌ترین حالت ممکن باز چیده می‌شوند و در نتیجه یک تراکم پایدار به وجود می‌آید. در مجاورت دستگاه ارتعاشی خاک اشباع شده و تحت اثر ارتعاشات به صورت موضعی و موقت روانگرا می‌شود.

نهشته‌های طبیعی و مصنوعی زیادی وجود دارند که برای متراکم کردن آن‌ها می‌توان روش تراکم ارتعاشی را به کار برد که شامل خاکریزهای هیدرولیکی دانه‌ای، رسوبات دشت ساحلی، رسوبات یخچالی، خاک‌های آبرفتی و خاکریزها با نهشته‌های دانه‌ای

9- Vibroflotation

گوناگون می‌باشند. تراکم ارتعاشی این امکان را می‌دهد که از پی‌های منفرد با ظرفیت باربری مجاز 240-480 kPa استفاده شود. همچنین با تراکم ارتعاشی خاک‌های دانه‌ای سست می‌توان پتانسیل روانگرایی را کاهش داد طوری که تا مقادیری بیش از تراکم نسبی آستانه برای شروع روانگرایی متراکم شوند. در مسایل مربوط به دیوارهای حایل، پیش از ساخت دیوار می‌توان تراکم ارتعاشی را به منظور کاهش فشار فعال خاک و افزایش مقاومت غیرفعال انجام داد چرا که تراکم نسبی بهبود می‌یابد. به طور کلی می‌توان تراکم ارتعاشی را برای دستیابی به نتایج زیر مورد استفاده قرارداد:

- ✓ افزایش ظرفیت باربری خاک و امکان ساخت پی‌های سطحی؛
- ✓ کاهش نشست پی؛
- ✓ افزایش مقاومت در برابر روانگرایی؛
- ✓ افزایش مقاومت در برابر حرکات برشی؛
- ✓ کاهش نفوذپذیری؛
- ✓ افزایش تراکم؛
- ✓ افزایش مقاومت در برابر فرسایش و حرکت با جریان آب؛
- ✓ پرشدن حفرات در نواحی بهسازی شده.



شکل۸-۴- روند انجام تراکم ارتعاشی

همانند دیگر روش‌های بهسازی زمین، تراکم ارتعاشی نیز محدودیت‌های خاص خود را دارد. مشخصات خاک بهسازی شده به نوع خاک محل، دانه‌بندی آن، فاصله‌ی بین نقاط تراکم، مشخصات تجهیزات مورد استفاده و مدت زمان تراکم بستگی دارد. تمام این عوامل خروجی پروژه را تحت تاثیر قرار می‌دهند.

ب- مرور کلی تاریخچه‌ی روش

ایده‌ی ابتدایی بهسازی زمین با استفاده از تراکم ارتعاشی نخستین بار در آلمان و در اوایل دهه‌ی ۳۰ میلادی برای تراکم نهشته-های ماسه‌ای طبیعی سست و ناپایدار تا اعماق ۲۰ متر مطرح شد. به منظور توسعه‌ی یک شهر ساحلی در شمال آلمان از این روش

برای تراکم ماسه‌های زیر سطح آب استفاده شد. روش‌های قبلی تراکم نهشته‌های ماسه‌ای بیش‌تر شامل ارتعاش سطحی و غلتک‌زنی بود. به منظور غلبه بر محدودیت‌های این روش‌ها، روش جدیدی ایجاد شد که مطابق آن یک لوله یا میله‌ی فلزی به همراه یک موتور برقی در انتهای تحتانی آن که یک وزنه‌ی دارای خروج از مرکزیت را به حرکت در می‌آورد، به داخل زمین فرو برده می‌شد. هنگامی که لوله به عمق مورد نظر فرو برده شد، ارتعاشات در داخل زمین منتشر می‌شدند. برای کمک به نفوذ وسیله‌ی ارتعاشی، آب تحت فشار از طریق نوک میله به بیرون فوران می‌کرد. این روش اجرای اولیه، تحت عنوان شناورسازی ارتعاشی به ثبت رسید.

در سال ۱۹۴۸ اولین پروژه‌ی تراکم ارتعاشی آمریکا در Cape May (NJ) انجام شد. در اوایل دهه‌ی ۷۰ میلادی، تراکم ارتعاشی در بیش‌تر موارد به عنوان روش برتر تراکم نهشته‌های عمیق ماسه‌ای پذیرفته شد. از آن زمان روش تراکم ارتعاشی پیوسته بهبود یافته و برای حل انواع مختلف وسایل ژئوتکنیکی درگیر با خاک‌های دانه‌ای سست مورد استفاده قرار گرفته است. کاربردهای این روش از نشست بیش از حد پی تا ظرفیت باربری ناکافی را شامل می‌شوند.

در مسیر تاریخی روش‌های بهسازی خاک، سیستم‌های متعددی وجود دارند که به عنوان تراکم ارتعاشی شناخته شده‌اند. این سیستم‌ها شامل شناورسازی ارتعاشی میله‌ی Terra، بال ارتعاشی[10] و تیر ارتعاشی. واژه‌ی شناورسازی ارتعاشی به تراکم با استفاده از یک شناور ارتعاشی[11] اشاره دارد که بیش‌تر با به‌کارگیری ارتعاشات افقی خاک را متراکم می‌کند؛ در حالی که روش‌های دیگر تراکم ارتعاشی نظیر میله‌ی Terra و بال ارتعاشی از یک وسیله‌ی ارتعاشی قرار گرفته در بالای میله (نظیر شمع‌کوب) استفاده می‌کنند که بیش‌تر با عملکرد ارتعاشات قائم سبب تراکم خاک می‌شود. این روش‌ها معمولا نیاز به فاصله‌ی نزدیک‌تر بین نقاط تراکمی داشته و کارآیی کم‌تری دارند.

نمونه‌های متعددی از عملکرد مناسب ساختگاه‌های بهسازی شده با استفاده از روش تراکم ارتعاشی در طی زلزله‌های گذشته گزارش شده است. در زلزله‌ی کوبه، مشاهدات صورت گرفته از ساختگاه‌هایی که در آن‌ها یکی از روش‌های تراکم ارتعاشی مورد استفاده قرار گرفته بود، نشان داد که بهسازی زمین یا به طور کلی از وقوع روانگرایی جلوگیری کرده و یا تغییر شکل‌ها را به مقادیر بسیار کم محدود کرده است، در حالی که در نواحی خارج از ساختگاه‌های بهسازی شده نشانه‌های قابل توجهی از وقوع روانگرایی در قالب نشست و جوشش ماسه وجود داشت.

۸-۲-۲-۱-۲- ملاحظات طراحی

الف- مزیت‌ها و معایب/ محدودیت‌ها

- **مزیت‌ها**

به عنوان جایگزینی برای پی‌های عمیق، روش تراکم ارتعاشی معمولا اقتصادی‌تر بوده و اغلب منجر به صرفه‌جویی قابل توجه در زمان می‌شود. با تراکم لایه‌های بالایی و استفاده از پی‌های سطحی، بارها می‌توانند از تراز پی پخش شوند و در نتیجه مشکلات ناشی از لایه‌های ضعیف پایینی به حداقل برسد. متراکم کردن خاک به روش تراکم ارتعاشی خطر روانگرایی ناشی از بارگذاری لرزه‌ای را به طور قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌دهد. همچنین این روش می‌تواند یک گزینه‌ی مقرون به صرفه نسبت به برداشت و جایگزینی

10- Vibro-Wing
11- Vibroflot

خاک‌های با ظرفیت باربری کم باشد. استفاده از تراکم ارتعاشی بهسازی خاک‌های دانه‌ای تا اعماق بیش از ۳۰ متر را امکان‌پذیر می‌سازد. سیستم تراکم ارتعاشی هم در بالای تراز آب زیرزمینی و هم در پایین آن کارآیی دارد.

- **معایب/ محدودیت‌ها**

عیب اصلی تراکم ارتعاشی این است که این روش تنها در خاک‌های غیرچسبنده‌ی دانه‌ای کارآیی دارد. هنگامی که خاک‌های دانه‌ای حاوی بیش از ۱۵ درصد لای و ۲ درصد رس باشند، چسبندگی حاصل از آرایش مجدد دانه‌های ماسه و در نتیجه از تراکم درست و کامل خاک جلوگیری می‌کند. ممکن است بیشینه‌ی عمق بهسازی ۳۰ متر به عنوان یکی از معایب این روش در نظر گرفته شود. اما باید توجه کرد که پروژه‌های ساختمانی بسیار کمی وجود دارند که نیاز به تراکم خاک تا اعماق بیش‌تر دارند.

مشابه با دیگر روش‌های بهسازی خاک، در این روش نیز یک برنامه‌ی کامل شناسایی خاک زیر سطحی مورد نیاز است. ممکن است انجام تراکم ارتعاشی نسبت به یک پروژه ی حاوی پی عمیق به تحلیل دقیق‌تر لایه‌های خاک نیاز داشته باشد؛ چرا که در روش تراکم ارتعاشی برای دستیابی به نتیجه‌ی نهایی، در تمام عمق بهسازی از خاک طبیعی استفاده می‌شود. در نتیجه لازم است درک جامعی از کل پروفیل خاک ساختگاه به دست آید. به منظور بررسی این نکته که آیا خاک ساختگاه برای انجام تراکم ارتعاشی مناسب است یا خیر، یک برنامه‌ی شناسایی محل شامل انجام آزمون‌های نفوذ استاندارد پیوسته به همراه تعدادی آزمایش دانه‌بندی مورد نیاز خواهد بود.

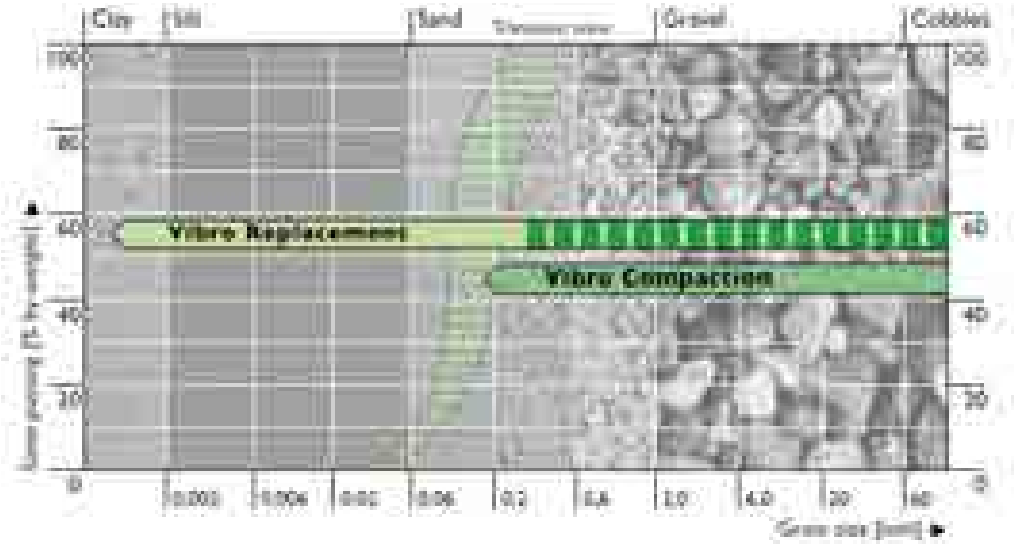
ب- بررسی امکان اجرای روش

- **دانه‌بندی خاک محل**

همان‌گونه که در شکل (۸-۵) نشان داده شده است، مناسب بودن یک خاک برای انجام روش‌های تراکم ارتعاشی بیش‌تر به دانه‌بندی آن بستگی دارد. خاک‌هایی که منحنی دانه‌بندی آن‌ها کاملا در سمت درشت‌دانه‌ی ناحیه‌ی هاشور خورده قرار می‌گیرد، با استفاده از وسایل ارتعاشی عمقی به آسانی متراکم می‌شوند. چنانچه منحنی دانه‌بندی روی ناحیه‌ی هاشور خورده بیفتد، به منظور افزایش برخورد میان وسیله‌ی ارتعاشی و خاک در حال اصلاح، توصیه می‌شود برای پرکردن حفرات ایجاد شده در طی عملیات تراکم به جای ماسه از سنگریزه استفاده شود. خاک‌هایی که بخشی از منحنی دانه‌بندی آن‌ها یا تمام آن در سمت ریزدانه‌ی هاشور خورده قرار بگیرد، با روش تراکم ارتعاشی به راحتی متراکم نمی‌شوند. هرچند می‌توان این خاک‌ها را به کمک روش جایگزینی ارتعاشی[12] و مطابق با مشخصات فنی ارایه شده در مرجع Elias et al. (2001) بهسازی کرد.

در خاک‌های غیرچسبنده‌ای که وزن مخصوص خشک طبیعی آن‌ها کم‌تر از مقدار بیشینه‌ی آن است، تاثیر ارتعاشات، منجر به آرایش مجدد ساختار دانه‌ها خواهد شد. تحت اثر ارتعاشات وارد، نیروهای بین دانه‌ای موجود میان ذرات خاک‌های غیرچسبنده، به طور موقت خنثی می‌شوند. پس از آن ذرات تحت اثر جاذبه و به دور از هر گونه قید و تنش دیگری در یک حالت متراکم‌تر بازآرایی می‌شوند. نسبت تخلخل و تراکم‌پذیری خاک اصلاح شده با روش ارتعاشی کاهش و زاویه‌ی مقاومت برشی آن افزایش خواهد یافت. خاک متراکم شده نسبت به خاک بهسازی نشده قابلیت تحمل فشار تکیه‌گاهی بیش‌تر در نشست‌های یکسان را دارد و برای فشار تکیه‌گاهی یکسان متحمل نشست‌های کم‌تری می‌شود که این نشست‌ها معمولا تنها ارتجاعی هستند. کاهش قابل دست‌یابی در نسبت تخلخل به شکل دانه‌ها، ترکیب خاک و شدت ارتعاش بستگی دارد.

12- Vibro-replacement



شکل ۸-۵- محدوده‌ی انواع خاک‌های مناسب برای بهسازی با استفاده از روش‌های تراکم ارتعاشی و جابجایی ارتعاشی

با راندن وسیله‌ی ارتعاشی به تراز مورد نظر و بیرون کشیدن آن از داخل زمین به یک شیوه‌ی خاص، خاک‌های دانه‌ای تحت اثر نیروهای ناشی از ارتعاشات افقی متراکم می‌شوند. در نتیجه استوانه‌ای از خاک متراکم شکل می‌گیرد که قطر آن توسط عواملی نظیر دانه‌بندی، وزن مخصوص خاک و مشخصات وسیله‌ی ارتعاشی تعیین می‌شود. با چیدن نقاط تراکم در آرایش‌های مناسب می‌توان توده‌های خاک را به شکل همگن متراکم کرد.

افزایش تراکم خاک‌های دانه‌ای منجر به حرکت رو به پایین خاک در اطراف وسیله‌ی ارتعاشی شده و فرورفتگی مخروطی شکلی را در روی سطح زمین ایجاد می‌کند. این فرورفتگی باید به طور پیوسته با مصالح پرکننده‌ی دانه‌ای پر شود. چنانچه مصالح موجود در ساختگاه مورد استفاده قرار گیرد، سطح طبیعی زمین پایین خواهد آمد. در غیر این صورت می‌توان با افزودن مصالح پرکننده‌ی دانه‌ای وارداتی که به طور همزمان با خاک طبیعی متراکم می‌شوند، تراز اولیه‌ی زمین را ثابت نگهداشت.

در روش تراکم ارتعاشی، توده‌ی خاک در طی روند متراکم شدن در معرض مقادیر بالای شتاب قرار می‌گیرد. تکرار این ترازهای کرنش دینامیکی قبلی تحت بارگذاری زلزله غیرمحتمل است. به شرط آنکه در طی یک رخداد لرزه‌ای معیار زلزله‌ی طراحی نقض نشود، می‌توان انتظار داشت که زمین بهسازی شده همان‌گونه که طراحی شده است عمل می‌کند.

تراکم خاک، آن‌گونه که در روش تراکم ارتعاشی از طریق بازآرایی ذرات خاک به دست می‌آید، در خاک‌های ریزدانه‌ی چسبنده امکان‌پذیر نیست. چسبندگی میان ذرات از وقوع بازچینی و تراکم خاک جلوگیری می‌کند. خاک‌های چسبنده‌ی بسیار ریزدانه و لای‌های غیرچسبنده را می‌توان با استفاده از روش جابجایی ارتعاشی پایدارسازی کرد. شکل (۸-۵) محدوده‌ی خاک‌هایی را که می‌توان با استفاده از روش‌های تراکم ارتعاشی و جابجایی ارتعاشی بهسازی کرد، نشان می‌دهد.

- **ملاحظات زیست‌محیطی**

اجرای روش خشک تراکم ارتعاشی تنها در خاک‌های ماسه‌ای تمیز و کاملا اشباع عملی است. از این‌رو بخش عمده‌ای از پروژه‌های تراکم ارتعاشی در قالب روش تر انجام می‌شود. اگرچه روش تراکم ارتعاشی در اصل برای تراکم خاک‌های دانه‌ای به کار می‌رود، اما لازم است جریان خروجی آب تحت فشار شرایط اجرایی مختصری را در خصوص دارا بودن و ته‌نشین کردن هرگونه لای و رس

تامین کند. با توجه به بینش رایج درخصوص مسایل زیست‌محیطی احتمالی، برنامه‌ی شناسایی ژئوتکنیکی علاوه بر طبقه‌بندی نوع خاک و تعیین تراز آب زیرزمینی، باید شامل بررسی و طبقه‌بندی هرگونه مواد آلاینده‌ی احتمالی در خاک و آب زیرزمینی نیز باشد. چنانچه در طی برنامه‌ی شناسایی اولیه، مواد آلاینده‌ای در خاک شناسایی شود، باید تصمیم گرفت که آیا می‌توان با وجود این موارد در ساختگاه عملیات تراکم ارتعاشی را انجام داد یا خیر. در صورتی که پاسخ منفی باشد، باید یک روش تراکم جایگزین، نظیر روش ستون شنی خشک (جابجایی ارتعاشی[۱۳])- که جریان خروجی آب تحت فشار تولید نمی‌کند- مد نظر گرفته شود.

۸-۲-۲-۱-۳- تجهیزات اجرا و مصالح مناسب

الف- تجهیزات

همان‌گونه که در شکل (۸-۶) نشان داده شده است، تجهیزات مورد استفاده برای دست‌یابی به تراکم مورد نیاز شامل وسایل ارتعاشی میله‌ای شکل پر قدرتی است که قطر آن‌ها از ۰٫۳ تا ۰٫۴۵ متر و طولشان از ۳ تا ۵ متر متغیر است. مجموعه‌ای از وزنه‌های برون محور چرخشی[۱۴] مستقر در داخل میله بر روی یک محور عمودی نصب شده‌اند. ارتعاشات القایی در اثر چرخش این وزنه‌ها در نزدیکی قسمت تحتانی مجموعه تولید می‌شوند.

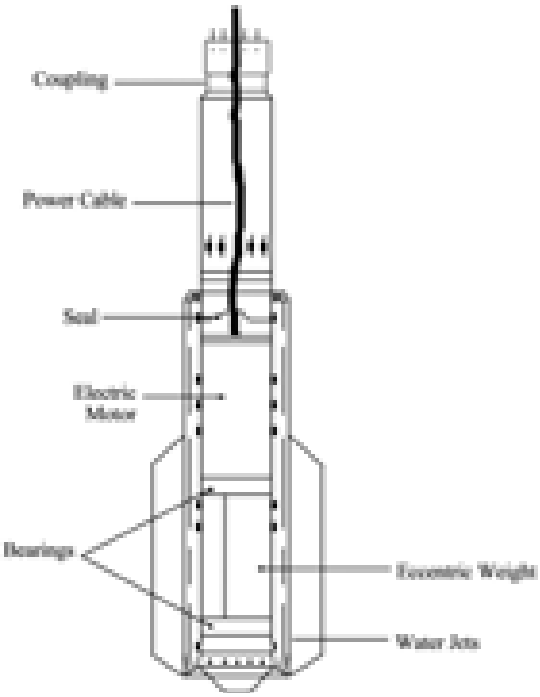
همان‌طور که در شکل (۸-۷) نشان داده شده است، محور دورانی توسط موتوری که در داخل غلاف قرار گرفته است، به حرکت در می‌آید. کل وسیله‌ی ارتعاشی وزنی در حدود ۱۸۰۰ کیلوگرم دارد. برای به حرکت درآوردن این مجموعه معمولا از یک موتور برقی استفاده می‌شود. هر چند در برخی موارد از دستگاه‌های هیدرولیکی نیز استفاده می‌شود. عامل محرک دستگاه‌های اولیه موتورهایی با محدوده‌ی توان ۲۰ تا ۶۰ کیلووات بود. اما پیشرفت‌های نسبتا جدید دستگاه‌هایی با قابلیت تولید توان۱۲۰ کیلووات را ارایه داده است. ارتعاشات ایجاد شده توسط این دستگاه‌ها در نوک میله‌ی آن‌ها تولید شده ودر نتیجه‌ی دوران وزنه‌ها، در صفحه‌ی افقی رو به خارج دستگاه به صورت شعاعی منتشر می‌شود. دستگاه‌های بزرگ‌تری که در حال حاضر برای کاربردهای متداول مورد استفاده قرار می‌گیرند، نیروی گریز از مرکز بیش از 175 kN را درمحدوده‌ی بسامدی 1500-3000 rpm تولید می‌کنند. هرچند در تراکم ارتعاشی، دستگاه‌های ارتعاشی که در بسامدهای پایین کار می‌کنند، نسبت به دستگاه‌های با بسامد عملکردی بالا، معمولا نتایج تراکمی بهتری را تولید می‌کنند؛ چرا که ارتعاشات با بسامد پایین معمولا دامنه‌ی بزرگ‌تری دارند که خود به مفهوم نیروی تراکمی بزرگ‌تر است. به علاوه بسامد طبیعی بیش‌تر خاک‌های تراکم‌پذیر به 1500 rpm نزدیک‌تر است تا 3000 rpm.

جدول (۸-۴) مشخصات فنی سه نسل نخست نمونه‌ای از وسایل ارتعاشی برقی را نشان می‌دهد. این مشخصات بیانگر روند در حال پیشرفت و بهبود مداوم خروجی موتور، مقدار نیروی گریز از مرکز و افزایش دامنه هستند.

به منظور افزایش طول دستگاه ارتعاشی و فراهم آوردن امکان بهسازی خاک در عمق، لوله‌های کمکی[۱۵] با قطری مشابه یا کم‌تر از قطر دستگاه به آن متصل می‌شوند. اتصال لوله‌های کمکی به دستگاه ارتعاشی از طریق یک مفصل جداساز[۱۶] انجام می‌شود؛ در نتیجه از انتقال ارتعاشات به سمت بالای لوله‌های کمکی جلوگیری شده و مشکل اتلاف انرژی در عمق برطرف می‌شود.

13- Vibro-displacement
14- Rotating eccentric weights
15- Extension tube
16- Isolation coupling

شکل۸-۶- وسیله‌ی ارتعاشی میله‌ای شکل مورد استفاده در تراکم ارتعاشی



شکل ۸-۷- مقطع عرضی یک نوع وسیله‌ی ارتعاشی

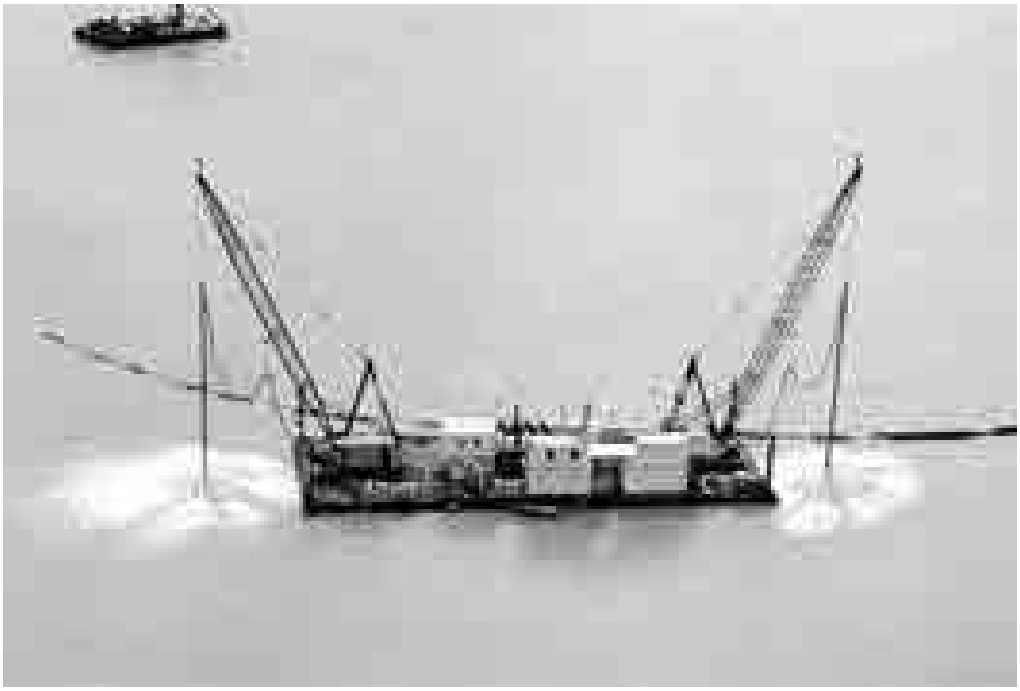
جدول ۸-۴- مشخصات فنی تعدادی از وسایل ارتعاشی

نوع وسیله‌ی ارتعاش	نیروی محرکه (kW)	دور موتور (rpm)	نیروی دینامیکی (kN)	دامنه‌ی تغییرمکان (mm)
Torpedo Vibrator (1st G)	۳۵ تا ۶۰	۳۰۰۰	۱۶۰	۴
Mono-Vibrator (2nd G)	۵۰	۳۰۰۰	۱۵۰	۷
A-Vibrator (2nd G)	۵۰ تا ۸۰	۲۰۰۰ تا ۳۰۰۰	۱۶۰	۱۴
S-Vibrator (3rd G)	۱۲۰	۱۸۰۰	۲۰۶	۱۷

برای نگه داشتن مجموعه‌ی دستگاه ارتعاشی در حین عملیات تراکم، بسته به شرایط ساختگاه از یک جرثقیل معمولی (شکل۸-۸)، جرثقیل زنجیری هیدرولیکی و یا یک جرثقیل نصب شده بر روی بارج (شکل۸-۹) استفاده می‌شود.

عملیات تراکم ارتعاشی مستلزم استفاده از فشار آب یا هوا به منظور تسهیل نفوذ وسیله‌ی ارتعاشی و متراکم کردن خاک است. در نتیجه لوله‌های تغذیه‌ی آب یا هوا به همراه پمپ‌های آب یا هوا از دیگر تجهیزات مورد نیاز در این روش هستند.

شکل۸-۸- وسیله‌ی ارتعاشی آویزان از یک جرثقیل معمولی



شکل۸-۹- وسیله‌ی ارتعاشی آویزان از یک جرثقیل نصب شده بر روی بارج

ب- مصالح

به منظور دست‌یابی به تراکم مناسب لازم است مصالح خاکریزی کافی برای پرکردن حفره‌ی ایجاد شده در طی عملیات تراکم تامین شود تا به این وسیله ارتعاشات از وسیله‌ی ارتعاشی به خاک اطراف آن منتقل شود. ماسه‌ی ریز، ماسه‌ی درشت، شن گرد گوشه، سنگ شکسته، مصالح دانه‌ای بازیافتی و سرباره همگی به عنوان مصالح پرکننده مورد استفاده قرار می‌گیرند. سرباره این مزیت را دارد که در برخی نقاط ارزان است و به سرعت دیگر مصالح دارای دانه‌بندی مشابه ته‌نشین نمی‌شود. مصالح درشت‌دانه‌ی حاوی مقدار اندکی ریزدانه یا بدون ریزدانه بهترین نوع مواد پرکننده را شکل می‌دهند. با این وجود، اگر اندازه‌ی ذرات خیلی بزرگ شود، سنگ دانه در فضای حلقوی میان لوله‌ی کمکی و حفره گیر کرده و مانع رسیدن مصالح پرکننده به نوک وسیله‌ی ارتعاشی می‌شود. به نظر می‌رسد که مناسب بودن مصالح پرکننده برای استفاده در تراکم ارتعاشی تابعی از قابلیت تجمع مصالح در اطراف نوک وسیله‌ی ارتعاشی در یک بازه‌ی زمانی معین باشد. مهم‌ترین عامل کنترل‌کننده‌ی نرخ ته‌نشینی مصالح پرکننده در داخل آب شوینده و تجمع آن‌ها در اطراف نوک ارتعاشی دانه‌بندی این مصالح است. به منظور قضاوت در خصوص مناسب بودن مصالح پرکننده برای استفاده در تراکم ارتعاشی، یک سیستم درجه‌بندی بر اساس نرخ ته‌نشینی مصالح در داخل آب و تجربیات پروژه‌های قبلی ایجاد شده است. این سیستم طبقه‌بندی وابسته به یک عدد تناسب[17] بوده و تابعی از اندازه‌ی قطر ذرات مصالح پرکننده است. رابطه‌ی مورد استفاده در این محاسبات به صورت زیر است:

$$\text{Suitability No.} = 1.7\sqrt{\frac{3}{(D_{50})^2}+\frac{1}{(D_{20})^2}+\frac{1}{(D_{10})^2}} \qquad (۱-۸)$$

که در آن:

D_{50}, D_{20}, D_{10}: اندازه‌ی قطر ذرات متناظر با ۵۰، ۲۰ و ۱۰ درصد عبوری (mm).

جدول (۸-۵) گروه‌های کیفی مصالح پرکننده را با به‌کارگیری این سیستم طبقه‌بندی به صورت دقیق‌تر نشان می‌دهد. کیفیت مصالح پرکننده روی نرخ مجاز بیرون کشیدن وسیله‌ی ارتعاشی اثر می‌گذارد. در داخل محدوده‌ی قابل قبول، هر چقدر عدد تناسب کم‌تر باشد مصالح پرکننده سریع‌تر ته‌نشین شده و می‌توان وسیله‌ی ارتعاشی را با سرعت بیش‌تری بیرون کشید و با این حال به تراکم مورد نظر نیز دست یافت. مصالح پرکننده معمولا از ماسه یا مخلوط ماسه و شنی که حاوی کم‌تر از ۱۰ درصد عبوری از الک شماره‌ی ۲۰۰ بوده و فاقد رس باشد تشکیل می‌شوند.

جدول۸-۵- معیار ارزیابی مصالح پرکننده

عدد تناسب	۰-۱۰	۱۰-۲۰	۲۰-۳۰	۳۰-۴۰	> ۵۰
رتبه	عالی	خوب	متوسط	ضعیف	نامناسب

۸-۲-۲-۱-۴- مفاهیم طراحی

طراحی یک برنامه‌ی تراکم ارتعاشی با تعریف مساله و مشخص کردن نیازمندی‌های عملکردی خاک بهسازی شده شروع می‌شود. بسته به نوع پروژه‌ای که باید طراحی شود، موضوع اصلی طراحی می‌تواند نشست کل یا تفاضلی، ظرفیت باربری و یا الزامی برای مقاومت لرزه‌ای باشد.

17- Suitability number

الف- تعریف مساله

راه حل تمام مسایل طراحی را می‌توان با استفاده از گام‌های زیر تعیین کرد:

۱- تشخیص مساله؛

۲- تعیین راه حل‌های فنی ممکن؛

۳- تعیین اقتصادی‌ترین راه حل؛

۴- تهیه‌ی طرح‌ها و مشخصات فنی مناسب.

چنانچه خاک دانه‌ای سست به عنوان مساله‌ی طراحی تشخیص داده شود، آنگاه متراکم‌کردن آن با روش تراکم ارتعاشی یکی از راه حل‌های فنی ممکن خواهد بود. در گام بعد با در نظر گرفتن عوامل موثر بر قیمت پروژه‌های تراکم ارتعاشی، هزینه‌ی اجرای این روش برای مساله‌ی مورد نظر به دست آمده و با هزینه‌ی دیگر روش‌های بهسازی ممکن مقایسه می‌شود. ارزیابی اقتصادی روش-های اصلی بهسازی خاک در مرجع Elias et al. (2001) ارایه شده است.

چنانچه پس از بررسی کلیه‌ی راه حل‌های ممکن، روش تراکم ارتعاشی به عنوان روش بهسازی برتر انتخاب شد، برای ادامه‌ی کار پارامترهای زیر باید تعیین شوند:

- ✓ دانه‌بندی خاک محل شامل مقدار لای و رس؛
- ✓ تراکم نسبی اولیه‌ی خاک محل (پیش از بهسازی)؛
- ✓ بهبود مورد نیاز تراکم خاک برای رفع نیازمندی‌های پروژه و پس از تعیین، بررسی این نکته که آیا این اصلاح امکان‌پذیر است یا خیر؟

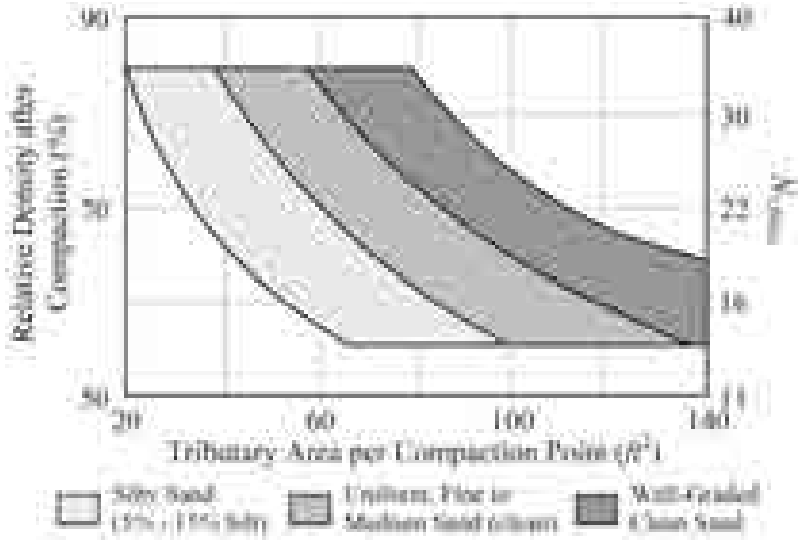
ب- مفاهیم طراحی

خواص مهندسی اصلی یک خاک دانه‌ای شامل تراکم‌پذیری، مقاومت برشی، نفوذپذیری و مقاومت در برابر بارگذاری دینامیکی تا حد زیادی به وضعیت تراکم آن خاک بستگی دارند که معمولا در قالب تراکم نسبی بیان می‌شود. تراکم نسبی بالا با ظرفیت باربری بالای همراه با نشست کم متناظر است. در حالت بارگذاری لرزه‌ای، مقاومت روانگرایی خاک‌های دانه‌ای تابعی از تراکم نسبی است. در مسایل مربوط به دیوارهای حایل با افزایش تراکم نسبی فشار محرک کاهش و مقاومت غیر محرک افزایش می‌یابد.

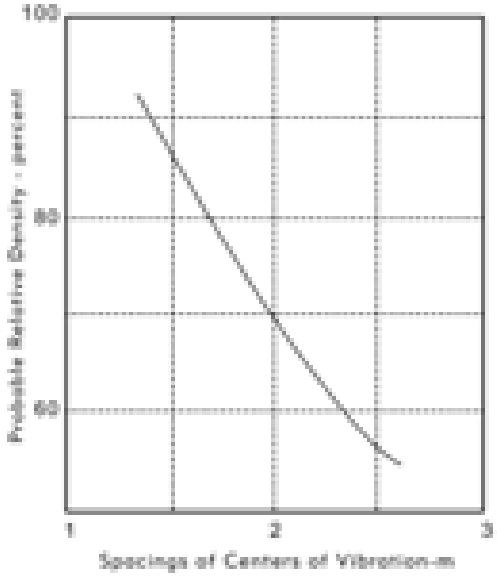
با اجرای عملیات تراکم ارتعاشی زاویه‌ی اصطکاک داخلی به طور متوسط بین ۵ تا ۱۰ درجه افزایش می‌یابد که منجر به مقاومت برشی بسیار بیش‌تری می‌شود. ضریب تراکم‌پذیری افزایش یافته و در نتیجه نشست تا حد زیادی کاهش می‌یابد.

برای یک تراکم نسبی مشخص، سطح تاثیر هریک از نقاط تراکمی علاوه بر دانه‌بندی خاک به روش تراکم مورد استفاده و مشخصات خاص وسیله‌ی ارتعاشی نیز بستگی دارد. شکل (۸-۱۰) رابطه‌ی میان تراکم نسبی، نوع خاک و سطح بهسازی را نشان می‌دهد. علت قرار دادن مرز بالایی برای تراکم نسبی این است که حتی در حالت بارگذاری شدید بسیار بعید و غیر محتمل است که نیاز باشد به تراکم نسبی بیش‌تر از ۸۵ درصد دست پیدا کنیم. همچنین تراکم نسبی ۵۵ درصد به عنوان مرز پایینی رابطه در نظر گرفته شده است. درحالی‌که معمولا از آزمون‌های محلی برای نهایی کردن طرح استفاده می‌شود، شکل (۸-۱۰) را می‌توان برای تعیین فواصل اولیه‌ی نقاط تراکمی به‌کار برد.

شکل (۸-۱۱) نموداری را نشان می‌دهد که در تخمین تراز بهسازی محتمل قابل دستیابی به وسیله‌ی تراکم ارتعاشی مفید است. این نمودار براساس مرز پایینی دانه‌بندی خاک نشان داده شده در شکل (۸-۱۰) یعنی ماسه‌ی لای‌دار به دست آمده است. با استفاده از شکل (۸-۱۰) می‌توان نمودارهای مشابهی را برای خاک‌های دانه‌ای درشت‌تر ارایه داد.



شکل ۸-۱۰- تغییرات تقریبی تراکم نسبی پس از بهسازی نسبت به سطح تاثیر نقطه‌ی تراکمی و نوع خاک



شکل ۸-۱۱-تغییرات تراکم نسبی در مقابل فاصله‌ی نقاط تراکمی (برای ماسه‌های لای‌دار)

مهندس طراح پروژه مسوول تعیین نیازمندی‌های پروژه با در نظر گرفتن ضریب اطمینان مناسب و ارایه‌ی بهترین روش برای انجام آزمون‌های کنترل کیفیت است. در بیش‌تر پروژه‌های تراکم ارتعاشی، معیارهای عملکردی زیر باید در نظر گرفته شود:

- ✓ تراکم نسبی ۶۰ درصد برای دال‌های کف و مخازن با کف مسطح؛
- ✓ تراکم نسبی ۷۰ درصد برای پی ستون‌ها؛
- ✓ تراکم نسبی ۸۰ درصد برای پی ماشین‌آلات و پی‌های گسترده.

پ- فاصله و آرایش نقاط متراکم

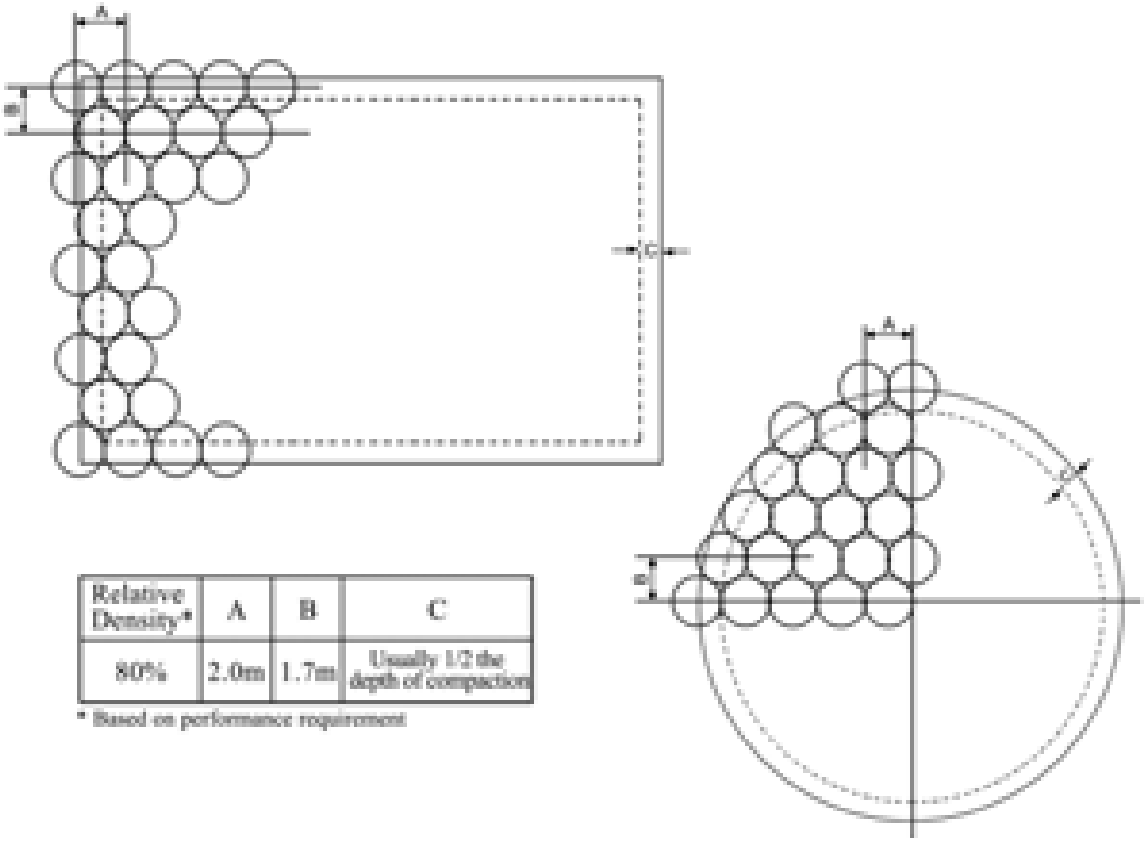
به طور معمول یک برنامه‌ی تراکم ارتعاشی با فواصل و الگوهای مختلف نقاط تراکم طراحی می‌شود. فاصله‌ی میان نقاط تراکم، یک عامل بحرانی و تعیین‌کننده است چرا که به طور کلی با افزایش فاصله از نقطه‌ی تراکمی، تغییرات ایجاد شده در تراکم خاک کاهش می‌یابد. شعاع تاثیر یک نقطه‌ی تراکمی منفرد در ماسه‌های تمیز از حدود ۰/۹ متر برای دستگاهی با توان ۲۲ کیلو وات تا حدود ۱/۳۵ متر برای دستگاهی با توان ۷۵ کیلو وات تغییر می‌کند.

آرایش سطحی نقاط تراکمی نیز روند متراکم‌شدن خاک را تحت تاثیر قرار می‌دهد. معمولا برای متراکم کردن نواحی بزرگ از الگویی به شکل مثلث متساوی‌الاضلاع استفاده می‌شود؛ چرا که بیش‌ترین کارآیی را دارد. استفاده از الگوی مربعی به جای الگوی مثلثی برای دستیابی به تراکمی مشابه در نواحی بزرگ، تعداد نقاط تراکمی را بین ۵ تا ۸ درصد افزایش می‌دهد.

با معلوم‌بودن دانه‌بندی خاک محل و تراکم نسبی مورد نیاز طراحی می‌توان فاصله‌ی بین نقاط تراکم را تعیین کرد. شکل (۸-۱۲) نمونه‌ای از آرایش سطحی و فاصله‌ی نقاط تراکمی را برای دستیابی به تراکم نسبی ۸۰ درصد نشان می‌دهد.

جدول (۸-۵) تعداد نقاط تراکم ارتعاشی مورد نیاز برای دستیابی به تراکم نسبی ۸۰ درصد را متناظر با مقادیر معلوم بار ستون و ابعاد پی منفرد نشان می‌دهد. با فرض تراکم نسبی ۸۰ درصد به عنوان نیاز طراحی، فاصله‌بندی نقاط تراکم ارتعاشی می‌تواند به طور نمونه به صورت نشان داده شده در شکل (۸-۱۳) باشد. هنگامی که نیاز طراحی دستیابی به مقادیر کم‌تر تراکم نسبی را ایجاب کند، فاصله‌ی بین نقاط تراکم ارتعاشی بیش‌تر خواهد شد.

فاصله‌بندی نقاط تراکم ارتعاشی برای پی‌های دیواری می‌تواند به طور نمونه به صورت نشان داده شده در شکل (۸-۱۴) باشد.



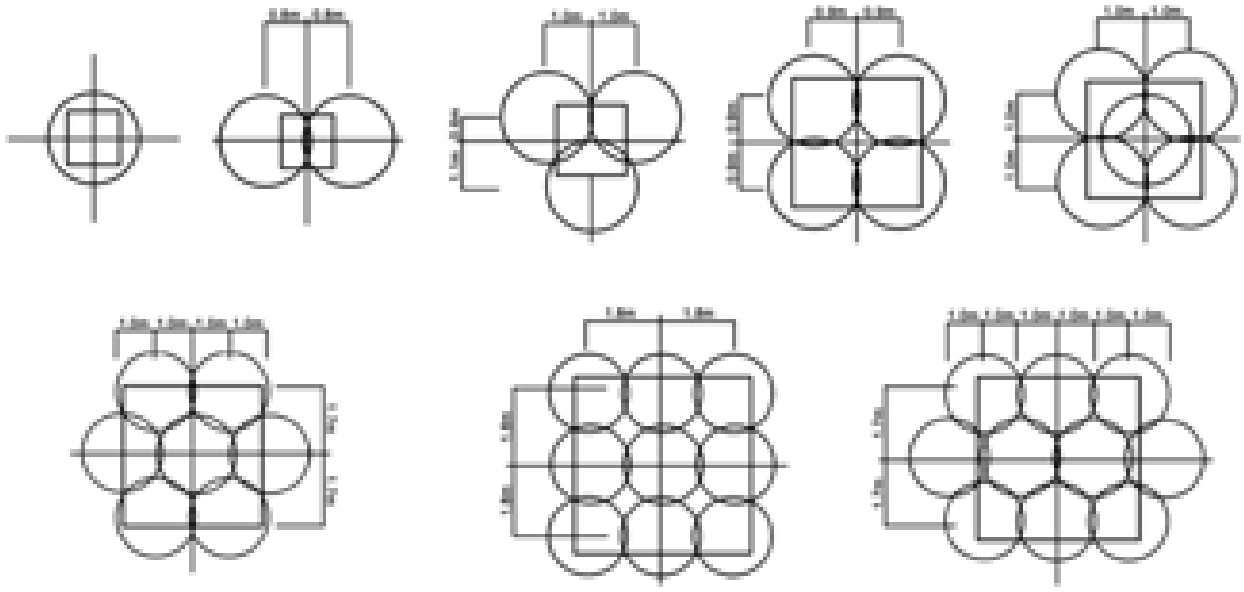
Relative Density*	A	B	C
80%	2.0m	1.7m	Usually 1/2 the depth of compaction

* Based on performance requirement

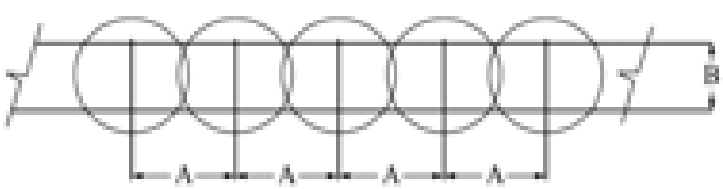
شکل ۸-۱۲- نمونه‌ای از فاصله‌بندی نقاط تراکمی برای آرایش‌های سطحی

جدول ۸-۵- تعداد نقاط تراکم متناظر با تراکم ۸۰ درصد برای پی منفرد ستون‌ها

ابعاد پی مربعی (m)	بار ستون (kN)	تعداد نقاط تراکم
۱/۰	۳۱۶	۱
۱/۲	۵۵۶	۲
۱/۵	۸۶۳	۲
۱/۸	۱۲۳۷	۳
۲/۱	۱۶۷۳	۴
۲/۶	۲۴۴۷	۵
۲/۹	۳۰۴۳	۵
۳/۴	۴۰۴۳	۷
۳/۸	۵۱۷۸	۹
۴/۱	۶۰۱۰	۹
۴/۶	۷۳۵۷	۱۰



شکل ۸-۱۳- نمونه‌ای از جانمایی نقاط تراکم برای پی منفرد ستون‌ها



Relative Density**	A	Max. B*
80%	2.0m	0.7m

* Wider ftgs. require 2 or more rows
** Based on performance requirement

شکل ۸-۱۴- نمونه‌ای از جانمایی نقاط تراکم برای پی‌های دیواری

ت- نیازمندی‌های عملکردی

تمام نیازمندی‌های عملکردی نظیر نشست کل یا تفاضلی، ظرفیت باربری و مقاومت در برابر روانگرایی را می‌توان به مقدار مورد نظر تراکم نسبی درجا مرتبط کرد. معمولا پس از آنکه عملیات تراکم به پایان رسید، به منظور کنترل تطابق قراردادی و بررسی عملکرد مناسب خاک متراکم شده تحت اثر بارها و رویدادهای مورد انتظار، کارآیی و راندمان تراکم مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. به این منظور روش‌های آزمایشی متعددی نظیر آزمون نفوذ استاندارد، آزمون نفوذ مخروط و سرعت موج برشی مورد استفاده قرار گرفته‌اند. کاربرد این روش‌ها در تعیین پتانسیل روانگرایی به همراه مزایا و معایب آن‌ها در فصل پنجم شرح داده شده است.

پس از اجرای عملیات تراکم ارتعاشی میزان بهبود مقاومت روانگرایی را می‌توان با استفاده از مقادیر عدد نفوذ استاندارد، مقاومت نوک مخروط و یا اندازه‌گیری‌های درجای سرعت موج برشی متناظر با کرنش‌های کوچک که همگی با تنش برشی تناوبی همبسته شده‌اند، ارزیابی کرد. به طور معمول خاک‌های دانه‌ای تمیز با سرعت موج برشی بیش‌تر از 200 m/s صرف نظر از میزان تنش برشی تناوبی روانگرا نخواهند شد.

۸-۲-۲-۲- تراکم دینامیکی

۸-۲-۲-۲-۱- تعریف و تاریخچه

الف- تعریف

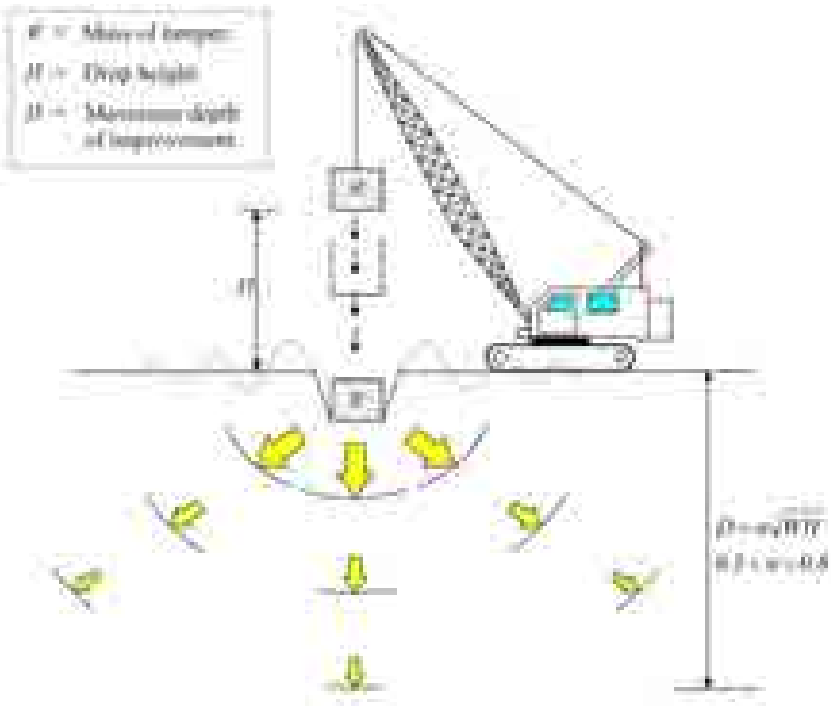
تراکم دینامیکی یکی از روش‌های بهسازی زمین است که از اعمال مقادیر بالای انرژی بر روی سطح زمین ناشی می‌شود. این انرژی با بالابردن و رها کردن مکرر کوبه‌ای که وزن آن از ۵ تا ۲۷ تن و ارتفاع متوسط آن بین ۹ تا ۳۰ متر متغیر است، اعمال می‌شود. کوبه به کمک یک جرثقیل معمولی و با استفاده از یک کابل تکی و یک چرخ بالابر[18] دارای قرقره‌ی آزاد که اجازه می‌دهد کابل با کم‌ترین میزان اصطکاک از روی قرقره باز شود، بالا برده و رها می‌شود. انرژی ضربه‌ای کوبه‌ها بر روی سطح زمین منجر به تراکم نهشته‌ی خاکی تا اعماقی متناسب با مقدار انرژی اعمالی می‌شود. عمق بهسازی معمولا از حدود ۳ تا ۱۱ متر که به ترتیب عمق‌های متناظر با انرژی سبک و سنگین هستند، تغییر می‌کند. به دنبال اعمال تراز بالای انرژی، سطح نهشته‌ی خاک تا عمقی برابر با عمق گودال‌های ایجاد شده در شرایط سست قرار می‌گیرد. این لایه‌ی سطحی گاهی اوقات در یک شبکه نقاط نزدیک به هم و با اعمال انرژی سطح پایین تحت عنوان دور اتوکشی[19] متراکم می‌شود.

شکل (۸-۱۵) طرح شماتیکی است که روند انجام تراکم دینامیکی را نشان می‌دهد. پیکان‌ها بیان‌گر مقدار انرژی منتقل شده به داخل توده‌ی خاک در پی برخورد کوبه بر روی سطح زمین هستند. خط سینوسی در حال افت بر روی سطح زمین ارتعاشات منتقل شده به خاک اطراف را نشان می‌دهد. عمق بهسازی پیش‌بینی شده به صورت تابعی از نوع خاک و میزان انرژی اعمالی به یک نقطه نشان داده شده است.

چنانچه برای ایجاد یک لایه‌ی باربر مناسب در زیر خاکریز یا سازه نیاز به بهسازی زمین باشد، تراکم دینامیکی می‌تواند به عنوان یک راه حل عملی و امکان‌پذیر مطرح شود؛ چرا که:

18- Winch
19- Ironing Pass

- به طور کلی روش تراکم دینامیکی اقتصادی‌ترین شکل بهسازی ساختگاه است. در این روش برای بالابردن و رها کردن کوبه‌ها از جرثقیل‌های معمولی استفاده می‌شود که این امکان را به پیمانکاران کوچک محلی می‌دهد تا برای انجام پروژه با پیمانکاران بزرگ و تخصصی رقابت کنند.
- روش تراکم دینامیکی را می‌توان روی محدوده‌ی وسیعی از نهشته‌های خاکی شامل خاک‌های سیلتی تا نهشته‌های دانه‌ای قلوه‌سنگی مورد استفاده قرار داد. این روش می‌تواند علاوه بر نهشته‌های خاکی طبیعی، خاکریزهای مصنوعی ساخت بشر را نیز اصلاح کند.



شکل ۸-۱۵- توصیف شماتیک روش تراکم دینامیکی

ب- مرور کلی تاریخچه‌ی روش تراکم دینامیکی

در طی قرن‌ها، رها کردن کوبه‌ها از ارتفاعات مختلف به عنوان روشی برای متراکم کردن نهشته‌های خاکی مورد استفاده قرار گرفته است. مطابق اطلاعات موجود، رومی‌ها از این روش برای متراکم کردن خاک‌های سست استفاده می‌کردند. اولین گزارش درباره‌ی این روش در سال ۱۸۱۲ میلادی توسط Rondelet در کتابی با عنوان Kunst Zu Baun منتشر شد. در سال ۱۹۳۳ ساختگاهی متشکل از خاک‌های غیرچسبنده در آلمان با رهاکردن کوبه‌ی ۱/۸ تنی از ارتفاع ۱/۵ متری به کمک یک بیل مکانیکی تحت عملیات تراکم قرار گرفت. گروه مهندسان ارتش آمریکا[۲۰] نخستین بار در سال ۱۹۳۶ تراکم با استفاده از کوبه‌های سنگین را در ساخت سد Franklin Falls آزمایش کرد. در سال ۱۹۵۵ روش تراکم دینامیکی برای متراکم کردن خاک سست تکیه‌گاه یک مخزن نفت خام به قطر ۷۶ متر در آفریقای جنوبی مورد استفاده قرار گرفت. در روسیه، استفاده از وزنه‌های سنگین در تراکم خاک‌های سیلتی و ماسه‌ای سست از حدود سال ۱۹۶۰ آغاز شد.

20- US Army Corps of Engineers

استفاده از روش تراکم دینامیکی به صورت منظم و پیوسته در اروپا از سال ۱۹۶۹ و در ایالات متحده از سال ۱۹۷۱ شروع شد. در اروپا برای متراکم کردن نهشته‌های خاکریزی شده، وزنه‌های ۸ تا ۱۰ تنی از ارتفاع ۸ تا ۱۲ متر رها می‌شدند. این روند تراکم که کوبش سنگین نامیده می‌شد، بیش‌تر در نهشته‌های خاکریزی شده یا کیفیت خوب نظیر ضایعات سنگی[۲۱]، لاشه سنگ[۲۲] و ماسه مورد استفاده قرار گرفت. پس از چند سال، این روش به گونه‌ای توسعه یافت که محدوده‌ی کاربرد آن نهشته‌های خاکی ریزدانه را نیز شامل شود و نام آن به تحکیم دینامیکی[۲۳] تغییر پیدا کرد.

در ایالات متحده، عملیات تراکم در ابتدا با استفاده از کوبه‌هایی به وزن ۱/۸ تا ۵/۴ تن با ارتفاع متوسط ۶/۱ تا ۱۰/۷ متر برای متراکم کردن خاکریزهای توده‌سنگی و نهشته‌های دانه‌ای سست به عنوان تکیه‌گاه سازه‌های سبک انجام شد. بعدها کوبه‌هایی با وزن تا حدود ۱۵ تن برای متراکم کردن محل‌های دفن زباله‌ی پیشین مورد استفاده قرار گرفت. این روش در ابتدا کوبش[۲۴] نامیده شد، اما در نهایت به تراکم دینامیکی معروف شد.

تا پیش از سال ۱۹۷۵ روش‌های تراکم اروپایی و آمریکایی به طور مستقل گسترش یافته و تا حدی تجربی بودند. در سال ۱۹۷۵، مقاله‌ای تخصصی منتشر شد که با جنبه‌های نظری و عملی تراکم دینامیکی سر و کار داشت. در این مقاله فرمولی برای پیش‌بینی عمق بهسازی به صورت تابعی از انرژی اعمال شده ارایه شد. این مقاله اطلاعات کافی برای قرار دادن روش تراکم دینامیکی بر یک مبنای فنی صحیح و معتبر ارایه داد. مقالات بعدی منتشر شده در اروپا و ایالات متحده از این مقاله به عنوان نقطه‌ی شروعی برای توسعه و مبادله‌ی پایگاه داده‌های تراکم دینامیکی استفاده کردند. در ایالات متحده، روش‌های عملی تراکم دینامیکی توسط Lukas در گزارش FHWA/RD-86/133 تحت عنوان "تراکم دینامیکی در ساخت بزرگراه‌ها" خلاصه شده است که راهنمایی‌های روشنی را برای اجرای این روش ارایه می‌دهد.

پ- واژه‌نامه

این واژه‌نامه مجموعه اصطلاحات مختص تراکم دینامیکی را شرح می‌دهد.

- انرژی اعمالی: میانگین انرژی اعمال شده بر روی سطح زمین که به صورت مجموع کل انرژی وارد شده در اثر تراکم دینامیکی تقسیم بر مساحت سطحی خاک متراکم شده محاسبه می‌شود. واحد متداول مورد استفاده برای این کمیت (kJ/m^2) است.
- گودال[۲۵]: فرورفتگی در سطح زمین در محل سقوط کوبه که از اعمال انرژی ناشی می‌شود.
- عمق بهسازی: بیش‌ترین عمقی که در آن بهسازی قابل ملاحظه و محسوس به دست می‌آید.
- انرژی سقوط: انرژی در هر ضربه که به صورت حاصل‌ضرب جرم کوبه در ارتفاع سقوط محاسبه می‌شود.
- انرژی سطح بالا: ترازی از انرژی که برای ایجاد تراکم تا عمق بهسازی اعمال می‌شود.
- نشست القایی: میانگین نشست زمین در اثر تراکم که با خواندن تراز زمین قبل و بعد از تراکم دینامیکی تعیین می‌شود.

21- Rock Waste
22- Rubble
23- Dynamic Consolidation
24- Pounding
25- Crater

- انرژی سطح پایین: ترازی از انرژی که پس از اعمال انرژی سطح بالا برای تراکم نهشته‌های سطحی تا عمق نفوذ گودال اعمال می‌شود. در بسیاری از موارد اعمال انرژی سطح پایین "دور اتوکشی" نامیده می‌شود.
- دور[۲۶]: اعمال بخشی از انرژی طرح‌ریزی شده برای یک نقطه‌ی کوبش منفرد. برای انتقال انرژی در نظر گرفته شده در هر یک از نقاط کوبش به چندین ضربه (سقوط کوبه از ارتفاع مشخص) نیاز است. چنانچه به دلیل ایجاد گودال‌های عمیق یا اضافه فشار آب منفذی نتوان تمام این ضربه‌ها را در یک زمان اعمال کرد، پس از محو اضافه فشار آب منفذی یا پرکردن حفرات با مصالح دانه‌ای، اجرای دور یا دورهای دیگر مورد نیاز خواهد بود. معمولا یک مدت انتظار دست کم چند روزه بین اجرای دورهای مختلف وجود دارد.
- مرحله[۲۷]: نشان‌دهنده‌ی الگویی است که انرژی طراحی شده مطابق آن اعمال خواهد شد. به عنوان مثال می‌توان تمام نقاط کوبش بیرونی یک الگوی شبکه را برای متراکم شدن در مرحله‌ی یک انتخاب کرد. پس از تکمیل مرحله‌ی یک، می‌توان نقاط کوبش میانی را تحت عنوان مرحله‌ی دو متراکم کرد. در برخی از پروژه‌ها تنها از یک مرحله استفاده می‌شود در حالی که برخی دیگر از پروژه‌ها تا پنج مرحله‌ی تراکم را نیز شامل می‌شوند.

۸-۲-۲-۲-۲- ملاحظات طراحی

الف- مزیت‌ها و معایب/محدودیت‌ها

- **مزیت‌ها**

مزیت‌های استفاده از روش تراکم دینامیکی شامل موارد زیر است:

- برخورد کوبه بر روی خاک هم شبیه به یک روش کاوش و هم به عنوان یک ابزار اصلاحی به کار می‌رود. چنانچه در مناطقی از ساختگاه شرایط خاک ضعیف یا حفرات بزرگ به صورت موضعی وجود داشته باشد، نسبت به نواحی اطراف کوبه بیش‌تر به داخل زمین فرو خواهد رفت و در نتیجه چاله‌هایی با عمق بیش‌تر ایجاد خواهد شد. این موضوع بازخوردی آنی از رفتار خاک را در اختیار مهندس ناظر قرار می‌دهد. سپس می‌توان در خصوص اعمال انرژی بیش‌تر در این نواحی به منظور اصلاح شرایط خاک نامرغوب و یا برداشتن خاک نامرغوب در حالتی که امکان تراکم نهشته تحت انرژی اعمالی وجود ندارد، تصمیم‌گیری کرد. این جنبه‌ی کاوش‌گری تراکم دینامیکی در نهشته‌های ناهمگن نظیر خاکچال‌های[۲۸] قدیمی، ضایعات معدنی و یا نهشته‌های کارستی که در آن‌ها حفرات به صورت موضعی وجود دارند، دارای اهمیت است.
- می‌توان عملیات تراکم نهشته‌ها را در همان حال که کار پیش می‌رود نظارت کرد. اگر بر روی یک ناحیه چندین دور کوبش انجام شود، معمولا هر دور نسبت به دور قبلی میانگین عمق چاله‌ی کم‌تری ایجاد خواهد کرد. این نشانه‌ای از بهسازی ساختگاه براساس مقاومت خاک است. معمولا قبل و بعد از هر مرحله‌ی اعمال انرژی، نشست زمین قرائت می‌شود و میزان فشردگی زمین شاخصی از درجه‌ی بهسازیِ به دست آمده است. به طور معمول، در طی عملیات تراکم میزان فشردگی رخ

26- Pass
27- Phase
28- Landfill

داده در زمین ۵ تا ۱۰ درصد ضخامت ناحیه‌ی بهسازی (که با استفاده از معادله‌ی ۸-۲ تخمین زده می‌شود) می‌باشد. در خاکریزهای بیش از حد سست نظیر خاکچال‌های تازه ریخته شده، فشردگی زمین می‌تواند به ۲۰ تا ۲۵ درصد نیز برسد.

- روش تراکم دینامیکی را می‌توان در ساختگاه‌هایی متشکل از یک مخلوط بسیار ناهمگن از نهشته‌ها و محدوده‌ی دانه‌بندی متغیر از تخته‌سنگ‌های بزرگ و بتن شکسته تا خاک‌های سیلتی به کار برد. تراکم دینامیکی، با به کارگیری تجهیزات مشابه و بدون نیاز به تغییر در تراکم کردن تمام این نهشته‌ها کارآیی دارد. علاوه بر این نهشته‌هایی را که پیش از این به عنوان غیر قابل تراکم در نظر گرفته می‌شدند نظیر نخاله‌های ساختمانی یا خاکچال‌های بهداشتی تجزیه شده، می‌توان با استفاده از این روش متراکم کرد. تراکم نهشته‌ی خاک معمولا یک لایه‌ی باربر با تراکم‌پذیری یکنواخت‌تر را به وجود می‌آورد که میزان نشست‌های تفاضلی را به حداقل می‌رساند. نواحی ضعیف‌تر داخل نهشته دستخوش بیش‌ترین میزان اصلاح و بهسازی می‌شوند که این امر مناطق با قابلیت تراکم‌پذیری بالا را از بین می‌برد.
- در نهشته‌های متخلخل و نیمه متخلخل می‌توان در زیر سطح آب به تراکم مورد نظر دست یافت و به این ترتیب روش‌های پرهزینه‌ی آب‌گیری[۲۹] و یا سیستم‌های مهاربندی جانبی را که در حفاری‌های متداول و روش‌های جایگزینی مورد نیاز هستند، حذف کرد.
- به جز برای کوبه‌های بسیار سنگین و ارتفاع‌های سقوط زیاد، پیمانکاران غیر متخصص محلی می‌توانند تراکم دینامیکی را انجام دهند که این موضوع سبب می‌شود هزینه‌ی اجرای این روش بسیار رقابتی شود. برای کوبه‌های بزرگ‌تر و ارتفاع‌های سقوط بیش‌تر، تجهیزات باید اصلاح شوند؛ چرا که محفظه‌ی قرقره‌ی کابل بالاتر از حد معمول قرار دارد. در این حالت برای انجام کار نیاز به پیمانکاران متخصص است.
- در هنگام بروز شرایط نامساعد آب و هوایی نظیر بارندگی و یخبندان می‌توان اجرای تراکم دینامیکی را ادامه داد به شرط آن که اقدامات پیشگیرانه در خصوص کاهش انباشتگی آب و نفوذ یخ‌زدگی به عمق در نظر گرفته شود. آب‌های سطحی اضافی باید با شیب‌دار کردن زمین و جاری ساختن آب یا با پمپاژ برداشته شوند. به وسیله‌ی پوشاندن سطح زمین با خاک یا پوشالی که بلافاصله پیش از اجرای تراکم دینامیکی برداشته می‌شوند، باید از نفوذ یخ‌زدگی به عمق نهشته‌های ریزدانه جلوگیری کرد.

- **معایب**

معایب تراکم دینامیکی شامل موارد زیر است:

- تراکم دینامیکی ارتعاشاتی را در زمین تولید می‌کند که می‌تواند تا فواصل قابل توجه از نقطه‌ی کوبش منتقل شوند. در مناطق شهری، این موضوع ممکن است استفاده از کوبه‌های سبک و ارتفاع‌های سقوط کم و محدود کردن تراکم دینامیکی به نواحی مرکزی و دور از مرز مالکیت را ایجاب نماید. در برخی ساختگاه‌ها به منظور کاهش انتقال انرژی به بیرون ساختگاه ترانشه‌های کم عمقی در قسمت بالایی توده‌ی خاک حفر می‌شوند.
- به منظور جلوگیری از نرم‌شدگی سطحی توده‌ی خاک و چسبیدن کوبه به خاک، تراز آب زیرزمینی باید پایین‌تر از ۲ متری زیر سطح زمین قرار داشته باشد. اگر سطح آب بالاتر از ۲ متر باشد، لازم است که یا به کمک پمپاژ سطح آب پایین آورده شود و یا با خاکریزی، تراز کلی ساختگاه افزایش یابد.

29- Dewatering

- در ساختگاه‌های متشکل از نهشته‌های بسیار سست نظیر خاکچال‌های تازه ریخته شده، خیلی اوقات لازم است لایه‌ای از مصالح دانه‌ای نظیر بتن یا سنگ شکسته روی سطح ریخته شود تا به این ترتیب هم یک سکوی کاری برای عملکرد تجهیزات ایجاد شود و هم نفوذ کوبه در محل کوبش محدود شود. همچنین این لایه‌ی سطحی حفاظی را برای نهشته‌های ضعیف زیری به وجود می‌آورد. هزینه‌ی خاکریز دانه‌ای می‌تواند هزینه‌ی کلی اجرای تراکم دینامیکی را به طور قابل توجهی افزایش دهد.
- در فواصل حدود ۶ متر از محل کوبش، کوبه‌هایی به وزن ۱۵ تا ۳۰ تن جابجایی افقی زمین به میزان ۲۵ تا ۷۶ میلی‌متر اندازه‌گیری شده است. در چنین شرایطی ممکن است تاسیسات یا مجاری مدفون در داخل ناحیه‌ی تاثیر جابجا شده و یا آسیب ببینند.

ب- بررسی امکان اجرای روش

- **تراکم دینامیکی نهشته‌های مختلف**

پارامترهایی از خاک که لازم است برای تعیین مناسب بودن تراکم دینامیکی ارزیابی شوند، عبارتند از:

- نفوذپذیری توده‌ی خاک که می‌توان از روی طبقه‌بندی خاک تخمین زد؛
- درجه‌ی اشباع که به موقعیت سطح آب زیرزمینی مربوط است؛
- طول مسیر زهکشی؛
- وضعیت قرارگیری لایه‌های خاک نظیر لایه‌های سخت و ضعیف مدفون.

تراکم دینامیکی در نهشته‌هایی که در آن‌ها درجه‌ی اشباع پایین، نفوذپذیری توده‌ی خاک بالا و شرایط زهکشی خوب است، بهترین عملکرد را دارد. خاک‌های دانه‌ای متخلخل به عنوان مناسب‌ترین نهشته‌ها برای انجام تراکم دینامیکی در نظر گرفته می‌شوند. اگر این نهشته‌ها در بالای سطح آب قرار گرفته باشند، تراکم آنی بوده و همزمان با فشرده شدن ذرات خاک به یک حالت متراکم‌تر رخ می‌دهد. اگر این نهشته‌ها در زیر سطح آب قرار داشته باشند، نفوذپذیری خاک معمولا بالا بوده و اضافه فشار آب منفذی تولید شده در اثر ضربه‌ی کوبه تقریبا بلافاصله مستهلک می‌شود؛ در نتیجه بهسازی خاک نیز به همان نسبت آنی و بلافاصله است. نهشته‌های دانه‌ای متخلخل شامل ماسه‌ها و شن‌های طبیعی و نهشته‌های خاکریزی شده‌ی متشکل از نخاله‌های ساختمانی، رسوبات دانه‌ای حاصل از ضایعات معدنی، ضایعات صنعتی نظیر تفاله‌ی کوره و پس‌ماندهای تجزیه شده هستند.

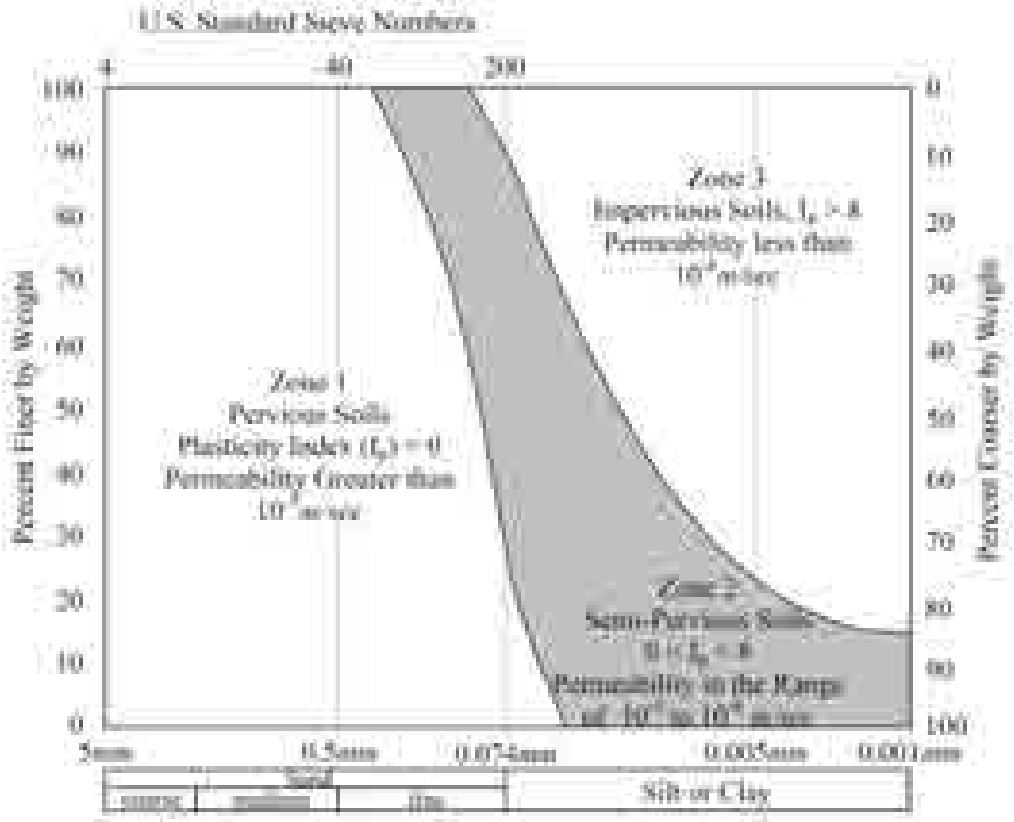
خاک‌های رسی اشباع (طبیعی یا خاکریزی شده) بخشی از نهشته‌هایی هستند که تراکم دینامیکی برای آن‌ها مناسب نیست. در نهشته‌های اشباع، بهسازی تنها در صورتی رخ می‌دهد که بتوان آب موجود در فضای حفرات را به بیرون راند. در خاک‌های رسی که نفوذپذیری پایین است، اضافه فشار آب منفذی تولید شده در طی تراکم دینامیکی برای مستهلک شدن نیاز به یک مدت زمان طولانی دارد که تراکم دینامیکی را به یک روش غیر عملی برای این نهشته‌ها تبدیل می‌کند. علاوه بر این درجه‌ی بهسازی در نهشته‌های رسی اشباع معمولا بسیار کم و ناچیز است.

در بین دو حد نهاییِ خاک‌های دانه‌ای متخلخل و نهشته‌های رسی اشباع، گروه سومی با عنوان خاک‌های نیمه متخلخل وجود دارد. لای‌ها، لای‌های رسی و لای‌های ماسه‌ای در این گروه قرار دارند. اگرچه اجرای تراکم دینامیکی در این نهشته‌ها عملی و موفقیت‌آمیز است، اما به دلیل نفوذپذیری پایین‌تر از حد مطلوب لازم است انرژی در چند مرحله اعمال شود تا به این ترتیب امکان

استهلاک اضافه فشار آب منفذی در بین مراحل اعمال انرژی فراهم شود. گاهی اوقات، استهلاک اضافه فشار آب منفذی در طی دوره‌های زمانی چند روزه تا چند هفته‌ای رخ می‌دهد. در ساختگاه برخی پروژه‌ها به منظور کوتاه کردن مسیر زهکشی و در نتیجه استهلاک سریع‌تر فشار منفذی از زهکش‌های فتیله‌ای استفاده می‌شود.

متاسفانه از یک سو در مرحله‌ی شناسایی محلیِ پیش از ساخت، کلیه‌ی پارامترهای تاثیرگذار خاک تعیین نمی‌شوند و از سوی دیگر نمی‌توان آن‌ها را با دقت اندازه‌گیری کرد. می‌توان تخمینی از نفوذپذیری محلی را از طریق آزمون‌های جریان کند که در داخل گمانه‌ها انجام می‌شوند، به دست آورد. اما این روش در بیش‌تر پروژه‌ها به کار گرفته نمی‌شود. در عوض، نفوذپذیری معمولا از روی طبقه‌بندی خاک و یا نتایج آزمون‌های شاخص خاک تخمین زده می‌شود. از مطالعه و بررسی جدول اطلاعات گمانه‌ها می‌توان ایده-هایی در خصوص طول مسیر زهکشی به دست آورد. هرچند ممکن است رگه‌های نازک ماسه‌ای موجود در داخل یک نهشته‌ی ریزدانه از دید عملیات شناسایی مخفی بمانند. بنابراین شرایط زهکشی را تنها می‌توان به صورت ذهنی تخمین زد. در خاک‌های ریزدانه، درجه‌ی اشباع را می‌توان از روی آزمون‌های آزمایشگاهی نظیر وزن مخصوص، میزان رطوبت و چگالی دانه‌ها تخمین زد. در خاک‌های درشت‌دانه، می‌توان فرض کرد که خاک در بالای سطح آب، نیمه اشباع و در زیر سطح آب کاملا اشباع است.

شکل (۸-۱۶) راهنمایی برای تخمین مناسب بودن روش تراکم دینامیکی در نهشته‌های خاکی مختلف براساس آزمون‌های شاخص متداول است. در ادامه، تعریفی از ۳ گروه نهشته‌های نشان داده شده در این شکل به طور مختصر بیان می‌شود.



شکل ۸-۱۶- گروه‌بندی خاک‌ها برای تراکم دینامیکی

- ناحیه‌ی ۱ نشان دهنده‌ی نهشته‌های خاکی نفوذپذیر است که مناسب‌ترین مصالح برای اجرای تراکم دینامیکی هستند. نفوذپذیری این نهشته‌ها معمولا از 10^{-5} m/s بیش‌تر است. در این نهشته‌ها، صرف نظر از این که نیمه اشباع باشد یا کاملا اشباع، با اجرای تراکم دینامیکی بهسازی حاصل می‌شود.
- ناحیه‌ی ۳ نهشته‌های رسی ناتراوا را نشان می‌دهد. نفوذپذیری این خاک‌ها معمولا کم‌تر از 10^{-8} m/s است. در حالتی که این نهشته‌ها اشباع و یا نزدیک به اشباع باشند، روش تراکم دینامیکی برای بهسازی آن‌ها پیشنهاد نمی‌شود. در نهشته‌های رسی که تنها تا حدی اشباع هستند (نیمه اشباع) به شرط آن که میزان رطوبت در زمان تراکم برابر با و یا کم‌تر از حد خمیری باشد، بهسازی خاک کم و بیش حاصل می‌شود.
- ناحیه‌ی ۲ نشان دهنده‌ی نهشته‌های خاکی میانی است که ممکن است بهسازی در آن‌ها حاصل شود به شرط آن که انرژی در چند مرحله اعمال شود تا به این ترتیب اجازه‌ی استهلاک کامل فشار آب منفذی در بین مراحل داده شود. نفوذپذیری این نهشته‌ها معمولا بین 10^{-8} m/s تا 10^{-5} m/s است.

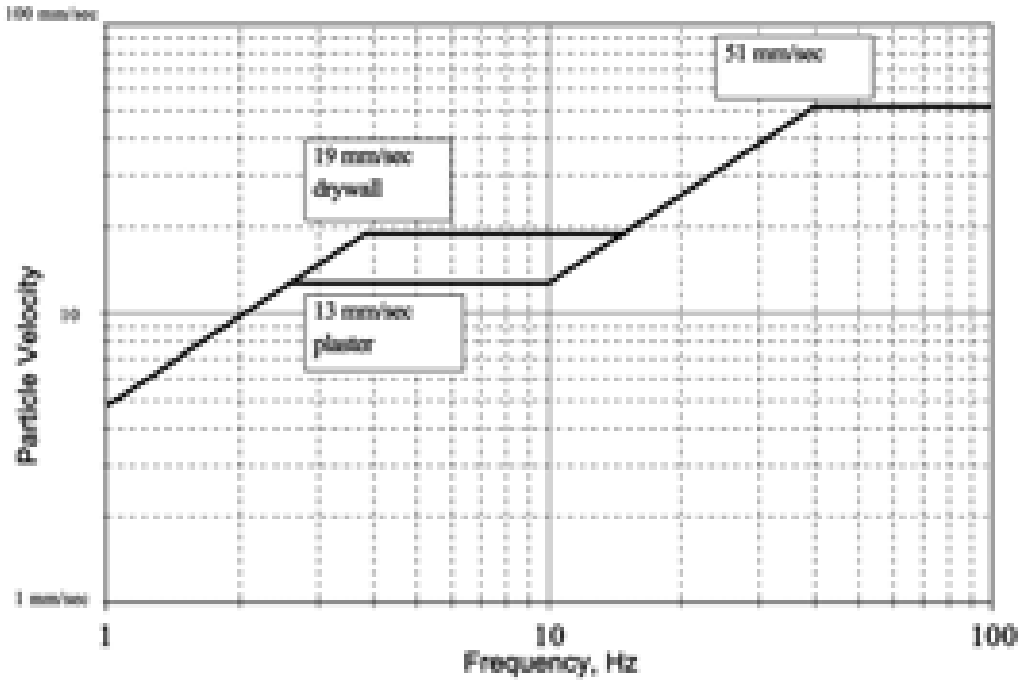
روند پیشنهادی برای ارزیابی این که آیا نهشته‌های خاکی موجود در یک ساختگاه برای اجرای تراکم دینامیکی مناسب هستند یا خیر، به این صورت است که ابتدا به منظور مشخص نمودن ناحیه‌ی قرارگیری منحنی دانه‌بندی بر روی شکل (۸-۱۶)، دانه‌بندی نمونه‌های شاخص خاک تعیین می‌شود. چنانچه منحنی دانه‌بندی خاک در ناحیه‌ی ۱ قرار بگیرد، مطابق مراحل طراحی و اجرای تراکم دینامیکی پیش می‌رویم. اگر خاک در محدوده‌ی نواحی ۲ یا ۳ قرار بگیرد، انجام آزمون‌های اضافی شامل میزان رطوبت و چگالی دانه‌ها به تعیین درجه‌ی اشباع کمک خواهد کرد. همچنین لازم است که موقعیت سطح آب تعیین شود و نشان داده شود که آیا رگه‌های متخلخلی در داخل نهشته‌ی خاک وجود دارند یا خیر. چنانچه به جای دانه‌بندی خاک، نفوذپذیری اندازه‌گیری شده در محل مناسب بودن روش تراکم دینامیکی برای خاک را تعیین کند، باید آزمون‌های نفوذپذیری محلی اضافی در نظر گرفته شود. اگر آزمایش‌ها قرار گرفتن خاک در ناحیه‌ی ۳ را تایید کنند، باید روش‌های جایگزین بهسازی زمین مورد بررسی قرار بگیرد. اگر نهشته در قالب ناحیه‌ی ۲ دسته‌بندی شود، تراکم دینامیکی موثر خواهد بود اما انرژی باید در چند مرحله اعمال شود.

در برخی پروژه‌ها، برای ارزیابی موثر بودن تراکم دینامیکی قبل از اجرا از مقاطع آزمایشی استفاده می‌شود. هنگامی که لایه‌بندی خاک متغیر باشد، این روش دارای اهمیت ویژه‌ای است. لایه‌های سخت و سست موجود در یک نهشته‌ی یکنواخت می‌توانند عمق و درجه‌ی بهسازی را تحت تاثیر قرار دهند. برای اندازه‌گیری میزان بهسازی خاک، معمولا قبل و بعد از اعمال انرژی گمانه‌هایی حفر شده و آزمون‌های نفوذ استاندارد، نفوذ مخروط و پرسیومتر انجام می‌شوند. در طی اجرای تراکم دینامیکی ممکن است سطوح مختلف انرژی اعمال شده و مورد ارزیابی قرار بگیرد. در خاک‌های ریزدانه، برای اندازه‌گیری مقدار فشار آب منفذی تولید شده در اثر تراکم دینامیکی و زمان استهلاک آن می‌توان پیزومترهایی را نصب کرد. اطلاعاتی که از یک مقطع آزمایشی به خوبی ابزارگذاری شده و نظارت شده جمع‌آوری می‌شود. در آماده کردن مشخصات فنی ارزنده‌ای که می‌تواند هزینه‌های اجرا را پایین آورده و از تاخیرهای اجرایی جلوگیری کند، بسیار مفید است.

- **ملاحظات زیست‌محیطی**

هرگاه که یک کوبه به زمین برخورد می‌کند، ارتعاشات از طریق لایه‌های زیرسطحی منتقل می‌شوند به طوری که شدت آن‌ها با افزایش فاصله از نقطه‌ی کوبش کاهش می‌یابد. به منظور اجرای تراکم دینامیکی در نزدیکی محدوده‌ی املاک باید ارتعاشات ایجاد شده در زمین که به بیرون ساختگاه منتقل می‌شوند، منتقل شود.

اداره‌ی معادن ایالات متحده با بررسی موارد اجرای تراکم دینامیکی این نکته را دریافت که خرابی ساختمان‌ها به سرعت ذرات مرتبط است. شکل (۸-۱۷) توسط این اداره و براساس تجارب آن‌ها در خصوص خرابی‌های اندازه‌گیری شده در ساخت و سازهای مسکونی در اثر ارتعاشات ناشی از انفجار ارایه شده است. مقدار حدی سرعت ذرات بستگی به بسامد موج ایجاد شده دارد. معمولا تراکم دینامیکی منجر به تولید بسامدهای ۵ تا ۱۲ هرتز می‌شود. با استفاده از شکل (۸-۱۷) به عنوان راهنما، این بسامد، سرعت حدی ذرات را به مقدار 13 mm/s برای خانه‌های قدیمی با دیوارهای دارای اندود گچی و 19 mm/s برای ساختمان‌های جدیدتر با دیوارهای ساخته شده از تخته‌های گچی محدود می‌کند. بیش‌تر شدن سرعت حدی ذرات از مقادیر ارایه شده در شکل(۸-۱۷) به این معنی نیست که خرابی رخ خواهد داد؛ بلکه این مقادیر آستانه‌ی پایینی را نشان می‌دهند که با عبور از آن ممکن است ترک‌خوردگی اندود گچی یا بلوک گچی رخ دهد.



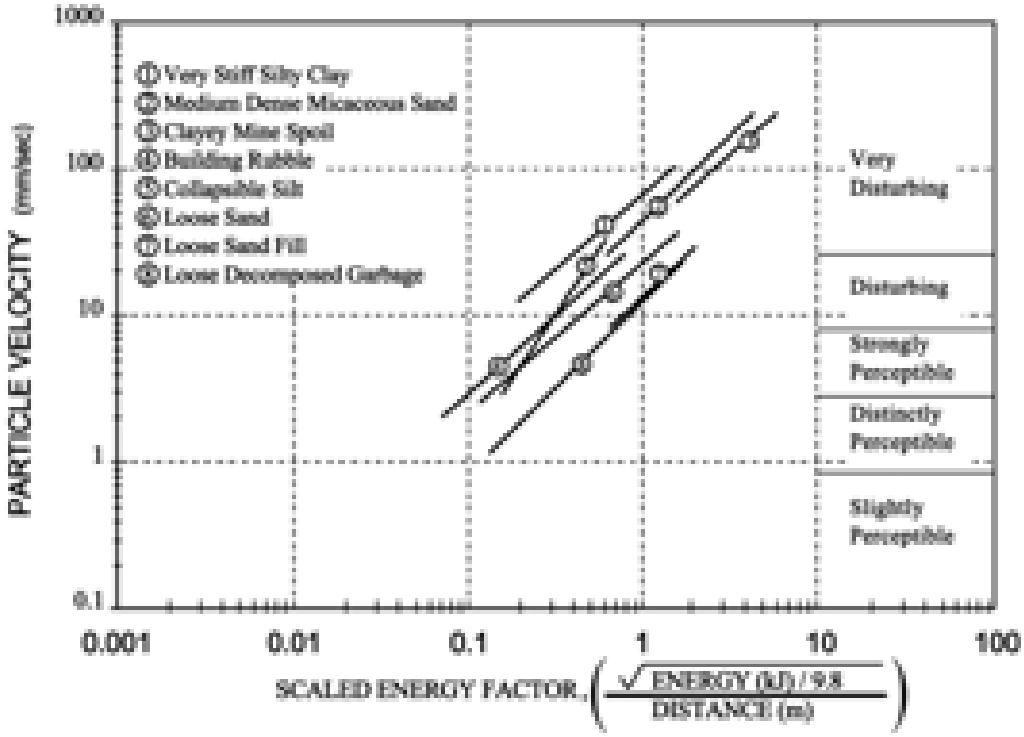
شکل ۸-۱۷- تراز ایمن ارتعاشات ناشی از انفجار برای ساختمان‌های مسکونی

اطلاعات به دست آمده توسط اداره‌ی معادن ایالات متحده نشان می‌دهد که خرابی جزیی هنگامی رخ می‌دهد که سرعت ذرات از 51 mm/s بیش‌تر شود و چنانچه سرعت ذرات از حدود 193 mm/s تجاوز کند، خرابی عمده روی خواهد داد. بنابراین نگه‌داشتن سرعت ذرات پایین‌تر از حدود 13-19 mm/s می‌تواند مقدار محافظه‌کارانه‌ی معقولانه‌ای برای به حداقل رساندن خرابی باشد.

به طور معمول در زمان اجرای تراکم، ارتعاشات ایجاد شده در زمین با استفاده از یک لرزه‌نگار اندازه‌گیری می‌شود. خواندن اطلاعات در روی زمین و در مجاورت سازه‌های نزدیک انجام می‌شود. با این حال، پیش از شروع عملیات تراکم لازم است سرعت

ارتعاشات زمین پیش‌بینی شود چرا که این کمیت ممکن است تراز اعمال انرژی در مجاورت تاسیسات موجود را تحت تاثیر قرار دهد. برای مقاصد طراحی می‌توان از شکل (۸-۱۸) استفاده کرد. ابتدا جذر انرژی حاصل از یک کوبش (ارتفاع کوبش ضربدر جرم کوبه) تقسیم بر فاصله از نقطه‌ی کوبش برای محاسبه‌ی ضریب انرژی مقیاس شده به کار می‌رود. سپس می‌توان این مقدار را به همراه نوع نهشته‌ی خاکی که بیش‌ترین شباهت را به خاک در حال تراکم دارد، برای پیش‌بینی سرعت ذرات مورد استفاده قرار داد. شکل (۸-۱۸) براساس داده‌های واقعی به دست آمده از ساختگاه‌های مشخص ترسیم شده است.

چنانچه مقدار محاسبه شده‌ی سرعت ذرات بیش‌تر از حد مطلوب باشد، لازم است که یا مقدار انرژی کاهش یابد و یا فاصله‌ی میان نقطه‌ی کوبش و تاسیسات مجاور افزایش یابد. هر کدام از این تمهیدات ضریب انرژی مقیاس شده را کاهش خواهد داد. در برخی ساختگاه‌ها، به منظور کاهش سرعت ذرات ترانشه‌هایی در امتداد خطوط مرزی حفر شده است. بررسی‌های صورت گرفته نشان داده است که این روش می‌تواند در کاهش امواج سطحی منتقل شده به بیرون ساختگاه تا اندازه‌ای مفید باشد. کارآیی این ترانشه‌ها را می‌توان در زمان اجرا با خواندن مقادیر ارتعاشات ناشی از ضربه‌ی کوبه در دو طرف ترانشه ارزیابی کرد.



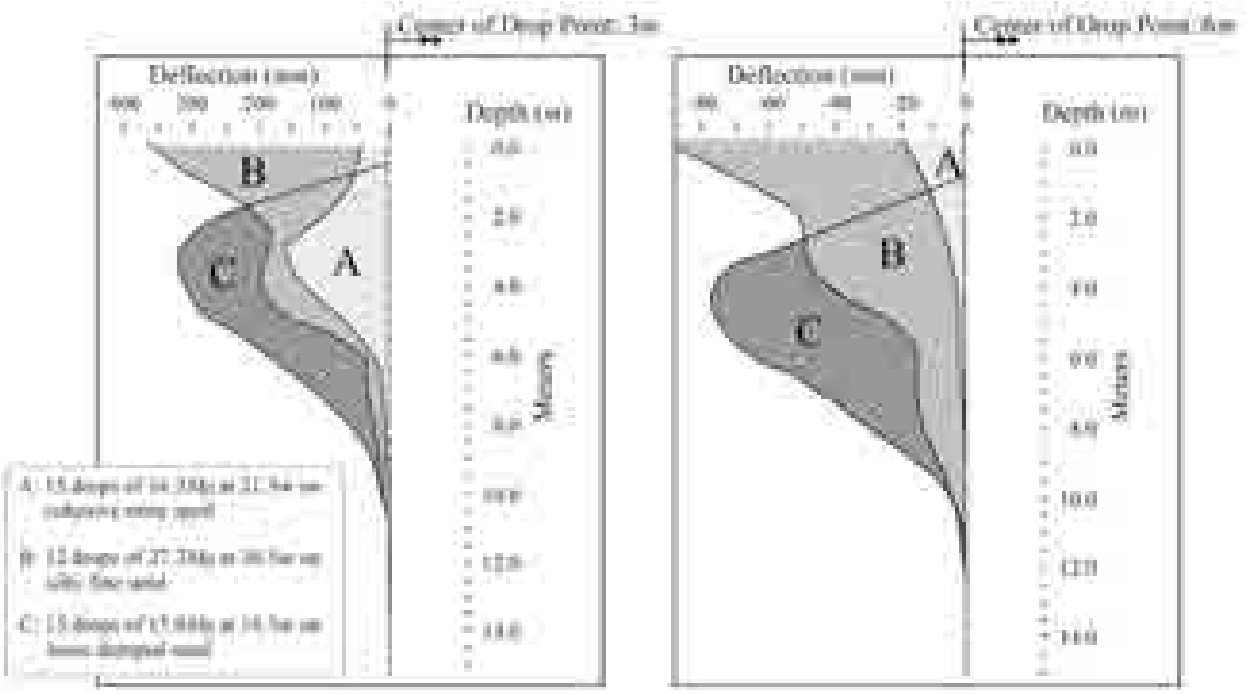
شکل ۸-۱۸- ضریب انرژی مقیاس شده در مقابل سرعت ذرات

اگرچه ممکن است در اثر اجرای تراکم دینامیکی خرابی خاصی رخ ندهد، اما هنوز هم ارتعاشات ایجاد شده در زمین توسط انسان‌ها احساس خواهد شد. این ارتعاشات می‌تواند آزاردهنده بوده و منجر به شکایت شود. پاسخ نسبی ارایه شده توسط افراد در سمت راست شکل (۸-۱۸) نشان داده شده است. ارتعاشات زمین در محدوده‌ی 13-19 m/s مزاحم ساکنین اطراف خواهد بود. چنانچه ارتعاشات زمین در این محدوده باشد، به منظور کاهش ترس صاحبان املاک مجاور، لازم است برخی آموزش‌ها از طرف مالک یا پیمانکار عملیات تراکم انجام شود.

تاسیسات مدفون بدون آن که خراب شوند، سطوح بالاتری از ارتعاش را نسبت به ساختمان‌ها تحمل می‌کنند؛ چرا که تاسیسات توسط توده‌ی خاک احاطه شده‌اند. این تاسیسات همراه با توده‌ی خاک حرکت کرده و به صورت محصور باقی می‌مانند. شاهراه‌ها و لوله‌های آب سرعت ذراتی در حدود 76 mm/s را بدون خرابی تحمل می‌کند.

تراکم دینامیکی همچنین باعث تغییر مکان جانبی زمین می‌شود. شکل (۸-۱۹) اندازه‌گیری‌های صورت گرفته برای سه نوع خاک مختلف را که توسط انحراف‌سنج‌های واقع در فواصل ۳ و ۶ متری از نقطه‌ی برخورد کوبه‌هایی به وزن ۱۵ تا ۲۹ تن انجام شده است، نشان می‌دهند. در فاصله‌ی ۳ متری از نقطه‌ی کوبش، تغییرشکل‌های جانبی به میزان ۲۵۴ تا ۳۰۵ میلی‌متر مشاهده می‌شود. درحالی‌که در فاصله‌ی ۶ متری مقدار این تغییرشکل‌ها از ۱۳ تا ۷۶ میلی‌متر نوسان می‌کند. این‌ها تغییرشکل‌های پایداری هستند که هنگامی که زمین بر اثر کوبش به صورت جانبی جابجا می‌شود، رخ می‌دهند.

براساس این اندازه‌گیری‌ها و مشاهدات صورت گرفته از دیگر ساختگاه‌ها، به نظر می‌رسد که اگر جابجایی حاصل منجر به خرابی سازه‌های مدفون شود، عملیات تراکم دینامیکی با کوبه‌هایی به وزن ۱۵ تا ۳۰ تن نباید در محدوده‌ی ۶ تا ۷ متری این سازه‌ها انجام شود. این محدودیت می‌تواند تاسیسات و پی سطحی سازه‌ها را شامل شود.



شکل ۸-۱۹- تغییر مکان جانبی در فواصل ۳ و ۶ متری از نقطه‌ی کوبش

گاهی اوقات ممکن است در اثر ضربه‌ی حاصل از برخورد کوبه به زمین، ذرات توده‌ی در حال تراکم در هوا پراکنده شوند. در نهشته‌های خاکی خشک و نهشته‌هایی که حاوی ذرات بزرگ‌تر نظیر قلوه سنگ و تخته سنگ هستند و یا حتی ساختگاه‌های خاکچالی شامل آجر و بطری، احتمال رخ دادن این اتفاق وجود دارد. برای اجتناب از برخورد با واریزه‌های پرتاب شده در هوا باید یک فاصله‌ی کاری ایمن از نقطه‌ی کوبش مشخص شود.

در جایی که قرار است تراکم دینامیکی در مجاورت مستقیم یک خیابان یا یک ساختمان دیگر انجام شود، به منظور جلوگیری از پرتاب ذرات به بیرون ساختگاه، ممکن است نیاز به برپایی یک حفاظ یا مانع باشد.

مسایل ایمنی و هزینه‌ای ناشی از سایش سریع کابل باید توسط پیمانکار مورد توجه قرار گیرد. راه حل این موضوع می‌تواند شامل استفاده از مفاصل گردان[۳۰]، کاهش طول کابل، استفاده از کابل اتصالی[۳۱]، استفاده از کابل‌های با سطح غیر دوار[۳۲]، قرار دادن لاستیک‌های سایشی[۳۳] روی کوبه و یا دیگر اصلاحات خاص تجهیزات باشد.

در روش تراکم دینامیکی محدودیت عمق بهسازی وجود دارد. سنگین‌ترین کوبه‌ای که می‌توان آن را با تجهیزات متداول بلند کرد، حدود ۱۶ تن با ارتفاع سقوط ۲۳ تا ۲۷/۴ متر است. این ترکیب وزن و ارتفاع سقوط منجر به بیشینه‌ی عمق بهسازی حدود ۱۱ متر خواهد شد. اگر عمق بهسازی بیش‌تری مورد نیاز باشد، می‌توان تجهیزات تخصصی را برای بلند کردن و رها کردن کوبه‌های ۲۷ تنی از ارتفاع ۳۰ متری به منظور دستیابی به عمق بهسازی ۱۴ متر به کار برد. اگر بهسازی عمیق‌تری لازم باشد، باید ترکیب تراکم دینامیکی با دیگر روش‌های بهسازی نظیر تزریق و ستون‌های شنی در نظر گرفته شود.

پ- کاربردها

هدف اصلی تراکم دینامیکی متراکم کردن نهشته‌های طبیعی و مصنوعی (خاکریزی شده) به منظور بهبود خواصی از خاک است که عملکرد را تحت تاثیر قرار می‌دهند. کاربردهای عمده‌ی تراکم دینامیکی تا به امروز شامل موارد زیر است:

۱- تراکم نهشته‌های سست؛

۲- فروپاشی حفرات بزرگ.

- **تراکم نهشته‌های سست**

کاربرد اصلی روش تراکم دینامیکی متراکم کردن نهشته‌های سست به منظور کاهش نشست ناشی از اعمال بار است. تراکم از به‌هم فشردگی ذرات خاک و کاهش نسبت تخلخل ناشی می‌شود. در خاک‌های نیمه‌اشباع، روند متراکم شدن مشابه تراکم ضربه‌ای آزمایشگاهی در روش پروکتور است. در ماسه‌های ریز و لای‌های اشباع یا نزدیک به حالت اشباع، اضافه فشار آب منفذی ایجاد شده در اثر ضربه برخی از اتصال‌های نقطه به نقطه‌ی میان ذرات خاک را آزاد می‌کند. به دنبال محو فشار آب منفذی، ذرات خاک در یک حالت متراکم‌تر انباشتگی و با میزان رطوبت کم‌تر بازچیده می‌شوند.

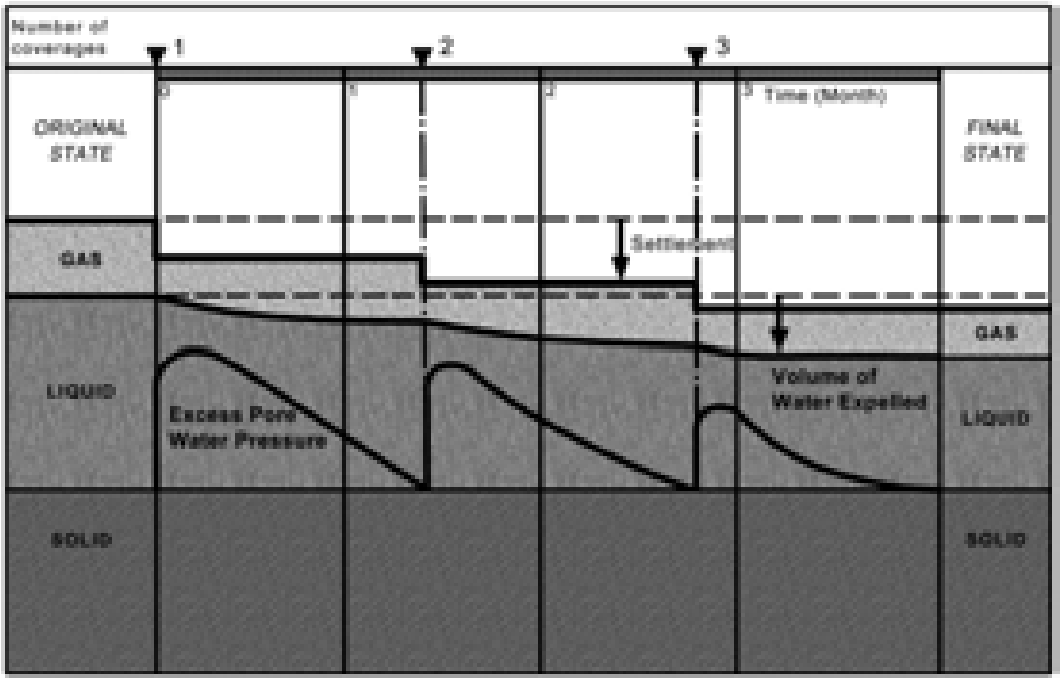
در مناطقی که در معرض فعالیت‌های لرزه‌ای قرار دارند، نهشته‌های ماسه‌ای یا ماسه‌های لای‌دار که تحت شرایط بارگذاری استاتیکی پایدار هستند، می‌توانند در طی یک رخداد لرزه‌ای روانگرا شوند. تراکم دینامیکی برای متراکم کردن این نهشته‌ها به کار می‌رود. به طوری که استعداد آن‌ها به وقوع روانگرایی لرزه‌ای را از بین برده و یا آن را کاهش می‌دهد.

شکل (۸-۲۰) رفتار خاک را در طی اجرای تراکم دینامیکی نشان می‌دهد. نهشته‌ی خاک به صورت یک نمودار فاز متشکل از سه قسمت مجزا یعنی مصالح جامد، مایع و گاز توصیف می‌شود. نمودار فاز نشان داده شده در سمت چپ شکل (۸-۲۰) بیان‌گر حالت اولیه‌ی نهشته‌ی خاک است. در طی مرحله‌ی نخست اعمال انرژی، اضافه فشار آب منفذی در بخش مایع نهشته‌ی خاک تولید شده و سپس با گذشت زمان مستهلک می‌شود. زمان مورد نیاز برای استهلاک فشار آب منفذی تابعی از نفوذپذیری توده‌ی خاک و فاصله تا مسیر زهکشی است. همچنین مقداری نشست القایی زمین وجود دارد که با یک افت در خط بالایی نمودار فاز نشان داده شده

30- Swirel
31- Tag Line
32- Non rotating surface cable
33- Rubber tire

است. این نشست القایی از دفع بخش از گاز و مایع موجود در حفرات ناشی شده و یک نسبت تخلخل کم‌تر را به وجود می‌آورد. بخش جامد نهشته‌ی خاک به همان صورت باقی می‌ماند.

در جریان مرحله‌ی دوم اعمال انرژی، فشار آب منفذی در طی کوبش به طور موقت افزایش می‌یابد. اما این بار مقدار افزایش اندکی کم‌تر است. در انتهای مرحله‌ی دوم، اضافه فشار آب منفذی یک بار دیگر مستهلک شده و به شرایط اولیه باز می‌گردد. در این مرحله، ضخامت بخش مایع اندکی کم‌تر از مرحله‌ی نخست کاهش می‌یابد و بخش گاز نیز تا حدی کم‌تر است. نشست القایی فراتر از آنچه که در طی مرحله‌ی نخست رخ داد، افزایش یافته و نسبت تخلخل خاک نیز کاسته می‌شود.



شکل ۸-۲۰- مدل نمودار فاز برای رفتار خاک در طی تراکم دینامیکی

در طی مرحله‌ی سوم، اضافه فشار آب منفذی دوباره اما این بار به میزان کم‌تری نسبت به مراحل قبلی تولید می‌شود. بار دیگر در حین استهلاک فشار آب منفذی مقداری آب به بیرون رانده می‌شود و نشست القایی کل اندکی افزایش می‌یابد.

حالت نهایی توده‌ی خاک در سمت راست شکل (۸-۲۰) نشان داده شده است. حجم قسمت جامد مشابه با حالت اولیه باقی می‌ماند اما حجم بخش مایع و گاز کاهش می‌یابد. نسبت تخلخل کاهش یافته منجر به کاهش تراکم‌پذیری و افزایش مقاومت نهشته می‌شود.

- **فروپاشی حفرات بزرگ**

در هر دو مورد نهشته‌های طبیعی و مصنوعی ممکن است حفرات بزرگی در داخل توده‌ی خاک وجود داشته باشد. به منظور فروپاشی این حفرات و فراهم آوردن یک شالوده‌ی یکنواخت‌تر که نشست‌های تفاضلی را کاهش می‌دهد، از تراکم دینامیکی استفاده می‌شود.

در نهشته‌های کارستی، حفرات موجود در نهشته‌ی خاک در اثر فرسایش گسترش پیدا کرده و در بسیاری از موارد به غارهای بزرگ زیرزمینی کارستی تبدیل می‌شوند که این غارها در نتیجه‌ی حل سنگ آهن یا دولومیت ایجاد می‌شوند. خطر نشست‌های

بزرگ پیش‌بینی نشده یا فروپاشی حفرات خاک را می‌توان با انجام تراکم دینامیکی کاهش داد. برای این که عملیات تراکم دینامیکی موثر باشد، باید به کمک معادله‌ی (۸-۲) موقعیت حفرات در عمق بهسازی تعیین شود.

نهشته‌های خاکریزی شده‌ی مصنوعی متشکل از نخاله‌های ساختمانی، زباله‌های جامد، ضایعات معدنی و یا مواد حاصل از فرآیند معدنی ممکن است حفره‌های بزرگی داشته باشند که این حفره‌ها در طی عملیات خاکریزی ایجاد می‌شوند. مجاری مدفون نظیر لوله‌ها و مخازن، عامل دیگری برای ایجاد حفره در نهشته‌های خاک هستند. این حفرات را می‌توان با کمک تراکم دینامیکی فروریخت به شرط آن که در داخل ناحیه‌ی بهسازی قرار گرفته باشند.

در ساختگاه‌هایی که حفرات بزرگ شناخته شده یا احتمالی وجود دارد، باید تمهیداتی در خصوص اعمال انرژی اضافی به صورت موضعی در نظر گرفته شود. عمق بیش از اندازه‌ی چاله‌ی سطحی یا فررفتگی بیش از حد عادی سطح زمین نشان دهنده‌ی وجود چنین حفراتی است. در چنین ساختگاه‌هایی به انجام بازبینی‌های محلی دقیق نیاز است.

۸-۲-۲-۲-۳- تجهیزات اجرا و مصالح مناسب

الف- تجهیزات

برای آن دسته از پروژه‌های تراکم دینامیکی که وزن کوبه‌ی آن‌ها کم‌تر از حدود ۱۶ تن است، از جرثقیل‌های متداول استفاده می‌شود. گاهی اوقات کوبه‌ها مختص عملیات تراکم دینامیکی ساخته می‌شوند درحالی‌که برخی دیگر از آن‌ها از قالب‌های فولادی و منابع دیگر نظیر در گاو صندوق بانک‌ها درست می‌شوند. از جمله قطعات وابسته‌ی تجهیزات تراکم دینامیکی یک بولدوزر سر جلو است که پس از ایجاد گودال‌ها برای تسطیح زمین به کار می‌رود. همچنین ممکن است به منظور فراهم آوردن یک بستر کاری محکم در سرتاسر ساختگاه نیاز به آوردن مصالح دانه‌ای از بیرون ساختگاه باشد.

به دلیل نیاز بیش‌تر پروژه‌های تراکم دینامیکی به تجهیزات متداول و در دسترس، بسیاری از پیمانکاران عمومی، تخریب و یا حفاری هنگامی که به خوبی راهنمایی و نظارت شوند، می‌توانند پروژه‌های تراکم دینامیکی را انجام دهند.

- **کوبه‌ها**

تراکم دینامیکی معمولا با کوبه‌هایی به وزن ۵ تا ۲۷ تن انجام می‌شود. کوبه‌های سبک‌تر در جایی به کار می‌روند که ضخامت نهشته‌ی مورد نظر برای بهسازی نسبتا کم (حدود ۳ متر) است و کوبه‌های سنگین‌تر برای نهشته‌هایی با ضخامت حدود ۹ تا ۱۲ متر مورد استفاده قرار می‌گیرند. کوبه‌ها باید خیلی سخت و محکم باشند چرا که هنگام برخورد این وزنه‌ها با زمین تنش‌های زیادی در آن‌ها ایجاد می‌شود. بیش‌تر کوبه‌ها از فولاد توپر ساخته می‌شوند اما برخی از آن‌ها یک صفحه‌ی زیری به همراه دیوارهای جانبی فولادی دارند که فضای داخلی آن با بتن پر شده است. کوبه‌هایی که فقط از بتن ساخته می‌شوند عمر نسبتا کوتاهی دارند.

کوبه‌ها می‌توانند در اشکال مربعی، دایره‌ای و یا شش‌گوشه ساخته شوند اما همواره باید یک سطح زیرین صاف داشته باشند. معمولا کوبه‌ها هنگام بلند کردن می‌پیچند چرا که حالت مارپیچی کابل در اثر بار سنگین کوبه‌ها باز می‌شود. بنابراین یک کوبه‌ی دایره‌ای همیشه روی همان اثر قبلی به زمین برخورد خواهد کرد. البته از کوبه‌های مربعی شکل نیز استفاده می‌شود اما یک الگوی دایره‌ای شکل از حفرات در محل برخورد کوبه ایجاد می‌شود. گاهی اوقات برای جلوگیری از چرخش کوبه در حین بالا کشیدن و رها کردن از سیم‌های مهاری استفاده می‌شود.

فشار تماسی در کف کوبه‌ها باید در محدوده‌ی 36-72 kPa باشد. این فشار با تقسیم وزن کوبه بر مساحت کف آن به دست می‌آید. اگر فشار کوبه به طور قابل توجهی بیش‌تر از این مقادیر باشد، ممکن است منجر به نفوذ کوبه به داخل زمین شود بدون آن که تراکمی رخ دهد. فشارهای کم‌تر از حدود 36 kPa انرژی را روی ناحیه‌ای وسیع‌تر از آنچه که منجر به تراکم عمیق شود، پخش خواهند کرد. گاهی اوقات پس از آن که تراکم عمیق تمام شد، کوبه‌هایی با فشار تماسی پایین برای ایجاد تراکم سطحی مورد استفاده قرار می‌گیرند. فشار تماسی در کف این کوبه‌ها معمولا حدود 10-34 kPa است. در برخی پروژه‌ها تراکم سطحی یا با تجهیزات متداول تراکم و یا با غلتک‌زنی توسط یک کامیون کمپرسی کاملا پر به انجام می‌رسد.

- **تجهیزات بالابر**

برای انتقال بیش‌ترین مقدار انرژی به زمین، کوبه‌ها با استفاده از یک کابل تکی و گردونه‌ای بر روی تجهیزات بالابر که دارای قرقره‌ی آزاد است بالا کشیده و رها می‌شوند. تنها موارد افت انرژی که در این نوع تجهیزات رخ می‌دهد، اصطکاک قرقره‌ی آزاد درون گردونه، اصطکاک کابل روی قرقره‌ی بالایی بازوی جرثقیل و مقداری مقاومت هوا در کف کوبه است. شکل‌های ۱۳ تا ۱۵ تجهیزات متداول مورد استفاده برای بالاکشیدن و رها کردن کوبه‌ها را نشان می‌دهند. همچنین یک سری قطعات تخصصی تجهیزات وجود دارند که کوبه را با استفاده از کابل‌های چندگانه بلند می‌کنند. سپس یک ساز و کار رهاسازی امکان سقوط آزاد زا برای کوبه فراهم می‌کند. این شیوه همچنین روشی قابل قبول برای اعمال انرژی است.

جرثقیل‌های متداول معمولا برای کوبه‌هایی به وزن ۵ تا ۱۶ تن مورد استفاده قرار می‌گیرند. جدول (۸-۶) نوع جرثقیل و ابعاد کابل مورد نیاز برای بالا کشیدن و رها کردن مکرر کوبه‌هایی با ابعاد مختلف را نشان می‌دهد. برای کوبه‌هایی به وزن ۱۶ تا ۲۳ تن به منظور جلوگیری از خرابی، باید تجهیزات بالابر متداول اصلاح شوند. هنگامی که کوبه رها می‌شود، حرکت گهواره‌ای حاصل تنشی را در میله‌ی متصل‌کننده‌ی کابین به شنی جرثقیل ایجاد می‌کند. برای کاهش این تنش، خیلی اوقات پایه‌هایی را بر روی سکوها قرار می‌دهند تا از حرکت گهواره‌ای کاسته شود. علاوه بر این، برای این که گردونه‌های بالابر در برابر نیروها مقاومت کنند، بزرگ‌تر و ضخیم‌تر ساخته می‌شوند.

جدول ۸-۶- نیازمندی‌های تجهیزاتی برای کوبه‌هایی با ابعاد مختلف

وزن کوبه (t.f)	ابعاد جرثقیل زنجیری (t)	ابعاد کابل (mm)
۳/۵ تا ۷/۵	۳۶ تا ۴۵	۱۹ تا ۲۲
۷/۵ تا ۱۳	۴۵ تا ۹۰	۲۲ تا ۲۵
۱۳/۵ تا ۱۶/۵	۹۰ تا ۱۱۵	۲۵ تا ۲۹
۱۶/۵ تا ۲۳	۱۱۵ تا ۱۶۰	۳۲ تا ۳۸

ب- مصالح

- **لایه‌ی تثبیت‌کننده‌ی سطحی**[۳۴]

در جایی که شرایط زمین سست غالب است، به منظور فراهم آوردن امکان تردد تجهیزات تراکم دینامیکی در سرتاسر ساختگاه و نیز کاهش نفوذ کوبه به داخل زمین، ممکن است نیاز به قرار دادن یک لایه‌ی تثبیت‌کننده‌ی سطحی باشد. نهشته‌های سست، خاکچال‌های نسبتا جدید با یک لایه‌ی پوششی نازک و یا نهشته‌ای از ضایعات معدنی که در سطح به حد پایین‌تری از درجه‌ی سفتی[۳۵] هوازده شده است را شامل می‌شوند.

لایه‌ی تثبیت‌کننده معمولا از مصالح دانه‌ای بامحدوده‌ی دانه‌بندی بین ابعاد ماسه و بیشینه ابعاد ۱۵۲ میلی‌متر تشکیل می‌شود. ضخامت این لایه‌ها بستگی به پایداری نهشته‌های سطحی دارد. اما ضخامت‌هایی در محدوده‌ی ۳۰ تا ۹۰ سانتی‌متر با موفقیت مورد استفاده قرار گرفته است.

در ساختگاه‌هایی که نهشته‌های موجود در آن‌ها پایدارتر هستند (نظیر نهشته‌های ضایعات معدنی، نهشته‌های یخ آبرفتی دانه‌ای غیر متراکم و خاکچال‌های تجزیه شده‌ی قدیمی که در بالای سطح آب قرار گرفته‌اند) نیاز به استفاده از لایه‌های تثبیت کننده‌ی سطحی نیست. از آن جایی که اجرای لایه‌ی تثبیت‌کننده می‌تواند به اندازه‌ی عملیات تراکم دینامیکی هزینه‌بر باشد، تنها در جایی که کاملا ضروری باشد مورد استفاده قرار می‌گیرد.

پ- ترتیب مراحل اجرا

تراکم دینامیکی معمولا طبق یک الگوی شبکه‌ای در سرتاسر محوطه‌ی پروژه انجام می‌شود و به اندازه‌ی فاصله‌ای برابر با ضخامت نهشته‌ی ضعیف در حال تراکم در خارج از مرزهای پروژه امتداد می‌یابد. انرژی را می‌توان در یک یا چند مرحله و برای هر مرحله در یک یا چند دور اعمال کرد.

منظور از یک مرحله، اعمال انرژی در یک الگوی خاص است. برای مثال، نخستین اعمال انرژی روی نقاطی با فاصله‌ی l در سرتاسر محوطه را می‌توان مرحله‌ی یک نامگذاری کرد. مرحله‌ی دو می‌تواند اعمال انرژی در بین نقاط شبکه‌ای اولیه باشد. اعمال انرژی تک مرحله‌ای اغلب در پروژه‌هایی مورد استفاده قرار می‌گیرد که فشارهای منفذی به سرعت مستهلک شده و قابلیت اعمال انرژی روی نقاط شبکه‌ای که در مجاورت مستقیم نقاط تازه متراکم شده قرار دارند، وجود داشته باشد. اعمال انرژی چند مرحله‌ای در پروژه‌هایی به کار می‌رود که فشار آب منفذی تولید شده و برای مستهلک شدن به زمان نیاز داشته باشد. بنابراین بهتر است انرژی روی یک شبکه‌ی نقاط پراکنده و متناوب اعمال شود.

منظور از یک دور، اعمال انرژی به صورت نموی در هر یک از نقاط کوبش است. به عنوان مثال، چنانچه طرح تراکم به این شکل باشد که در محل یک نقطه‌ی کوبش مشخص ۱۲ ضربه اعمال شود، اما تنها بتوان ۳ ضربه را قبل از آن که عمق گودال بیش از اندازه شده و یا بالاآمدگی زمین[۳۶] رخ دهد اعمال کرد، ۳ ضربه‌ی نخست تحت عنوان دور اول نامیده می‌شوند. پس از آن که دور اول به اتمام رسید، فرصت داده می‌شود تا فشار آب منفذی مستهلک شود و گوال‌ها نیز پر می‌شوند. هنگامی که ضربه‌های تکمیلی

34- Surface stabilizing layer
35- Consistency
36- Ground Heaving

اعمال می‌شوند، این کوبش‌ها تحت عنوان دور دوم از همان مرحله نامگذاری می‌شوند. در نهشته‌های ریزدانه، گاهی لازم است ۳ یا ۴ دور به کار رود؛ در حالی که در نهشته‌های متخلخل‌تر اعمال تنها یک دور کافی است.

در حالی که در بیش‌تر پروژه‌ها تراکم دینامیکی روی یک الگوی شبکه‌ای انجام می‌شود، برخی پروژه‌ها نیاز به اعمال انرژی اضافی در محل‌های ویژه دارند. برای مثال، می‌توان در محل پی‌ها انرژی اضافی اعمال کرد. در پروژه‌هایی که در محل آن‌ها تشکیلات کارستی وجود دارد، ممکن است نشست حاصل در برخی نواحی بیش‌تر باشد که این موضوع نشان دهنده‌ی وجود حفرات است و می‌توان در این نقاط انرژی اضافی اعمال کرد.

۸-۲-۲-۲-۴- مفاهیم طراحی

الف- تعریف مساله

چنانچه ملاحظات مقدماتی طراحی که در بخش ۸-۲-۲-۲-۲ مورد بحث قرار گرفت، نشان دهد که اجرای تراکم دینامیکی برای یک پروژه مناسب خواهد بود، گام بعدی تهیه‌ی یک طرح تفصیلی (طرحی مشخص‌تر و دارای جزییات بیش‌تر) برای مراحل مورد استفاده در تراکم دینامیکی است. این طرح موارد زیر را شامل می‌شود:

- تعیین نیازمندی‌های عملکردی پروژه برای سازه‌ی تکمیل شده؛
- انتخاب وزن و ارتفاع سقوط کوبه متناظر با عمق موردنیاز بهسازی؛
- تخمین درجه‌ی بهسازی حاصل از اجرای تراکم دینامیکی؛
- تعیین انرژی اعمالی مورد استفاده در کل ساختگاه پروژه برای ایجاد بهسازی.

ب- نیازمندی‌های عملکردی

تراکم دینامیکی توده‌ی خاک را متراکم می‌کند و این به نوبه‌ی خود مقاومت برشی خاک را افزایش داده و نفوذپذیری را کاهش می‌دهد. مقدار کمینه‌ی خواص خاک که برای عملکرد مناسب سازه‌ها و تاسیسات جدید مورد نیاز است، باید با استفاده از تحلیل‌های متداول تعیین شود، که این تحلیل‌ها معمولا براساس نتایج آزمون‌های SPT و CPT هستند. سپس می‌توان مقادیر مورد نیاز خواص خاک را با مقادیر تخمینی خواص بهبود یافته در اثر تراکم دینامیکی مقایسه کرد. بر این اساس می‌توان تعیین کرد که آیا تراکم دینامیکی قابلیت ایجاد اثر مورد نظر را دارد یا خیر.

به عنوان مثال، اگر قرار باشد یک خاکریز جاده روی خاک سست ساخته شود، یکی از نگرانی های طراحی نشست خاکریز است. بیش‌تر خکریزها می‌توانند نشست‌های تا حدود ۱۵۰ میلی‌متر را بدون نمود خرابی بر روی سیستم پیاده‌رو تحمل کنند؛ به شرط آن که نشست تا حد قابل قبولی یکنواخت باشد، در مجاورت سازه‌های متکی به شمع رخ ندهد و خیلی به آرامی به وقوع بپیوندد. برای تعیین این که آیا نشست کم‌تر از ۱۵۰ میلی‌متر خواهد بود یا خیر، می‌توان براساس خواص تخمین زده شده‌ی خاک پس از تراکم، نشست را برای ارتفاع خاکریز مورد نظر محاسبه کرد. اگر نشست کم‌تر از مقدار مجاز باشد، تراکم دینامیکی نیازمندی‌های پروژه را برآورد خواهد کرد. اما اگر نشست تخمین زده شده با استفاده از تحلیل‌های متداول از آنچه که خاکریز می‌تواند تحمل کند بیش‌تر شود، باید روش‌های دیگر تقویت خاکریز مورد بررسی قرار گیرد.

در جایی که ظرفیت باربری خاک زیر پی مورد توجه باشد، می‌توان روند مشابهی را دنبال کرد. به این صورت که خواص تخمین زده شده‌ی خاک براساس روش‌های ارایه شده در این بخش در یک تحلیل گسیختگی متداول به کار می‌رود تا تعیین شود که آیا برای جلوگیری از گسیختگی، ظرفیت باربری به اندازه‌ی کافی افزایش یافته است یا خیر.

اگر هدف تراکم جلوگیری از وقوع روانگرایی باشد، تحلیل‌های متداول معمولا براساس نتایج آزمون‌های SPT و CPT انجام می‌شوند. مقدار کمینه‌ی عدد نفوذ استاندارد یا مقاومت نفوذ مخروط برای پیشگیری از روانگرایی توسط این تحلیل‌ها تعیین می‌شود. مقادیر عدد نفوذ استاندارد و مقاومت نفوذ مخروط اصلاح شده پس از انجام تراکم را می‌توان به کمک روش‌های ارایه شده در این بخش تخمین زد. اگر مقدار کمینه‌ی عدد نفوذ استاندارد و مقاومت مخروط قابل دستیابی باشد، می‌توان نتیجه گرفت که تراکم دینامیکی یکی از روش‌های مناسب برای بهسازی زمین است.

روش‌های ارایه شده در این بخش برای تخمین بهسازی حاصل، پیش از شروع پروژه انجام می‌شوند. اما لازم است میزان بهسازی به دست آمده با استفاده از آزمون‌های محلی اضافی کنترل شود.

در نهشته‌هایی که به صورت کنترل نشده خاکریزی می‌شوند، همواره احتمال دارد که یک سری نواحی بیش از اندازه سستِ خاک در داخل نهشته‌ی با تراکم متوسط وجود داشته باشند. ممکن است در هیچ کدام از گمانه‌های اولیه به این بسته‌های خاک سست برخورد نشده باشد؛ اما اگر مهندس طراح از این موضوع آگاه باشد که ساختگاه متشکل از خاکریزهای کنترل نشده است، تراکم دینامیکی می‌تواند خطر نشست تفاضلی ناشی از این بسته‌های دیده نشده‌ی خاک سست را کاهش دهد. از آن جایی که تراکم دینامیکی روی یک الگوی شبکه‌ای در سرتاسر ساختگاه انجام می‌شود، وجود این بسته‌های سست در طی عملیات تراکم آشکار خواهد شد. می‌توان برای تراکم این خاکریزهای سست انرژی اضافی اعمال کرد و یا این که بخشی از نهشته‌ی سست را با مصالح دانه‌ای جایگزین کرده و سپس تراکم دینامیکی را روی این مجموعه اعمال کرد.

پ- عمق و وسعت بهسازی

عمق بهسازی تابعی از مقداری متغیر شامل وزن کوبه، عمق سقوط، نوع خاک و متوسط انرژی اعمالی است. تمام این عوامل در رابطه‌ی زیر بیان شده‌اند:

$$D = n\sqrt{WH} \qquad (۸-۲)$$

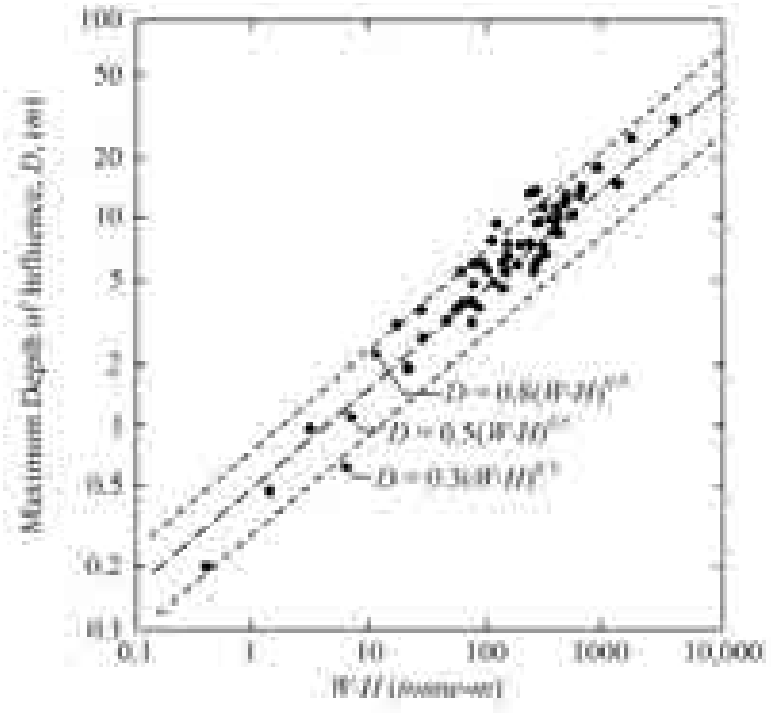
که در آن:

D: عمق بهسازی (m)؛

n: ثابت تجربی که برای بیش‌تر خاک‌ها تقریبا برابر ۰٫۵ است. همان‌گونه که در شکل (۸-۲۱) نشان داده شده است، مقدار n بین ۰٫۳ تا ۰٫۸ تغییر می‌کند و معمولا برای خاکچال‌ها از مقدار ۰٫۴ استفاده می‌شود. به طور کلی n با افزایش نفوذپذیری خاک افزایش می‌یابد.

W: وزن کوبه (t.f)؛

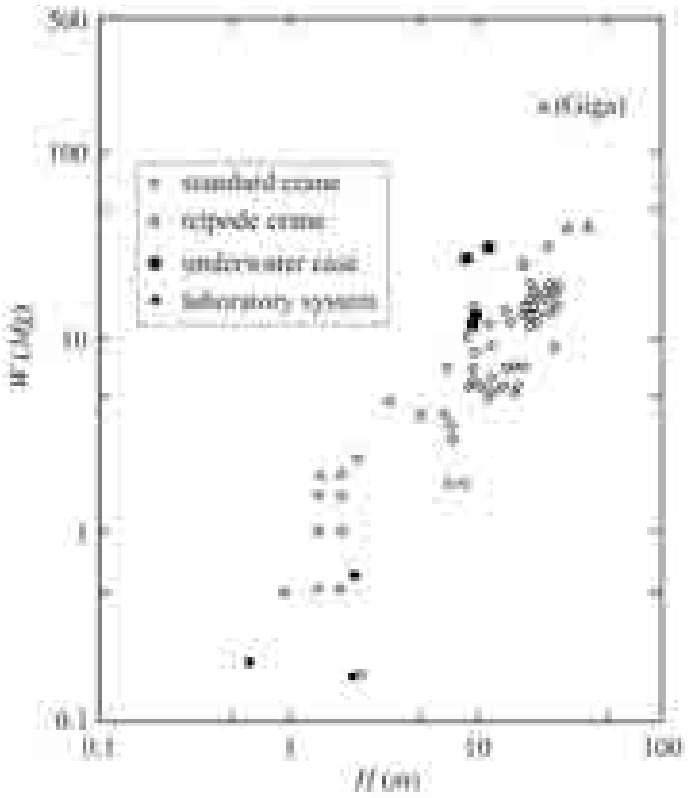
H: ارتفاع سقوط (m).



شکل ۸-۲۱- روند میان بیشینه‌ی عمق تاثیر ظاهری و انرژی وارد بر هر نقطه

عوامل دیگری که عمق بهسازی را تحت تاثیر قرار می‌دهند شامل وجود لایه‌های سست جاذب انرژی و لایه‌های سخت در سطح زمین که مانع انتقال انرژی به عمق‌های بیش‌تر می‌شوند، هستند. بحث جامع‌تری در خصوص عوامل موثر بر عمق بهسازی در مرجع Lukas (1995) ارایه شده است.

بسته به تجهیزات موجود می‌توان ترکیبات مختلفی از W و H را در رابطه‌ی (۸-۲) به کار برد. شکل (۸-۲۲) رابطه‌ی میان ارتفاع سقوط و وزن کوبه‌ی مورد استفاده در تعداد زیادی از پروژه‌ها را به شکل خلاصه بیان می‌کند. این شکل را می‌توان به عنوان یک نقطه‌ی شروع، همراه با انجام اصلاحاتی روی W و H بسته به پیمانکار انتخاب شده، مورد استفاده قرار داد.



شکل ۸-۲۲- رابطه‌ی میان وزن کوبه و ارتفاع سقوط

میزان بهسازی حاصل در اثر اجرای تراکم دینامیکی معمولا با استفاده از آزمون‌های برجای متداول نظیر SPT و CPT اندازه‌گیری می‌شود. به منظور ارزیابی و نظارت میزان بهسازی نتایج به دست آمده از آزمون‌ها پس از اجرای تراکم دینامیکی با مقادیر اولیه‌ی قبل از تراکم دینامیکی مقایسه می‌شوند. معمولا بیش‌ترین مقدار بهسازی در نزدیکی بخش بالایی خاکِ تحت تراکم رخ می‌دهد و سپس با افزایش عمق کاهش می‌یابد. شکل (۸-۲۳) تغییرات بهسازی با عمق را نمایش می‌دهد. نواحی نشان داده شده در این شکل به صورت زیر توصیف می‌شوند:

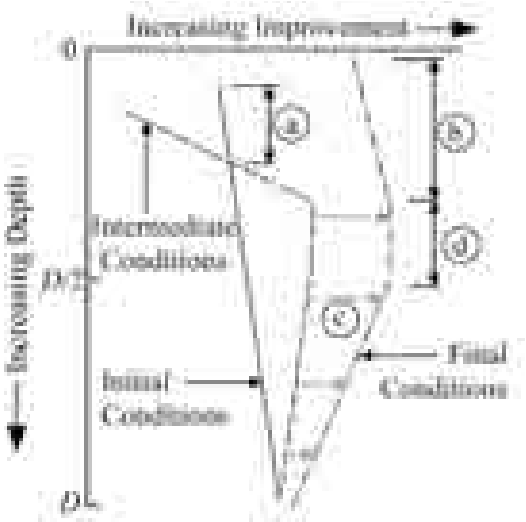
a: پس از مراحل اولیه‌ی کوبش، نهشته‌های سطحی تا عمق نفوذ گودال سست می‌شود؛

b: نهشته‌های سطحی با انجام دور اتوکشی متراکم می‌شوند؛

c: با گذشت زمان مقاومت افزایش می‌یابد؛

d: بیشینه‌ی بهسازی معمولا در اعماق D/3 تا D/2 رخ می‌دهد؛

درجه‌ی بهسازی به دست آمده تا حد زیادی تابع متوسط انرژی اعمال شده در سطح زمین است. به طور کلی، هر چقدر میزان انرژی بیش‌تر باشد، درجه‌ی بهسازی بیش‌تر است. با این وجود محدودیت‌هایی در خصوص بیشینه‌ی مقادیر قابل دستیابی SPT و CPT وجود دارد.



شکل ۸-۲۳- تغییرات بهسازی با عمق در طی تراکم دینامیکی

براساس بررسی صورت گرفته روی تعدادی از ساختگاه‌ها، حد بالایی نتایج آزمون‌های SPT و CPT در جدول (۸-۷) نشان داده شده است. نتایج به دست آمده بیشینه‌ی مقادیر بهسازی در اعماق D/3 تا D/2 را نشان می‌دهند. در بالا و پایین این محدوده‌ی عمق، مقادیر حاصل از انجام آزمون‌ها کم‌تر خواهد بود. در ساختگاه‌هایی که این مقادیر آزمون‌ها اندازه‌گیری شده‌اند، متوسط انرژی اعمال شده در حدرد MJ/m2 3-2 بوده است. چنانچه مقدار انرژی کم‌تری اعمال شود و یا برخی عوامل پیچیده نظیر لایه‌های جاذب انرژی یا پوسته‌های سطحی سخت که اجازه‌ی انتقال انرژی به عمق را نمی‌دهند وجود داشته باشد، درجه‌ی بهسازی به طور قابل ملاحظه‌ای کم‌تر از مقادیر نشان داده شده در جدول (۸-۷) خواهد بود.

جدول ۸-۷- حد بالای نتایج آزمون‌های محلی پس از اجرای تراکم دینامیکی

نوع خاک	بیشینه‌ی مقدار آزمایش	
	عدد نفوذ استاندارد	مقاومت نوک مخروط (MPa)
خاک درشت دانه‌ی نفوذپذیر: ماسه و شن	۴۰ تا ۵۰	۱۹ تا ۲۹
خاک نیمه تراوا: لای‌های ماسه‌ای لای‌ها و لای‌های رسی	۳۵ تا ۴۵ ۲۵ تا ۳۵	۱۳ تا ۱۷ ۱۰ تا ۱۳
نهشته‌های ناتراوای نیمه اشباع: خاکریزهای رسی و ضایعات معدنی	۳۰ تا ۴۰*	غیر قابل کاربرد
خاکچال‌ها	۲۰ تا ۴۰*	غیر قابل کاربرد

* ممکن است به دلیل وجود ذرات بزرگ در داخل توده‌ی خاک مقادیر بیش‌تری برای آزمایش‌ها به دست آید.

حد بالای نتایج آزمون‌ها که در جدول (۸-۷) ارایه شده است، باید تنها برای تخمین بیش‌ترین درجه‌ی بهسازی قابل دستیابی در یک ساختگاه مورد استفاده قرار گیرد. مقدار واقعی بهسازی به دست آمده باید با انجام آزمون‌های برجا نظیر SPT و CPT پس از تراکم دینامیکی اندازه‌گیری شود. تعدادی از آزمون‌ها باید در زمان حضور تجهیزات تراکم دینامیکی در ساختگاه انجام شوند تا چنانچه

درجه‌ی بهسازی به مقدار مطلوب نرسد، امکان اعمال انرژی اضافی فراهم باشد. با این حال مطالعات انجام شده نشان می‌دهد که در پی اجرای تراکم دینامیکی و پس از استهلاک کل فشار منفذی اضافی، یک بهسازی تاخیری تابع زمان رخ می‌دهد. این افزایش مقاومت با زمان به خاصیت سیمانی بین ذرات خاک، تحکیم ثانویه و تاثیر سن نسبت داده می‌شود. این پدیده بیش‌تر در خاک‌های ریزدانه رخ می‌دهد؛ اما در خاک‌های دانه‌ای نیز مشاهده شده است. بنابراین اگر نتایج آزمون‌های انجام شده در پایان تراکم دینامیکی تنها به صورت مرزی قابل قبول باشند، برای تایید بهبود خواص خاک با زمان می‌توان آزمون‌های اضافی را پس از گذشت مدت زمانی انجام داد.

ت- نیازمندی‌های انرژی

تراکم دینامیکی معمولا روی یک الگوی شبکه‌ای در سرتاسر محوطه‌ی پروژه انجام می‌شود. از این‌رو بهتر است انرژی اعمال شده در قالب مقادیر متوسط بیان شود. این متوسط انرژی اعمالی را می‌توان براساس رابطه‌ی زیر محاسبه کرد:

$$AE = \frac{W \times H \times N \times P}{S^2} \qquad (۸-۳)$$

که در آن:

AE: انرژی اعمال شده (kJ/m^2)؛

N: تعداد ضربه در محل هر یک از نقاط کوبش؛

W: جرم کوبه (t.f)؛

H: ارتفاع سقوط (m)؛

P: تعداد دورها؛

S: فاصله‌ی میان نقاط شبکه (m).

چنانچه از کوبه‌های با ابعاد مختلف و ارتفاع‌های سقوط متفاوت استفاده شود، متوسط انرژی اعمالی مجموع تمام سطوح انرژی خواهد بود. برای مثال، یک سطح بالای انرژی معمولا با استفاده از یک کوبه‌ی سنگین و ارتفاع سقوط زیاد اعمال می‌شود. در بسیاری از موارد به دنبال این مرحله یک سطح پایین انرژی (دور اتوکشی) با استفاده از کوبه‌های با ابعاد کوچک‌تر و ارتفاع سقوط کم‌تر اعمال می‌شود. در این حالت متوسط انرژی اعمالی مجموع انرژی‌های اختصاص یافته به ساختگاه خواهد بود.

بیش‌تر پروژه‌های تراکم دینامیکی با استفاده از سطوح انرژی متغیر در محدوده‌ی $1\text{-}3\ MJ/m^2$ به انجام می‌رسند. با این وجود، بسته به درجه‌ی بهسازی لازم برای تامین نیازمندی‌های پروژه، انرژی اعمالی می‌تواند برای هر ساختگاه متغیر باشد.

در طی مراحل طراحی یا برنامه‌ریزی اولیه می‌توان با استفاده از جدول (۸-۸) تخمینی از انرژی مورد نیاز در واحد حجم را به دست آورد. این جدول برخی متغیرهایی را که مقدار انرژی مورد نیاز برای دستیابی به بهسازی کافی را تحت تاثیر قرار می‌دهند، با هم ترکیب می‌کند. این متغیرها شامل ضخامت نهشته، نوع خاک در حال تراکم و تراکم نسبی اولیه‌ی نهشته است.

در جدول (۸-۸) نهشته‌ها به سه گروه کلی دسته‌بندی شده‌اند به طوری که خاکچال‌ها بیش‌ترین مقدار انرژی و خاک‌های درشت دانه کم‌ترین میزان انرژی را نیاز دارند. در این جدول، ضخامت نهشته با بیان انرژی اعمالی در واحد حجم در نظر گرفته شده است. متوسط انرژی که باید روی سطح یک نهشته اعمال شود با ضرب انرژی اعمالی واحد در ضخامت نهشته به دست می‌آید. تراکم

نسبی اولیه‌ی نهشته با نشان دادن انرژی مورد نیاز در یک محدوده به حساب آمده است. در داخل هر نوع خاک خاص، سست‌ترین نهشته‌ها بالاترین سطح انرژی پیشنهادی و نهشته‌های متراکم‌تر مقادیر کم‌تری از آن را نیاز دارند.

جدول ۸-۸- راهنمای انرژی اعمالی

نوع نهشته	انرژی اعمالی در واحد حجم (kJ/m^3)
خاک‌های درشت دانه‌ی نفوذپذیر (ناحیه‌ی ۱ در شکل ۸-۱۷)	۲۰۰-۲۵۰
خاک‌های ریزدانه‌ی نیمه تراوا (ناحیه‌ی ۲ در شکل ۸-۱۷ و خاک‌های رسی) خاکریزهای بالای تراز آب (ناحیه‌ی ۳ در شکل ۸-۱۷)	۲۵۰-۳۵۰
خاکچال‌ها	۶۰۰-۱۱۰۰

به منظور طراحی اولیه‌ی برنامه‌ی تراکم می‌توان گام‌های زیر را مورد استفاده قرار داد:

گام ۱: بر اساس ناحیه‌ی خاک به دست آمده از شکل (۸-۱۷)، انرژی مورد نیاز برای تراکم از روی جدول (۸-۸) تعیین می‌شود.

گام ۲: با دانستن عمق مطلوب بهسازی (D) و تخمین ضریب n متناسب با نوع خاک، معادله‌ی (۸-۱) برای محاسبه WH به کار می‌رود. سپس می‌توان شکل (۸-۲۲) را برای انتخاب مقادیر مشخص W و H مورد استفاده قرار داد؛ به طوری که مقدار مورد نظر WH به دست آید. جدول (۸-۶) اطلاعاتی را در خصوص ابعاد جرثقیل مورد نیاز برای وزنه‌ی انتخاب شده ارایه می‌دهد.

گام ۳: با استفاده از معادله‌ی (۸-۲) تعداد سقوط و دور مورد نیاز به گونه‌ای تخمین زده می‌شود که سهم انرژی هر نقطه‌ی تراکمی از حاصلضرب مقدار تعیین شده در گام اول در عمق بهسازی بزرگ‌تر باشد.

معمولا این طرح اولیه با استفاده از نتایج آزمون‌های محلی انجام شده روی نواحی آزمایشی، اصلاح می‌شود.

۸-۲-۳- روش‌های زهکشی

۸-۲-۳-۱- مقدمه

به عنوان یکی از شیوه‌های بهسازی خاک در برابر روانگرایی، هدف روش زهکشی افزایش ظرفیت زهکشی کلی پروفیل خاک از طریق نصب زهکش‌های ساخته شده از مصالح با نفوذپذیری بالا در زیر سطح زمین است. معمولا این قبیل زهکش‌ها در یک پیکربندی شمعی نصب می‌شوند؛ هرچند، اشکال دیگری از زهکش نیز به صورت زهکش دیواری، زهکش احاطه‌کننده‌ی سازه و اتصال ابزار زهکشی به شمع‌های فولادی یا سپرها پیشنهاد شده است. قلوه سنگ یا شن مورد استفاده به عنوان خاکریز پشت دیوار ساحلی نیز می‌تواند نوعی زهکش در نظر گرفته شود به شرط آن که برای جلوگیری از انتقال ماسه به داخل آن از یک لایه‌ی نفوذپذیر استفاده شود. معمولا از شن و سنگریزه به عنوان مصالح زهکشی استفاده می‌شود؛ هرچند در سال‌های اخیر، لوله‌های پلاستیکی حاوی سوراخ‌های ریز متعدد نیز به عنوان ابزار زهکشی مورد استفاده قرار گرفته‌اند که در بخش‌های بعدی بیش‌تر مورد بررسی قرار می‌گیرند. همان‌گونه که اشاره شد، به منظور بهسازی خاک در برابر روانگرایی، روش‌های زهکشی مختلفی وجود دارد. در این بخش از راهنما، اصول طراحی و نصب زهکش‌های شمعی مورد بحث قرار می‌گیرد.

روش‌هایی که از زهکش شمعی متشکل از شن و سنگریزه استفاده می‌کنند نیز انواع گوناگونی دارند. یکی از این روش‌ها که عملکرد زهکشی را با تراکم ترکیب می‌کند، روش تراکم شنی[۳۷] است. در این روش، با وجود تراکم، ممکن است خاک طبیعی مجاور زهکش در اثر لرزش‌های شدید ایجاد شده در طی نصب زهکش به صورت موضعی روانگرا شود. در نتیجه هنگام استفاده از این روش توجه دقیق به عدم انسداد سوراخ‌های زهکش در طی نصب آن ضروری است. روش‌های زهکشی مختلف اشاره شده را می‌توان به صورت نشان داده شده در جدول (۸-۹) خلاصه کرد.

در روش شناورسازی ارتعاشی[۳۸]، شن و سنگریزه می‌تواند برای شکل‌گیری ستون‌های سنگی مورد استفاده قرار گیرد. این شیوه به ستون‌های شنی مورد استفاده در روش زهکشی شبیه است. هرچند، احتمال انتقال ماسه به داخل ستون‌های سنگی در طی اجرا زیاد است. بنابراین روش شناورسازی ارتعاشی با استفاده از شن و سنگریزه تنها خاک زیرین را متراکم می‌کند و به صورت زهکش عمل نمی‌نماید.

جدول ۸-۹- انواع روش‌های زهکشی مورد استفاده به منظور بهسازی خاک در برابر روانگرایی

الف) انواع زهکش با توجه به شکل	زهکش شمعی زهکش دیواری منطقه‌ی زهکشی در اطراف سازه‌ها اتصال عمل‌گر زهکش به سازه‌ها
ب) انواع زهکش با توجه به مصالح مورد استفاده	زهکش شنی زهکش پلاستیکی
پ) انواع زهکش با توجه به روش نصب	روش متکی بر اثر زهکشی در زهکش روشی که همزمان با نصب زهکش تراکم خاک را نیز افزایش می‌دهد.

همان‌گونه که در بخش قبلی اشاره شد، در روش تراکم ارتعاشی می‌توان برای شکل دادن ستون‌های خاک متراکم از شن و سنگریزه به عنوان مصالح پرکننده استفاده کرد. این شیوه مشابه با ستون‌های شنی مورد استفاده در روش زهکشی است. با این حال احتمال انتقال ماسه به داخل ستون‌های سنگی در طی اجرای آن‌ها زیاد است. بنابراین روش تراکم ارتعاشی با استفاده از شن و سنگریزه تنها خاک زیرسطحی را متراکم کرده و به عنوان زهکش عمل نمی‌کند.

در روش زهکشی، نشست اندک همراه با زهکشی آب و افزایش ناچیز در اضافه فشار آب منفذی اجتناب‌ناپذیر است. در مقایسه با روش‌های تراکمی، روش زهکشی یک دستاورد جدید است تاریخچه‌های موردی کافی از عملکرد آن در طی زلزله‌های گذشته وجود ندارد. علاوه بر این، بهبود مشخصات تغییرشکلی ماسه‌های سست با استفاده از روش زهکشی، همواره از نظر شکل‌پذیری[۳۹] مطلوب نیست. در اینجا منظور از شکل‌پذیری آن است که با اعمال تغییر اندک در تراز لرزه‌ای، شاخص عملکردی نظیر مقاومت مورد نیاز در برابر تغییرشکل به طور قابل توجهی تاثیر نپذیرد. برای سازه‌های جدید الاحداث با محدودیت اجرایی بسیار کم و سازه‌های موجودی که نیاز به تامین ضرایب اطمینان بالا دارند، بهتر است به جای روش زهکشی از دیگر روش‌های بهسازی نظیر جایگزینی با مصالح پرکننده‌ی شنی و سنگی استفاده شود.

37- Gravel Compaction
38- Vibro floating
39- Ductility

لازم به ذکر است که روش طراحی ارایه شده در این بخش بر اساس تئوری خرابی تجمعی[۴۰] (Annaki and Lee 1977 and Yoshizawa et al. 1988) است که معمولا نتایج محافظه‌کارانه‌ای به دنبال دارد. از این رو، در طرح واقعی، لازم است کیفیت طراحی با قضاوت مهندسی مناسب و بر اساس شرایط سازه‌ی موجود و عوامل موثر دیگر کنترل و اصلاح شود.

۸-۲-۳-۲- کلیات طراحی

طراحی روش زهکشی با استفاده از دستورالعمل نشان داده شده در شکل (۸-۲۴) انجام می‌شود. همان‌طور که در این شکل نشان داده شده است، طراحی در قالب سه مرحله‌ی کلی زیر انجام می‌شود:

۱- تعیین مصالح زهکشی؛

۲- بررسی خاک و انجام آزمون‌های در محل بر روی پروفیل خاک طبیعی؛

۳- تعیین فاصله‌ی نصب زهکش‌ها.

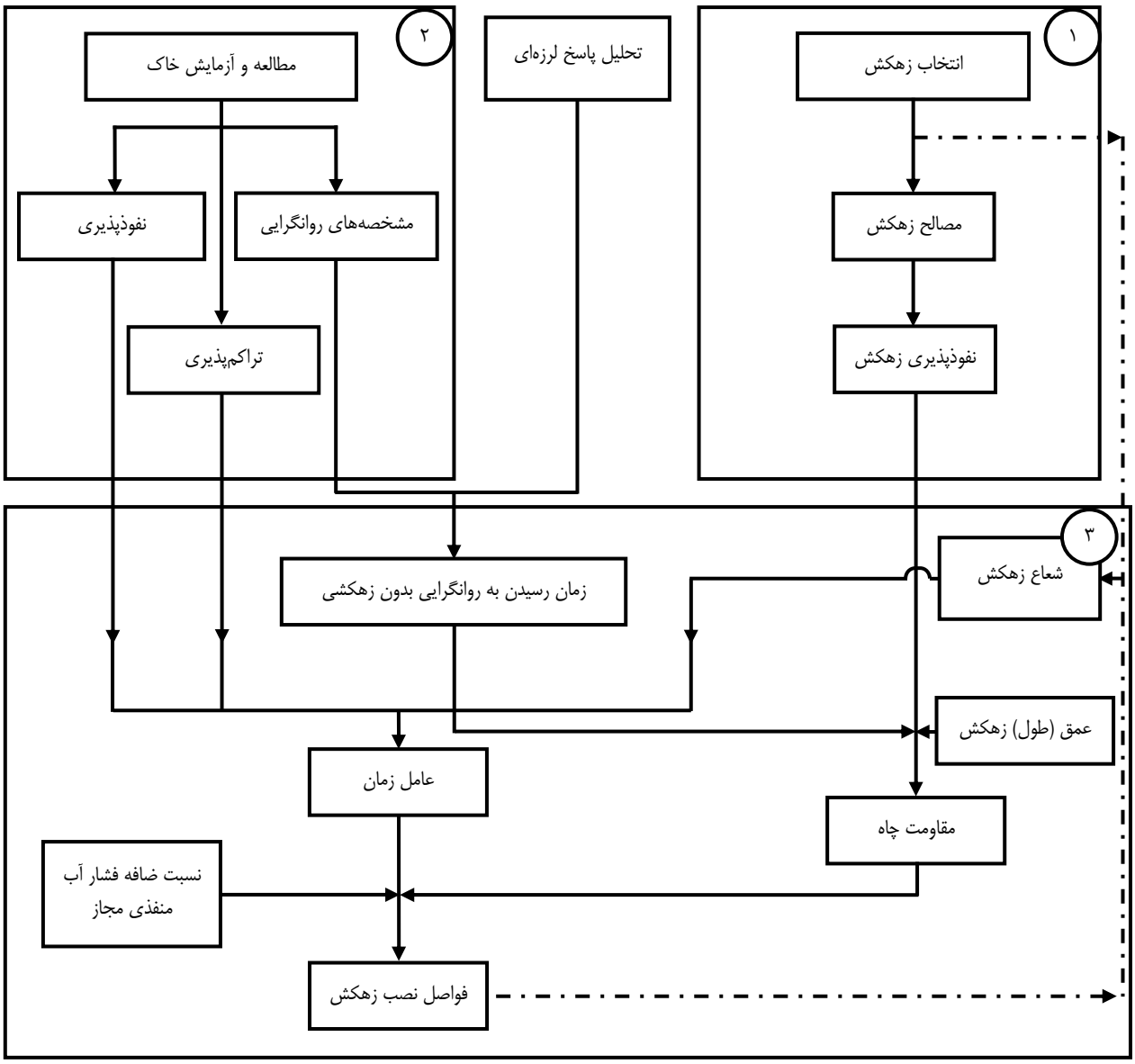
روش طراحی بر اساس تعادل میان نرخ افزایش اضافه فشار آب منفذی در اثر زلزله و نرخ استهلاک فشار آب منفذی در نتیجه‌ی زهکشی است. در طی زلزله، آب منفذی همزمان با تولید اضافه فشار آب منفذی زهکشی می‌شود. نرخ افزایش اضافه فشار آب منفذی در اثر اعمال ترازهای بالاتر حرکات لرزه‌ای، لرزش‌های ناگهانی و شدید و سستی خاک زیرسطحی افزایش می‌یابد. چنانچه ضریب تراکم‌پذیری حجمی خاک طبیعی کوچک و ضریب نفوذپذیری آن بزرگ باشد، نرخ استهلاک فشار آب منفذی افزایش می‌یابد. همچنین در صورتی که ظرفیت زهکشی کلی پروفیل خاک با نصب زهکش‌های نزدیک به هم و استفاده از مصالح زهکشی با نفوذپذیری بیش‌تر افزایش یابد، این نرخ استهلاک بیش‌تر افزایش می‌یابد.

بر اساس ملاحظات فوق، شرایط طراحی که مشکلاتی را برای روش زهکشی به وجود می‌آورند، به شرح زیر است:

- نفوذپذیری پروفیل خاک طبیعی پایین باشد؛
- ضریب تراکم‌پذیری حجمی خاک طبیعی بزرگ باشد؛
- مقاومت روانگرایی خاک طبیعی پایین باشد؛
- تراز حرکت لرزه‌ای بالا باشد؛
- حرکت لرزه‌ای از نوع ضربه‌ای باشد؛
- لایه‌ی روانگرا ضخیم باشد.

در طراحی زهکش لازم است که مصالح زهکشی و فاصله‌ی نصب آن‌ها با توجه به شرایط فوق به طور مناسب انتخاب شود. طراحی زهکش‌های شنی و پلاستیکی به ترتیب در بخش‌های ۸-۲-۳-۳ و ۸-۲-۳-۴ شرح داده می‌شود.

40- Cumulative damage theory



شکل ۸-۲۴- دستورالعمل طراحی روش زهکشی

۸-۲-۳-۳- طراحی زهکش شنی

۸-۲-۳-۳-۱- مصالح

شن و سنگریزه‌ی مورد استفاده در زهکش شنی باید دارای نفوذپذیری به اندازه‌ی کافی بالا برای بهسازی مناسب خاک در برابر روانگرایی و همچنین مقاومت بالا در برابر روانگرایی باشد. در انتخاب شن و سنگریزه، بهتر است احتمال انسداد[41] مصالح زهکش نیز مورد ارزیابی قرار گیرد. در طراحی زهکش شنی، نفوذپذیری شن و سنگریزه باید به وسیله‌ی یک مطالعه یا آزمون مناسب تعیین شود. نتایج چنین مطالعه یا آزمونی نه تنها در انتخاب شن و سنگریزه‌ی مناسب مورد استفاده قرار می‌گیرد بلکه در دستورالعمل طراحی ارایه شده در بخش ۸-۲-۳-۳-۳ نیز به کار می‌رود.

41- Clogging

جریان نشت به داخل زهکش ساخته شده از شن و سنگریزه در بسیاری از موارد جریانی آشفته[۴۲] است. از این‌رو ضریب نفوذپذیری شن و سنگریزه به گرادیان هیدرولیکی وابسته می‌شود. گرادیان هیدرولیکی رابطه‌ی نزدیکی با نسبت اضافه فشار آب منفذی دارد به طوری که به عنوان یک تقریب محافظه‌کارانه در طراحی می‌توان آن را برابر با نسبت اضافه فشار آب منفذی مجاز در نظر گرفت (به بخش ۸-۲-۳-۳-۳ مراجعه شود).

با مراجعه به شکل (۸-۲۵-الف) می‌توان مقادیر تقریبی ضریب نفوذپذیری شن و سنگریزه را به دست آورد. در این شکل، "کوبش ۵۰۰ یا ۱۰۰۰ بار" به تعداد کوبش با کوبه‌ی ۴٫۵ کیلوگرمی اشاره دارد. دانه‌بندی هر کدام از شن‌ها در شکل (۸-۲۵-ب) نشان داده شده است. گاهی اوقات به منظور جلوگیری از انسداد زهکش از سنگریزه‌ی شماره‌ی ۷ که ضریب نفوذپذیری آن در شکل (۸-۲۶) نشان داده شده است، استفاده می‌شود. مقادیر ارایه شده در این شکل مربوط به حالتی است که کوبش صورت نگرفته است.

تراز مورد نیاز ضریب نفوذپذیری شن و سنگریزه معمولا براساس شرایط مختلف نشان داده شده در بخش ۸-۲-۳-۳-۳ تغییر می‌کند. شرط لازم برای آن که زهکش به صورت یک چاه خالی عمل کند (یعنی داشتن عملکرد زهکشی مشابه با حالتی که نفوذپذیری شن و سنگریزه بی‌نهایت است) یکی از معیارهای انتخاب شن و سنگریزه است. بر اساس مطالب ارایه شده در بخش ۸-۲-۳-۳-۳، این شرط تقریبا متناظر با شرط ضریب مقاومت چاه (R) کوچک‌تر از یک است که می‌توان آن را به صورت زیر بیان کرد:

$$k_d \geq k_s \left(\frac{h}{a}\right)^2 \qquad (۸-۴)$$

که در آن:

k_d: ضریب نفوذپذیری شن یا سنگریزه‌ی مورد استفاده به عنوان مصالح زهکشی (cm/sec)؛

k_s ضریب نفوذپذیری در راستای افقی پروفیل خاک طبیعی (cm/sec)؛

h: عمق نصب زهکش (cm)؛

a: شعاع زهکش (cm).

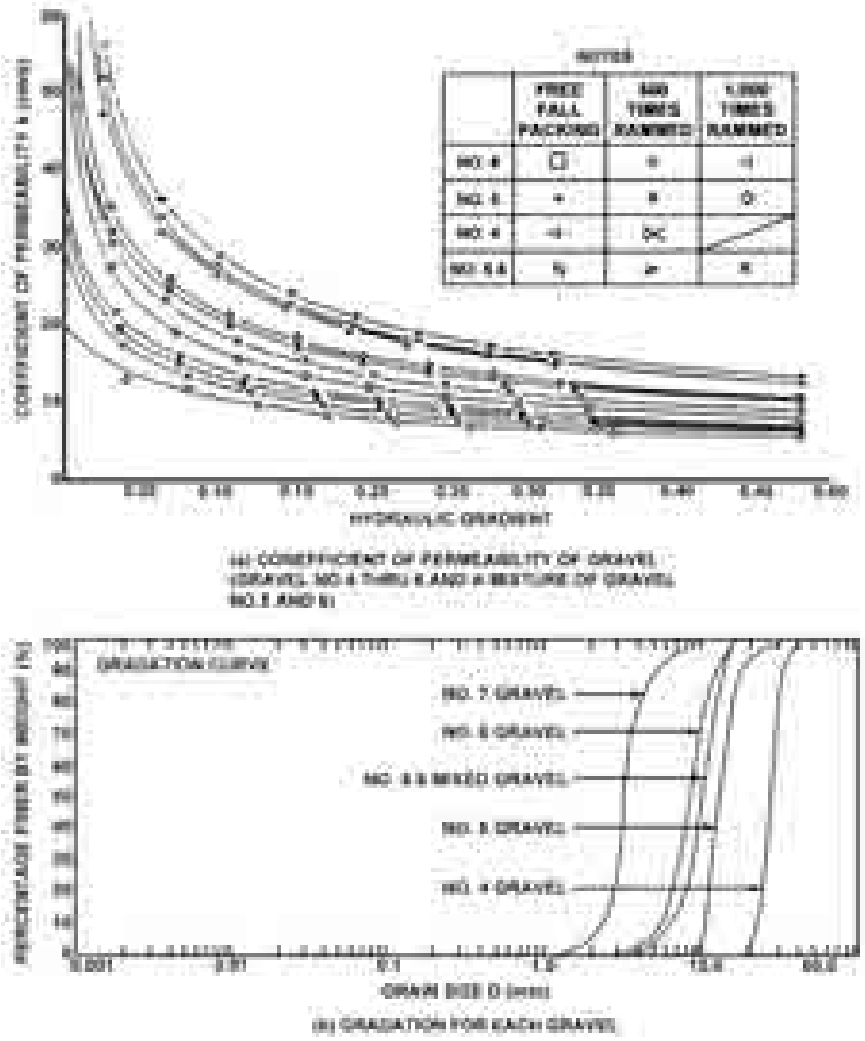
برای مثال هنگامی که عمق نصب زهکش و قطر آن به ترتیب برابر ۱۰ و ۰٫۶ متر باشد، معادله‌ی (۸-۴) ایجاب می‌کند که ضریب نفوذپذیری شن و سنگریزه‌ی مورد استفاده در زهکش حدود ۱۰۰۰ برابر خاک طبیعی باشد.

حتی اگر این معیار ارضا نشود، طراحی زهکش مطابق با موارد اشاره شده در بخش ۸-۲-۳-۳-۳ امکان‌پذیر است. هنگامی که ضریب نفوذپذیری به مقادیری کم‌تر از مقادیر تعیین شده توسط رابطه‌ی (۸-۴) کاهش یابد، فاصله‌ی نصب زهکش تا حد زیادی کوچک می‌شود. در حالت نهایی، لازم است تا کل خاک طبیعی با شن و سنگریزه جایگزین شود.

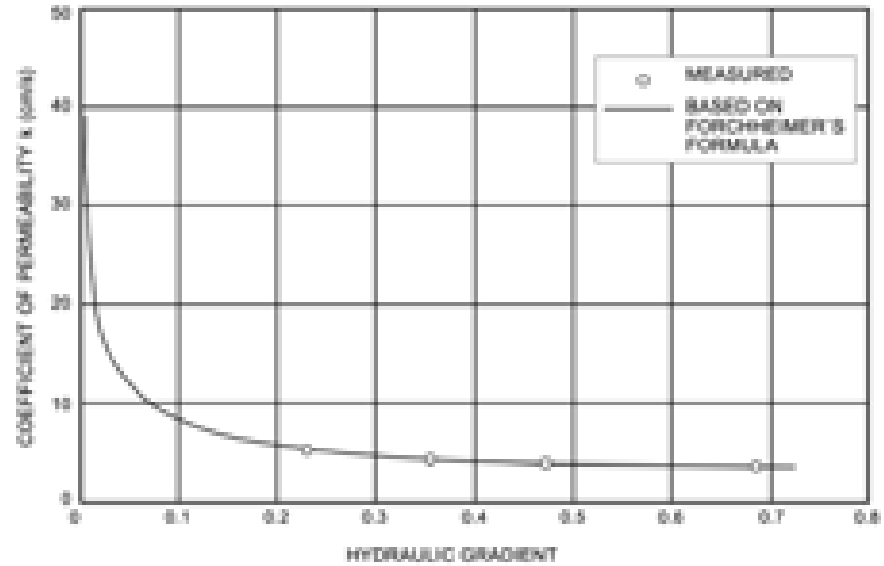
به منظور حفظ ضریب نفوذپذیری مورد نیاز زهکش شنی لازم است از انسداد آن جلوگیری شود. انسداد زهکش شنی به کاهش نفوذپذیری زهکش در اثر انتقال خاک طبیعی به داخل آن برمی‌گردد. شرایط انسداد زهکش را می‌توان به سه گروه زیر دسته‌بندی کرد:

الف- انسداد در طی نصب زهکش: هنگامی‌که پس از نصب زهکش شنی از روش تراکم در مجاورت آن استفاده شود، در اثر ارتعاش حاصل از تراکم، اضافه فشار آب منفذی خاک ماسه‌ای مجاور زهکش شنی افزایش می‌یابد و آب منفذی به داخل زهکش تخلیه می‌شود. این موضوع می‌تواند سبب انسداد زهکش شنی شود. همچنین در اجرای همزمان تراکم و نصب زهکش، نظیر آنچه که در روش تراکم شنی صورت می‌گیرد، احتمال انسداد زهکش به شکل مشابه وجود دارد.

42- Turbulent Flow



شکل ۸-۲۵- ضریب نفوذپذیری شن و سنگریزه در ترازهای مختلف گرادیان هیدرولیکی



شکل ۸-۲۶- ضریب نفوذپذیری سنگریزی شماره‌ی ۷

ب- انسداد بعد از نصب زهکش و قبل از وقوع زلزله: این امکان وجود دارد که انسداد زهکش به طور تدریجی و در نتیجه‌ی عوامل مختلفی که در یک مدت زمان طولانی رخ می‌دهند، گسترش یابد. از جمله‌ی این عوامل می‌توان به مخلوط شدن ذرات ریزدانه در اثر نوسانات سطح آب زیرزمینی و یا رشد جاندارانِ ریز[۴۳] اشاره کرد. این جنبه از انسداد زهکش هنوز مورد مطالعه قرار نگرفته است.

پ- انسداد در طی زلزله: در حین وقوع زلزله، آب منفذی به داخل زهکش تخلیه می‌شود و بنابراین این امکان وجود دارد که زهکش در طی تخلیه مسدود شود.

از میان گروه‌های اشاره شده در بالا، موارد الف و پ بر اساس ساز و کاری مشابه بوده و حجم وسیعی از مطالعاتِ مرتبط با این دو نوع انسداد وجود دارد. پروژه‌های تحقیقاتی انجام شده بر اساس این فرض هستند که خاک طبیعی قرار گرفته در مجاورت مستقیم زهکش شنی دستخوش روانگرایی نخواهد شد.

شرایط انسداد بندهای الف یا پ را می‌توان به کمک آزمون‌های آزمایشگاهی تشخیص داد. همچنین می‌توان پیشنهادهای زیر را به عنوان شرایطی که در آن‌ها انسداد رخ نمی‌دهد، به کار برد:

- $d_{15}/D_{85} \leq 5$: که در آن d_{15} و D_{85} به ترتیب اندازه‌ی ذرات متناظر با درصد عبوری ۱۵ و ۸۵ در مصالح زهکش و خاک طبیعی برحسب میلی‌متر می‌باشد.
- $d_{25}/D_{75} \leq 9.5$ یا $d_{15}/D_{85} \leq 6.4$: که در آن d_{25} و D_{75} به ترتیب برای درصد عبوری ۲۵ و ۷۵ تعریف می‌شود.
- $d_{15}/D_{85} \leq 9$: هرچند به عنوان نتیجه‌گیری، شرط $d_{15}/D_{85} \leq 5$ با رعایت ضریب اطمینان کافی پیشنهاد می‌شود.

۸-۲-۳-۳-۲- مطالعه و آزمایش خاک

برای طراحی زهکش شنی، علاوه بر ضریب نفوذپذیری مصالح زهکش که در بخش قبل به دست آمد، لازم است ثابت‌های مشخصی از خاک طبیعی تعیین شود که این ثابت‌ها عبارتند از:

- مشخصات روانگرایی خاک؛
- ضریب نفوذپذیری خاک در جهت افقی؛
- ضریب تراکم‌پذیری حجمی خاک.

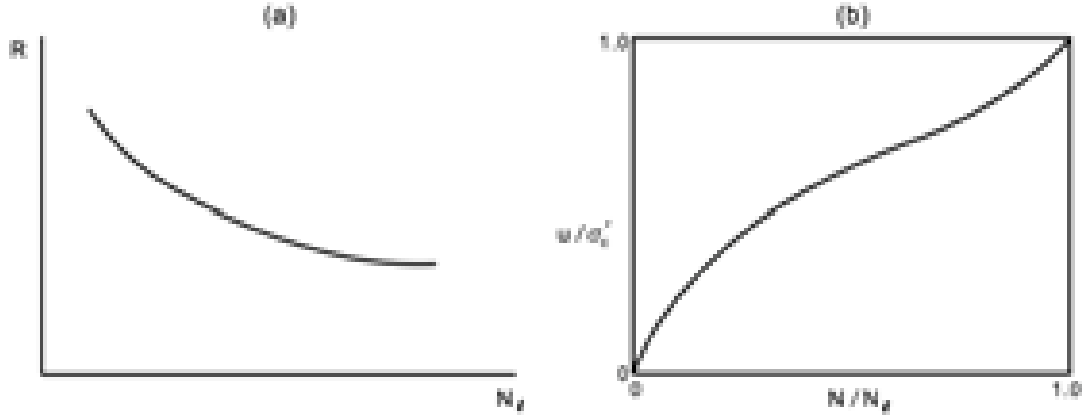
در ادامه‌ی این بخش، مطالعه و آزمایش خاک به منظور تعیین ثابت‌های مورد نیاز مورد بحث قرار می‌گیرد.

الف- مشخصات روانگرایی خاک

همان‌گونه که در فصل ۵ اشاره شد، مشخصات روانگرایی خاک از آزمون‌های سه محوری سیکلی به دست می‌آید. در طراحی زهکش شنی، نتایج آزمون‌ها به صورت نشان داده شده در شکل (۸-۲۷) خلاصه می‌شود. شکل (۸-۲۷-الف) رابطه‌ی میان نسبت تنش برشی سیکلی (R) و تعداد سیکل‌های بارگذاری لازم برای رسیدن به روانگرایی (N_l) را نشان می‌دهد. در شکل (۸-۲۷-ب) محور افقی، تعداد سیکل‌های بارگذاری همپایه شده نسبت به N_l و محور قائم اضافه فشار آب منفذی همپایه شده نسبت به فشار

43- Micro-organisms

همه‌جانبه‌ی اولیه (σ'_c) را نشان می‌دهد. منحنی‌های ترسیم شده در این شکل ممکن است با توجه به تراز نسبت تنش سیکلی مورد استفاده در آزمایش تغییر کند؛ از این‌رو برای طراحی از یک منحنی میانگین استفاده می‌شود.



شکل ۸-۲۷- مشخصات روانگرایی خاک: الف- منحنی مقاومت روانگرایی، ب- منحنی نسبت اضافه فشار آب منفذی

نتایج به دست آمده برای تخمین نرخ افزایش اضافه فشار آب منفذی در طی زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرد که در بخش ۸-۲-۳-۳-۳ به این موضوع اشاره می‌شود.

ب- ضریب نفوذپذیری خاک

معمولا ضریب نفوذپذیری خاک در جهت‌های افقی و قائم متفاوت است. در طی زلزله، آب منفذی اغلب در جهت افقی به طرف زهکش شنی جریان می‌یابد؛ در نتیجه برای زهکش شنی لازم است ضریب نفوذپذیری خاک در راستای افقی به دست آید. ضریب نفوذپذیری به دست آمده برای خاک در بخش ۸-۲-۳-۳-۳ مورد استفاده قرار می‌گیرد. هنگامی که خاک به صورت افقی لایه‌بندی شده است، تعیین ضریب نفوذپذیری در هر لایه ضروری است.

ضریب نفوذپذیری خاک در جهت افقی معمولا از مقدار آن در جهت قائم بزرگ‌تر است. هنگامی‌که به دست آوردن ضریب نفوذپذیری در جهت افقی مشکل است، می‌توان با جایگزینی ضریب نفوذپذیری در راستای قائم طراحی محافظه‌کارانه‌ای ارایه کرد.

برای یک خاک همگن می‌توان با انجام آزمون‌های نفوذپذیری برجا، مقدار ضریب نفوذپذیری افقی را با قابلیت اطمینان[۴۴] قابل قبولی به دست آورد. اما در حالتی که خاک از لایه‌های افقی تشکیل شده باشد، آزمون نفوذپذیری انجام شده در ساختگاه، در بیش‌تر موارد، به جای ضریب نفوذپذیری هر لایه‌ی مجزا منجر به تعیین ضریب نفوذپذیری ظاهری تمام لایه‌های خاک ساختگاه می‌شود. هنگامی‌که خاک به صورت افقی لایه‌بندی شده باشد، ارزیابی دقیقی در خصوص مناسب بودن روش آزمون نفوذپذیری انجام شده در محل مورد نیاز است.

برای به دست آوردن یک مقدار تقریبی از ضریب نفوذپذیری انواع خاک‌ها می‌توان به جداول (۸-۱۰) و (۸-۱۱) مراجعه کرد. در خاک‌های نسبتا همگن با ضریب یکنواختی $U_c<5$ و اندازه‌ی موثر ذرات $D_{10}=0.1\text{-}0.3$ mm، می‌توان رابطه‌ی زیر را به کار برد:

$$k = C \times D_{10}^{\ 2} \qquad (۸-۵)$$

44- Reliability

جدول ۸-۱۰- قطر ذرات و ضریب نفوذپذیری انواع ماسه‌ها (**Iai, 1989**)

نوع خاک	**اندازه‌ی ذرات** (mm)	**ضریب نفوذپذیری** (cm/sec)
ماسه‌ی خیلی ریز	۰/۰۵~۰/۱۰	۰/۰۰۱~۰/۰۰۵
ماسه‌ی ریز	۰/۱۰~۰/۲۵	۰/۰۰۵~۰/۰۱
ماسه‌ی متوسط	۰/۲۵~۰/۵۰	۰/۰۱~۰/۱
ماسه‌ی درشت	۰/۵~۱/۰	۰/۱~۱/۰
شن ریز	۱/۰~۵/۰	۱/۰~۵/۰

جدول ۸-۱۱- ضریب نفوذپذیری تخمین زده شده بر اساس D_{20} **(Iai et al., 1990)**

نوع خاک	K (cm/sec)	D_{20} (mm)
رس درشت	$۳/۰۰\times۱۰^{-۶}$	۰/۰۰۵
سیلت ریز	$۱/۰۵\times۱۰^{-۵}$	۰/۰۱
سیلت درشت	$۴/۰۰\times۱۰^{-۵}$	۰/۰۲
	$۸/۵۰\times۱۰^{-۵}$	۰/۰۳
	$۱/۷۵\times۱۰^{-۴}$	۰/۰۴
	$۲/۸۰\times۱۰^{-۴}$	۰/۰۵
ماسه‌ی خیلی ریز	$۴/۶۰\times۱۰^{-۴}$	۰/۰۶
	$۶/۵۰\times۱۰^{-۴}$	۰/۰۷
	$۹/۰۰\times۱۰^{-۴}$	۰/۰۸
	$۱/۴۰\times۱۰^{-۳}$	۰/۰۹
	$۱/۷۵\times۱۰^{-۳}$	۰/۱۰
ماسه‌ی ریز	$۲/۶۰\times۱۰^{-۳}$	۰/۱۲
	$۳/۸۰\times۱۰^{-۳}$	۰/۱۴
	$۵/۱۰\times۱۰^{-۳}$	۰/۱۶
	$۶/۸۵\times۱۰^{-۳}$	۰/۱۸
	$۸/۹۰\times۱۰^{-۳}$	۰/۲۰
	$۱/۴۰\times۱۰^{-۲}$	۰/۲۵
ماسه متوسط	$۲/۲۰\times۱۰^{-۲}$	۰/۳۰
	$۳/۲۰\times۱۰^{-۲}$	۰/۳۵
	$۴/۵۰\times۱۰^{-۲}$	۰/۴
	$۵/۸۰\times۱۰^{-۲}$	۰/۴۵
	$۷/۵۰\times۱۰^{-۲}$	۰/۵۰
ماسه‌ی درشت	$۱/۱۰\times۱۰^{-۱}$	۰/۶۰
	$۱/۶۰\times۱۰^{-۱}$	۰/۷۰
	$۲/۱۵\times۱۰^{-۱}$	۰/۸۰
	$۲/۰۰\times۱۰^{-۱}$	۰/۹۰
	$۳/۶۰\times۱۰^{-۱}$	۱/۰۰
شن ریز	۱/۸۰	۲/۰۰

که در آن:

k: ضریب نفوذپذیری (cm/sec)؛

C: ضریبی برابر با 100 cm/sec؛

D_{10}: اندازه‌ی موثر ذرات (cm).

پ- ضریب تراکم‌پذیری حجمی خاک

ضریب تراکم‌پذیری حجمی خاک از انجام آزمایش سه‌محوری سیکلی بر روی نمونه‌های دست‌نخورده به دست می‌آید. در طی انجام این آزمایش هنگامی که نسبت اضافه فشار آب منفذی (u/σ'_c) به مقدار مشخصی (کم‌تر از ۰/۵) برسد، بار سیکلی متوقف می‌شود. سپس ضریب تراکم‌پذیری حجمی در طی تحکیم، با بازکردن شیر زهکشی دستگاه، به دست می‌آید. این ضریب با استفاده از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود:

$$m_v = \frac{\Delta V}{V} \times \frac{1}{u_{max}} \qquad (۸-۶)$$

که در آن:

m_v: ضریب تراکم‌پذیری حجمی (cm^2/kg)؛

ΔV: حجم آب منفذی خارج شده در اثر تحکیم (cm^3)؛

V: حجم نمونه (cm^3)؛

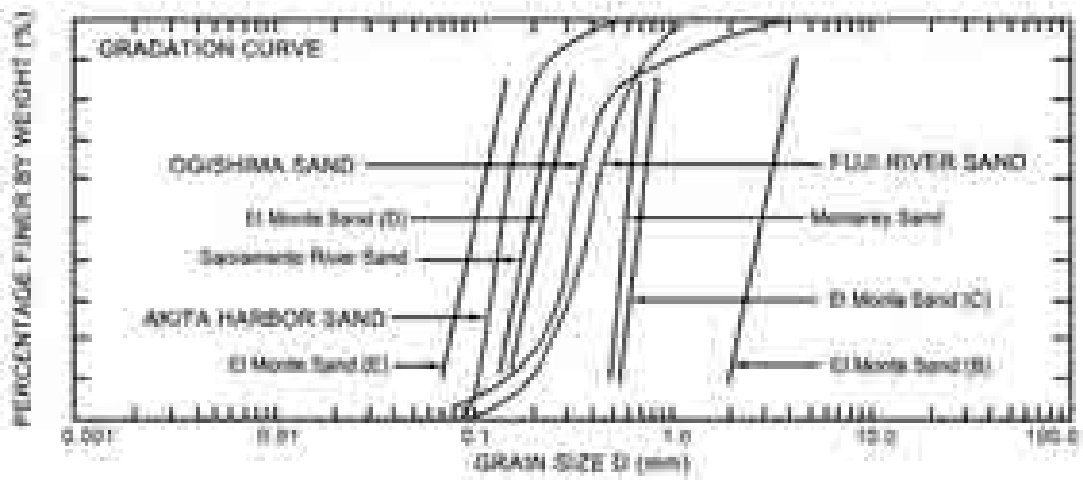
u_{max}: اضافه فشار آب منفذی در شروع تحکیم (kg/cm^2).

مقادیر نمونه‌ی ضریب تراکم‌پذیری حجمی در جدول (۸-۱۲) نشان داده شده است. این مقادیر در شرایط فشار همه‌جانبه‌ی اولیه $\sigma'_c=1\ kg/cm^2$ و نسبت اضافه فشار آب منفذی $u/\sigma'_c< 0.5$ به دست آمده است. منحنی دانه‌بندی ماسه‌های مورد استفاده در این آزمایش‌ها در شکل (۸-۲۸) ارایه شده است.

جدول ۸-۱۲- مقادیر نمونه‌ی ضریب تراکم‌پذیری حجمی ماسه‌ها

نوع ماسه	ضریب تراکم‌پذیری حجمی (cm^2/kgf)*	مرجع
Sacramento River Sand	۲×۱۰$^{-۳}$	Lee et al. (1974)
El Monte sand (D)	۲×۱۰$^{-۳}$	Lee et al. (1974)
El Monte sand (D)	۲×۱۰$^{-۳}$	Lee et al. (1974)
Akita Port Sand	۳~۴×۱۰$^{-۳}$	Zen et al. (1984)
El Monte sand (D)	۴×۱۰$^{-۳}$	Lee et al. (1974)
Monerey Sand	۴×۱۰$^{-۳}$	Lee et al. (1974)
Fuji River Sand	۶×۱۰$^{-۳}$	Ishihara et al. (1978)
El Monte sand (D)	۸×۱۰$^{-۳}$	Lee et al. (1974)
Ogishma Sand	۱۰×۱۰$^{-۳}$	Ono et al. (1983)

* اندازه‌گیری شده در $u/\sigma'_c<0.5$ و $\sigma'_c=1\ kgf/cm^2$



شکل ۸-۲۸- منحنی‌های دانه‌بندی ماسه‌های مورد استفاده در تعیین ضرایب تراکم‌پذیری حجمی جدول (۸-۱۲)

۸-۲-۳-۳-۳- شعاع و فاصله‌ی نصب زهکش

عمق نصب زهکش شنی تا زیر عمیق‌ترین لایه‌ی خاک روانگرا ادامه می‌یابد. شعاع و فاصله‌ی نصب زهکش شنی با استفاده از دستورالعمل زیر طرح می‌شود.

در ابتدا، فرآیند روانگرایی خاک طبیعی در شرایط زهکشی نشده با توجه به گام‌های ۱ تا ۳ دستورالعمل زیر تعیین می‌شود:

گام ۱: چنانچه قبلا تحلیل پاسخ لرزه‌ای برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی صورت نپذیرفته باشد، لازم است چنین تحلیلی انجام شود. به منظور تحلیل پاسخ لرزه‌ای ساختگاه در کاربردهای مهندسی، معمولا از تحلیل یک بعدی معادل خطی (به طور مثال نرم‌افزار SHAKE که در ابتدا توسط Schnable et al. (1972) و نسخه‌ی به روز شده‌ی آن یعنی SHAKE91، به وسیله‌ی Idriss and Sun (1992) ارایه شد) استفاده می‌شود. هنگامی که بر اساس شرایط خاص پروژه نیاز به انجام تحلیلی دقیق‌تر باشد، می‌توان از تحلیل‌های پیشرفته‌تر نظیر تحلیل یک بعدی غیرخطی (برای مثال نرم‌افزار DESRA که نسخه‌ی ابتدایی آن توسط Lee and Finn, 1978 ارایه شد)، تحلیل دو بعدی معادل خطی (مانند نرم‌افزارهای QUAD4 (Idriss et al., 1973)، (Lysmer et al., 1975) FLUSH و (TELDYN (Pyke, 1995) و تحلیل دو بعدی غیرخطی (شامل نرم‌افزارهای (Prevost, 1981) DYNAFLOW و (FLAC (Cundall and Board, 1988) استفاده کرد. در یک تقسیم‌بندی کلی‌تر می‌توان روش‌های تحلیل پاسخ لرزه‌ای را مطابق جدول (۸-۱۳) دسته‌بندی کرد.

جدول ۸-۱۳- طبقه‌بندی روش‌های تحلیل پاسخ لرزه‌ای

روش تحلیل (مدل‌سازی خاک اشباع)	تحلیل تنش موثر (با در نظر گرفتن دو فاز جامد و مایع) تحلیل تنش کل (تنها با در نظر گرفتن فاز جامد)
ابعاد	یک بعدی، دو بعدی و سه بعدی
مدل تحلیلی	مدل اجزای محدود، مدل جرم متمرکز، مدل انعکاس چندگانه
مشخصات مصالح	خطی، معادل خطی و غیرخطی
حوزه‌ی زمان یا فرکانس	تحلیل در حوزه‌ی زمان، تحلیل در حوزه‌ی فرکانس

گام ۲: شاخص خرابی تجمعی (N/N_l) از طریق دستورالعمل زیر و بر اساس نتایج تحلیل پاسخ لرزه‌ای و منحنی مقاومت روانگرایی (شکل ۸-۲۷-الف) به دست می‌آید. روش تعیین این شاخص به صورت هندسی در شکل (۸-۲۹) نشان داده شده است.

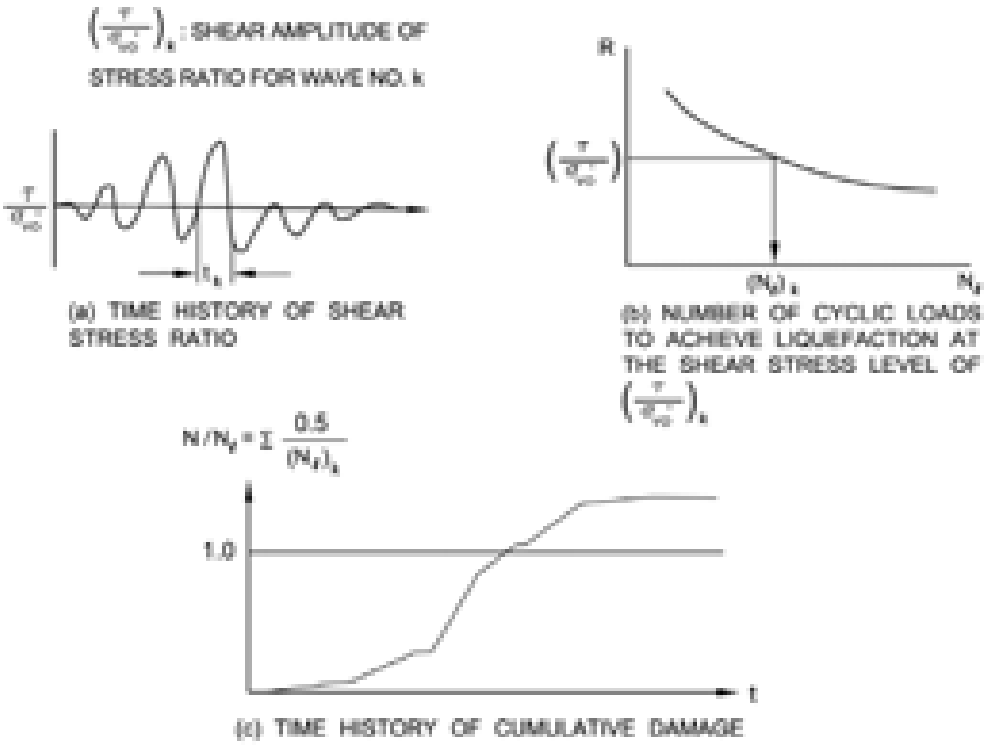
الف- در تاریخچه‌ی زمانی نسبت تنش برشی، دامنه‌ی موج شماره‌ی k برابر $(\tau/\sigma'_c)_k$ می‌باشد؛

ب- با استفاده از منحنی مقاومت روانگرایی، تعداد سیکل‌های لازم برای وقوع روانگرایی در تراز $R=(\tau/\sigma'_c)_k$ به دست آمده و تحت عنوان $(N_l)_k$ نامگذاری می‌شود؛

پ- شاخص خرابی تجمعی با استفاده از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید.

$$\frac{N}{N_l}=\sum\frac{0.5}{(N_l)_k} \qquad (۸-۷)$$

که در آن Σ به معنی حاصل جمع تا موج کنونی در تاریخچه‌ی زمانی است.



شکل ۸-۲۹- نمودارهای شماتیک برای محاسبه‌ی تاریخچه‌ی زمانی خرابی تجمعی

گام ۳: زمان معادل برای ایجاد روانگرایی از روی تاریخچه‌ی زمانی N/N_l و با استفاده از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید (به شکل (۸-۳۰) مراجعه شود).

$$t_l^*=\frac{t_{0.5}-t_{0.1}}{0.4\left(\frac{N}{N_l}\right)_{max}} \qquad (۸-۸)$$

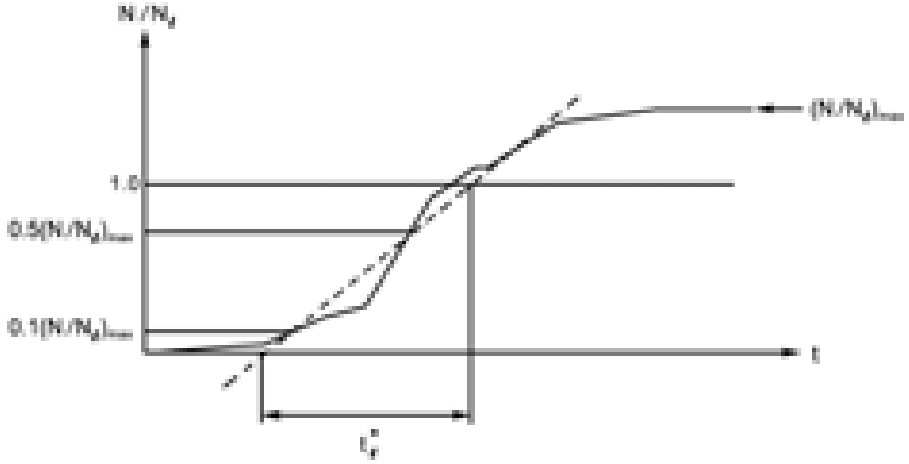
که در آن:

t_l^*: زمان معادل برای ایجاد روانگرایی (sec)؛

$(N/N_l)_{max}$: مقدار بیشینه‌ی شاخص خرابی تجمعی؛

$t_{0.5}$: زمان لازم برای رسیدن به $N/N_l=0.5(N/N_l)_{max}$؛

$t_{0.1}$: زمان لازم برای رسیدن به $N/N_l=0.1(N/N_l)_{max}$.



شکل ۸-۳۰- روش محاسبه‌ی زمان معادل برای ایجاد روانگرایی (t_l^*)

زمان معادل برای ایجاد روانگرایی که به وسیله‌ی دستورالعمل اشاره شده در گام‌های قبلی به دست آمد، برای تعیین فاصله‌ی نصب زهکش‌های شنی از طریق گام‌های ۴ تا ۱۱ مورد استفاده قرار می‌گیرد.

گام ۴: با توجه به نیازمندی‌های طرح و عملکرد، نسبت اضافه فشار آب منفذی مجاز در طی زلزله $(\bar{u}/\sigma'_{vo})_{max}$ تعیین می‌شود. $(\bar{u}/\sigma'_{vo})_{max}$ به معنی مقدار بیشینه‌ی تاریخچه‌ی زمانی نسبت اضافه فشار آب منفذی متوسط روی مقطع افقی خاک طبیعی اطراف زهکش شنی است.

گام ۵: زمان معادل برای ایجاد روانگرایی تحت شرایط زهکشی نشده (t_l^*) به صورت زیر اصلاح می‌شود:

الف- چنانچه پس از ارزیابی پتانسیل روانگرایی بر اساس روابط فصل پنجم چنین نتیجه‌گیری شود که روانگرایی اتفاق خواهد افتاد، اما $(N/N_l)_{max}$ در محاسبات کنونی به مقدار ۱ نرسیده باشد، t_l^* برای تبدیل به مقدار اصلاح شده (t_l) در $(N/N_l)_{max}$ ضرب خواهد شد. این تصحیح معادل با اصلاح $(N/N_l)_{max}$ به مقدار ۱ است به طوری که با مفهوم وقوع روانگرایی سازگار باشد.

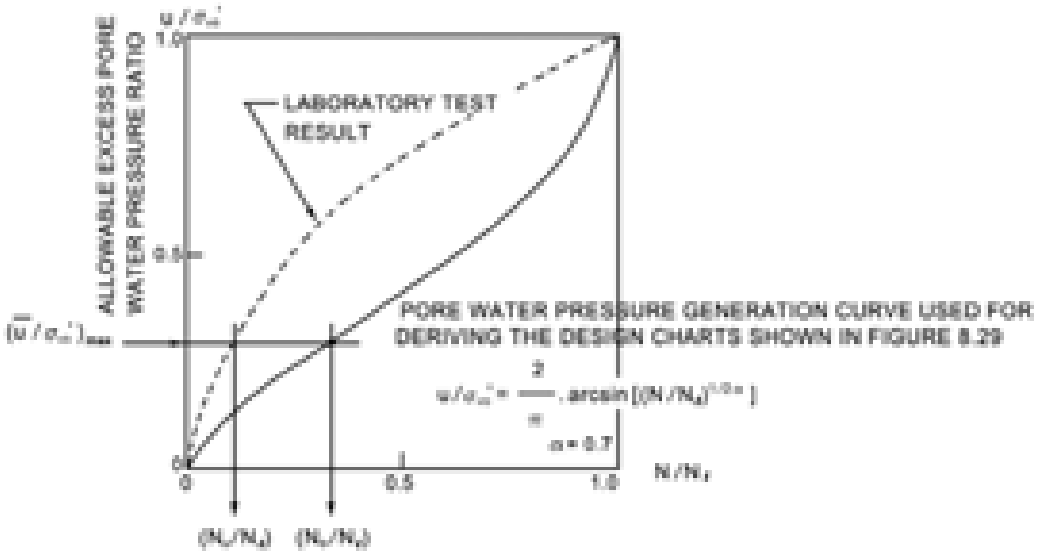
ب- اگر ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی نشان دهنده‌ی ایجاد اضافه فشار آب منفذی جزیی باشد، با توجه به مشخصات تولید اضافه فشار آب منفذی زمان معادل برای وقوع روانگرایی با استفاده از رابطه‌ی زیر اصلاح می‌شود (به شکل (۸-۳۱) مراجعه شود):

$$t_l = \frac{(N_u / N_l)}{(N_o / N_l)} \times t_l^*$$
$$(N_o / N_l) = (\sin(\frac{\pi}{2}(\bar{u}/\sigma'_{v0})_{max}))^{2\alpha};\ (\alpha = 0.7) \qquad (۸-۹)$$

که در آن:

t_l: زمان معادل برای وقوع روانگرایی پس از اصلاح (sec)؛

N_u/N_l: مقدار N/N_l متناظر با $(\bar{u}/\sigma'_{vo})_{max}$ روی منحنی تولید اضافه فشار آب منفذی به دست آمده از آزمون‌های آزمایشگاهی.



شکل ۸-۳۱- نمودار شماتیک برای تعیین فاکتور اصلاح زمان ایجاد روانگرایی

گام ۶: با در نظر گرفتن شرایط انسداد، تجهیزات اجرا و سایر موارد موثر، شعاع زهکش شنی (a) تعیین می‌شود.

گام ۷: عامل زمان (T_l) از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$T_l = \frac{k_s \times t_l}{m_v \times \gamma_w \times a^2} \qquad (۸-۱۰)$$

که در آن:

k_s: ضریب نفوذپذیری خاک در جهت افقی (cm/sec)؛

m_v: ضریب تراکم‌پذیری حجمی خاک (cm^2/kg)؛

γ_w: وزن مخصوص آب که برابر است با (10^{-3} kg/cm^3).

گام ۸: ضریب مقاومت چاه (R) از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

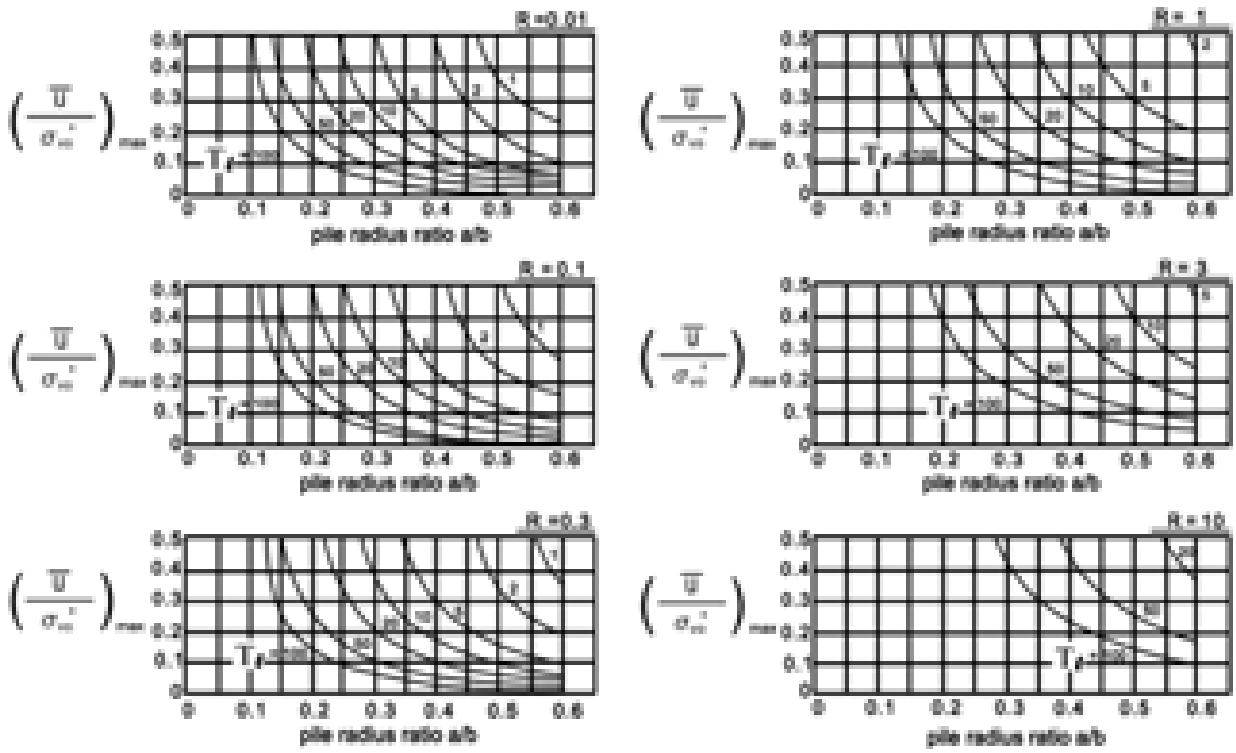
$$R = \frac{8}{\pi^2}\left(\frac{k_s}{k_d}\right)\left(\frac{h}{a}\right)^2 \qquad (۸-۱۱)$$

که در آن:

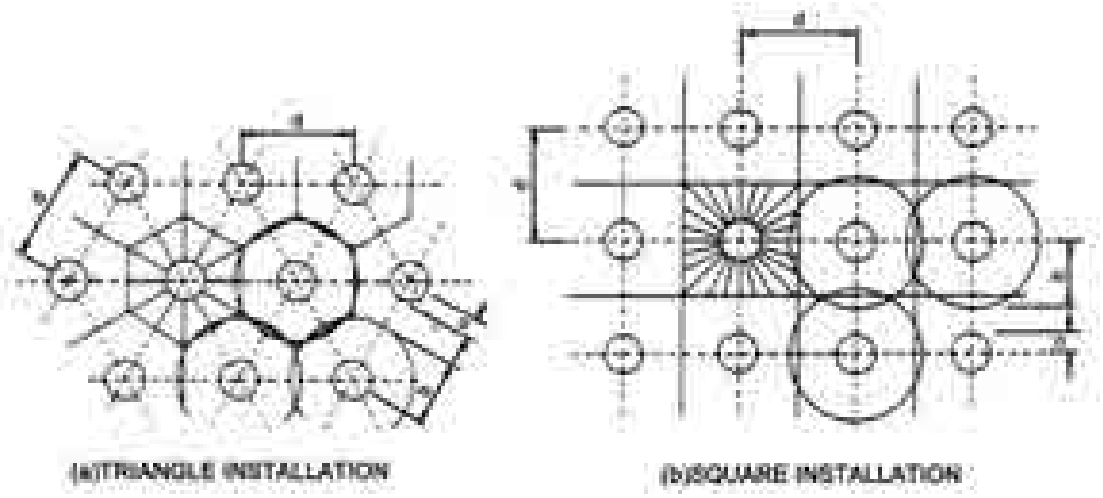
k_d: ضریب نفوذپذیری زهکش (cm/sec)؛

h: طول زهکش (cm).

گام ۹: نسبت قطر شمع زهکش (a/b) با استفاده از نمودارهای طراحی نشان داده شده در شکل (۸-۳۲) به دست می‌آید. در این نمودارها b (cm) شعاع سطح دایره‌ای موثر معادل زهکش می‌باشد (همان‌طور که در شکل (۸-۳۳) نشان داده شده است، سطحی است دایره‌ای که مساحتی برابر با مساحت سطح تاثیر مربعی یا شش ضلعی دارد).



شکل ۸-۳۲- نمودارهای طراحی برای تعیین فاصله‌ی زهکش‌های شنی



شکل ۸-۳۳- شکل شماتیک سطح دایره‌ای موثر معادل و آرایش نصب زهکش‌ها

گام ۱۰: فاصله‌ی نصب زهکش‌ها (d) به کمک روابط زیر تعیین می‌شود:

برای آرایش مثلثی متساوی‌الاضلاع $d=1.9b$

(۸-۱۲)

برای آرایش مربعی $d=1.77b$

گام ۱۱: در صورت لزوم شعاع دیگری برای زهکش انتخاب شده و روند طراحی از ابتدای گام ۷ تکرار می‌شود.

۸-۲-۳-۳-۴- ملاحظات طراحی

الف- نقش کلیدی پارامتر t_l در دستورالعمل ارایه شده در بخش ۸-۲-۳-۳-۳

کوچک‌ترین خطا در منحنی مقاومت روانگرایی پارامتر t_l را تحت تاثیر قرار می‌دهد. برای مثال بر اساس مطالعات Tanaka et al. (1984)، وجود خطای ۱۰ درصدی در منحنی مقاومت روانگرایی خطای ۷۵ درصدی در t_l را به دنبال دارد. علاوه بر این، منحنی مقاومت روانگرایی به کوچک‌ترین دست‌خوردگی در نمونه‌ی خاک طبیعی حساس است. بنابراین اخذ نمونه‌های دست‌نخورده برای طراحی زهکش شنی باید با دقت و توجه زیاد صورت گیرد.

ب- تعیین نسبت اضافه فشار آب منفذی مجاز

نسبت اضافه فشار آب منفذی مجاز را می‌توان از یک تحلیل پایداری که اثر فشار آب منفذی را در نظر می‌گیرد، به دست آورد. برای مثال، اگر شرط $(\bar{u}/\sigma'_{vo})<0.5$ برقرار باشد، فشار خاک برابر با مجموع فشار لرزه‌ای خاک و اضافه فشار آب منفذی خواهد بود. لازم به ذکر است که در به دست آوردن فشار لرزه‌ای خاک به جای وزن مخصوص شناوری (γ') از مقدار $\gamma'\times(1-(\bar{u}/\sigma'_{vo})_{max})$ استفاده می‌شود و ضریب لرزه‌ای معادل با استفاده از این مقدار محاسبه می‌شود. هرچند همان‌گونه که در بخش ۸-۲-۳-۳-۳ اشاره شد، مقدار اضافه فشار آب منفذی به شدت تحت تاثیر خطای موجود در منحنی مقاومت روانگرایی قرار دارد. بنابراین با در نظر گرفتن دقت کلی طراحی، ممکن است به انجام ارزیابی دقیق‌تر نسبت اضافه فشار آب منفذی مجاز نیاز نباشد. هنگامی که $(\bar{u}/\sigma'_{vo})_{max}>0.5$، اثر اضافه فشار آب منفذی قابل توجه است و چنانچه $(\bar{u}/\sigma'_{vo})_{max}<0.1$ می‌توان اثر آن را ناچیز در نظر گرفت. بنابراین بهتر است از یک عدد مناسب در محدوده‌ی ۰/۱ تا ۰/۵ به عنوان مقدار مجاز $(\bar{u}/\sigma'_{vo})_{max}$ در طراحی استفاده شود. به منظور تامین پایداری با وجود هرگونه خطا در پارامتر t_l، مقدار ۰/۲۵ به عنوان مقدار متداول $(\bar{u}/\sigma'_{vo})_{max}$ در طراحی پیشنهاد می‌شود.

پ- وابستگی ضریب تراکم‌پذیری حجمی به فشار

ضریب تراکم‌پذیری حجمی به فشار موثر قائم اولیه (σ'_{vo}) وابسته بوده و به طور کلی مقدار آن با کاهش σ'_{vo} افزایش می‌یابد. هنگامی که فشار موثر قائم بیش از حد کوچک است (برای مثال خاک نزدیک بستر دریا)، میزان کارآیی زهکش باید با دقت مورد بررسی قرار گیرد.

ت- تحلیل حساسیت نسبت به ثابت‌های مورد استفاده در طراحی

در روش طراحی ذکر شده در بخش ۸-۲-۳-۳-۳، مقدار اصلاح شده‌ی زمان معادل مورد نیاز برای روانگرایی (t_l)، ضریب نفوذپذیری خاک در جهت افقی (k_s) و ضریب تراکم‌پذیری حجمی خاک (m_v) به عنوان ثابت‌های اصلی مورد استفاده قرار می‌گیرند. در عمل ممکن است دقت این ثابت‌ها همیشه رضایت‌بخش نباشد. بنابراین بهتر است در طراحی تحلیل‌های حساسیت نسبت به این ثابت‌ها انجام شده و حاشیه‌ی کافی برای ضریب اطمینان در نظر گرفته شود.

ث- در نظر گرفتن نفوذپذیری خاک در جهت قائم

روش طراحی اشاره شده در بخش ۸-۲-۳-۳-۳ بر اساس نتایج تحلیل‌های صورت گرفته برای شرایطی است که در آن از ضریب نفوذپذیری خاک در جهت قائم صرف نظر می‌شود. این فرض به دلیل کاهش قابل توجه نفوذپذیری قائم خاک در اثر وجود لایه‌های با نفوذپذیری کم‌تر است. لایه‌های نازک سیلتی که اغلب در داخل نهشته‌های ماسه‌ای وجود دارند، نمونه‌ای از این لایه‌های نفوذپذیر هستند. اما برای یک لایه‌ی ماسه‌ای قرارگرفته در میان لایه‌های شنی، اثر کاهشی روی نفوذپذیری قائم ناچیز است. در این حالت، می‌توان با تحلیل عددی زهکش شنی طرحی اقتصادی‌تر نسبت به روش طراحی اشاره شده در بخش قبل به دست آورد.

ج- جزییات قسمت بالایی زهکش شنی

در روش زهکش شنی، زهکشیِ مناسب قسمت بالایی زهکش از اهمیت خاصی برخوردار است. بنابراین، اغلب از یک پتوی زهکش (لایه‌ی شن و سنگریزه) متشکل از همان مصالح زهکش در بالای زهکش استفاده می‌شود. روش‌های متعددی برای کف-سازی روی پتوی زهکش وجود دارد. قراردادن یک چاه زهکش در محل نصب هر زهکش، استفاده از تعداد کمی چاه زهکش به طوری که هر کدام جریان آب حاصل از چند زهکش را جمع‌آوری کند و در نهایت استفاده از مخزن آب متصل به چاه زهکش نمونه‌هایی از این روش‌ها هستند.

چ- نشست لرزه‌ای پس‌ماند خاک بهسازی شده با روش زهکش شنی

خاک طبیعی بهسازی شده با روش زهکش شنی در اثر زلزله نشست می‌کند. به طور کلی، مقدار نشست در زهکش شنی و پروفیل خاک طبیعی یکسان نبوده و منجر به نشست نامتقارن پس از زلزله می‌شود. آزمایش‌های انجام شده در مراکز تحقیقاتی نشان می‌دهد که در اثر نشست نامتقارن پس از زلزله، برآمادگی زهکش شنی روی سطح زمین رخ می‌دهد.

مقدار تئوری نشست پس‌ماند در خاک بهسازی شده با روش زهکش شنی با استفاده از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$S = \sum_{i=1}^{n} h_i \varepsilon_i$$
$$\varepsilon_i = m_{vi} \sigma'_{vo,i} \left(\frac{N}{N_l} \right)_{max,i} \frac{(\bar{u} / \sigma'_{vo})_{max,i}}{(N_u / N_l)_i} \qquad (۸-۱۳)$$

که در آن:

S: نشست (cm)؛

h_i: ضخامت لایه‌ی i-اُم (cm)؛

n: تعداد کل لایه‌ها؛

ε_i: کرنش حجمی لایه‌ی i-اُم؛

m_{vi}: ضریب تراکم‌پذیری حجمی لایه‌ی i-اُم (cm^2/kg)؛

σ'_{vo}: فشار موثر قائم در لایه‌ی i-اُم؛

$(N/N_l)_{max,\,i}$: بیشینه‌ی خرابی تجمعی لایه‌ی i–اُم؛

$(N_u/N_l)_i$: مقدار (N/N_l) متناظر با $(\bar{u}/\sigma'_{vo})_{max}$ روی منحنی تولید اضافه فشار آب منفذی لایه‌ی i–اُم؛

$(\bar{u}/\sigma'_{vo})_{max,\,i}$: مقدار بیشینه‌ی تاریخچه‌ی زمانی نسبت اضافه فشار آب منفذی متوسط روی مقطع افقی لایه‌ی i–اُم.

چنانچه $(\bar{u}/\sigma'_{vo})_{max,\,i}<0.5$، می‌توان نسبت اضافه فشار آب منفذی مجاز تعیین شده در بخش ۸–۲–۳–۳–۳ را به عنوان جایگزینی برای $(\bar{u}/\sigma'_{vo})_{max,i}$ به کار برد. برای تعیین $(N/N_l)_{max,i}$ و $(N_u/N_l)_i$ به بخش ۸–۲–۳–۳–۳ مراجعه شود.

بر اساس نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی، مقدار نشست پس‌ماند به دست آمده از رابطه‌ی (۸–۱۳) از مقادیر تقریبا برابر با مقادیر اندازه‌گیری شده تا نصف آن تغییر می‌کند. بنابراین لازم است که ضریبی در حدود ۲ به عنوان ضریب اطمینان به مقادیر حاصل از رابطه‌ی (۸–۱۳) اعمال شود.

هنگامی که نسبت اضافه فشار آب منفذی تولید شده در طی زلزله از ۰/۵ بیش‌تر شود، مقدار ضریب تراکم‌پذیری حجمی به طور قابل توجهی تغییر می‌کند. برای مثال، مقدار ضریب تراکم‌پذیری حجمی در هنگام وقوع روانگرایی بیش از ۱۰ برابر افزایش می‌یابد.

۸–۲–۳–۴– طراحی زهکش پلاستیکی

۸–۲–۳–۴–۱– مصالح

مصالح مورد استفاده برای زهکش پلاستیکی باید شرایط زیر را برآورده کند:

۱– داشتن نفوذپذیری به اندازه‌ی کافی بالا برای بهسازی خاک در برابر روانگرایی؛

۲– داشتن مقاومت کافی برای پایداری در برابر فشار خاک وارد بر زهکش؛

۳– داشتن ابزار مناسب به منظور جلوگیری از انسداد.

برای بهسازی خاک در برابر روانگرایی با استفاده از زهکش پلاستیکی، اندازه‌گیری ضریب نفوذپذیری و استفاده از مقدار اندازه‌گیری شده در طراحی حتی اگر زهکش از یک لوله‌ی توخالی تشکیل شده باشد، دارای اهمیت است. ضریب نفوذپذیری مناسب برای زهکش را می‌توان با مراجعه به بخش ۸–۲–۳–۳–۱ به دست آورد.

۸–۲–۳–۴–۲– مطالعه و آزمایش خاک

مطالعه و آزمایش خاک برای طراحی زهکش پلاستیکی مشابه مواردی است که برای طراحی زهکش شنی در بخش ۸–۲–۳–۳–۲، بیان شد.

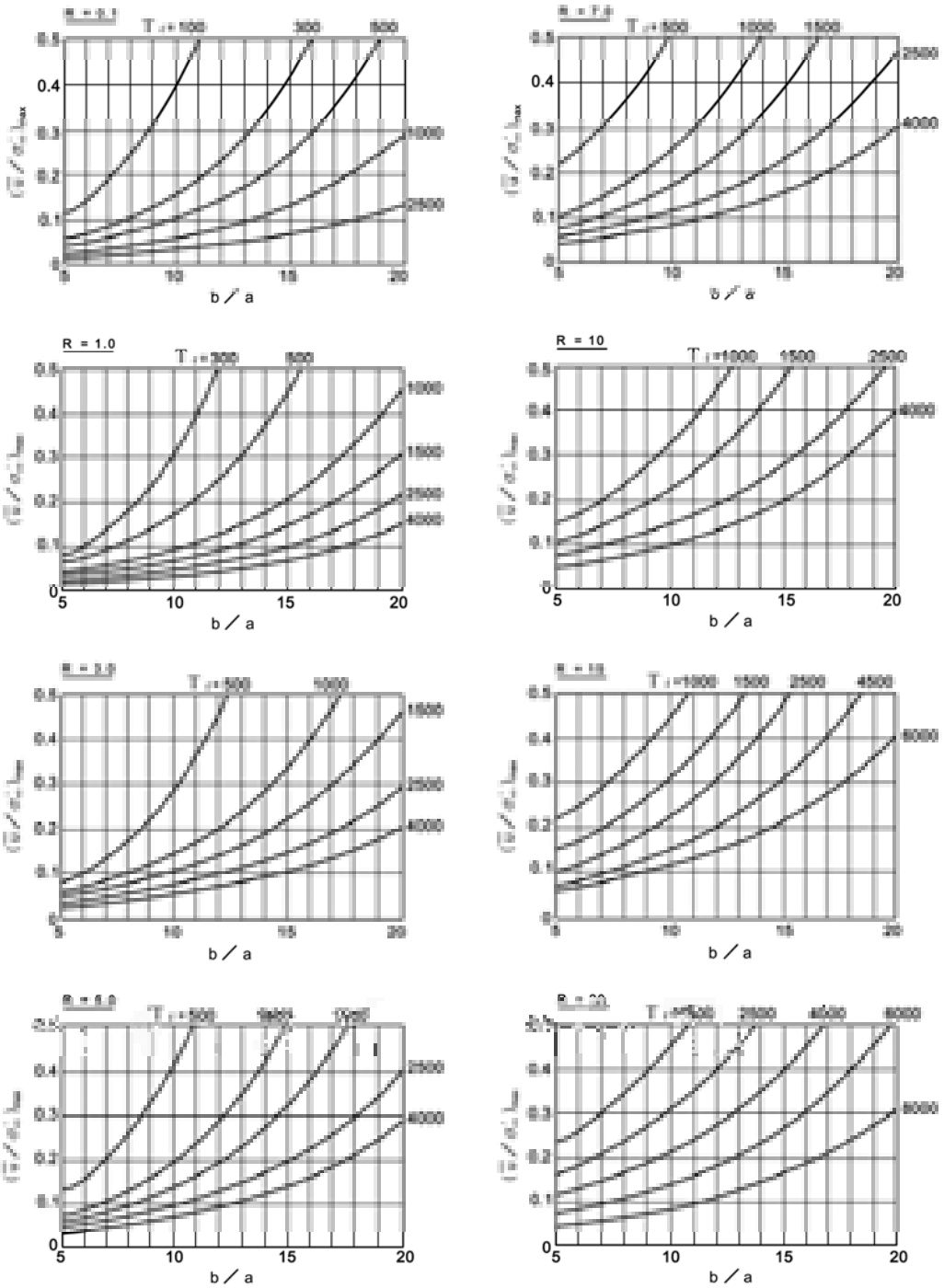
۸–۲–۳–۴–۳– شعاع و فاصله‌ی نصب زهکش

روند طراحی شعاع و فاصله‌ی نصب زهکش پلاستیکی شبیه مراحل یازده‌گانه‌ی ذکر شده برای زهکش شنی در بخش ۸–۲–۳–۳–۳ می‌باشد. هرچند سطح مقطع معادل زهکش پلاستیکی در حدود ۰/۱ زهکش شنی است. همچنین شکل (۸–۳۲) محدوده‌ی

تغییرات قابل انتظار عامل زمان در طراحی زهکش پلاستیکی را شامل نمی‌شود. بنابراین در طراحی زهکش پلاستیکی از شکل (۸-۳۴) استفاده می‌شود. لازم به ذکر است که در این شکل محور افقی نمودارها مقدار b/a را نشان می‌دهد.

۸-۲-۳-۴-۴- ملاحظات طراحی

ملاحظات طراحی زهکش پلاستیکی مشابه موارد ذکر شده برای زهکش شنی در بخش ۸-۲-۳-۳-۴ است.



شکل ۸-۳۴- نمودارهای طراحی زهکش پلاستیکی

۸-۲-۴- روش‌های فیزیکی و شیمیایی

۸-۲-۴-۱- اختلاط خاک[۴۵]

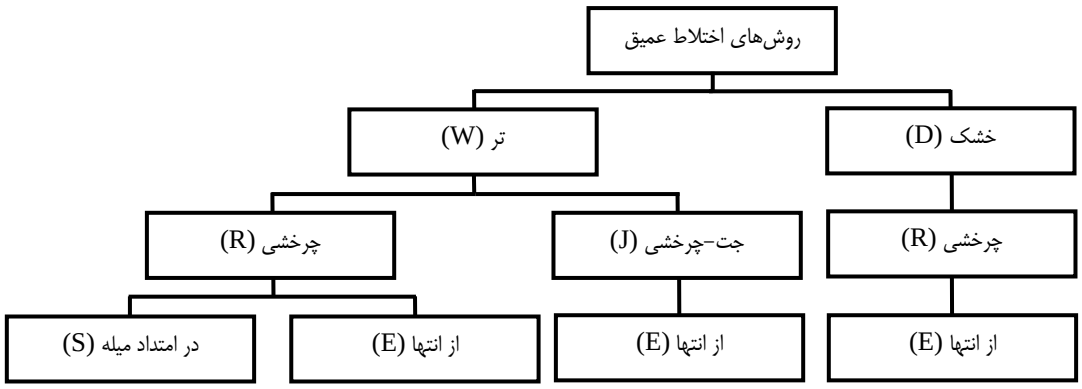
۸-۲-۴-۱-۱- مقدمه

اختلاط خاک به منظور پایدارسازی عمیق آن، روش‌هایی از بهسازی زمین را شامل می‌شود که در آن‌ها برای اصلاح درجای مشخصات خاک بدون حفاری یا برداشت آن یک سری مواد شیمیایی (واکنش‌گر[۴۶]) در عمق با خاک مخلوط می‌شوند. جنبه‌های مکانیکی اختلاط این مواد با خاک برجا، این روش بهسازی خاک را از سایر روش‌ها متمایز می‌کند. این دسته از روش‌های بهسازی خاک را می‌توان برای مواردی نظیر توقف آب زیرزمینی، نگهداری گود، پایدارسازی خاک، کاهش نشست، تقویت پی و تثبیت خاک‌های آلوده مورد استفاده قرار داد.

پایدارسازی عمیق خاک در سرتاسر دنیا تحت نام‌های مختلفی که بسیاری از آن‌ها تجاری هستند، انجام می‌شود. اگرچه مفهوم پایه و روش کار همه‌ی آن‌ها مشابه است، اما به طور کلی می‌توان خاک مخلوط حاصل و اهداف برنامه‌ی اختلاط خاک را با استفاده از یک سری حروف مخفف قراردادی به صورت زیر تقسیم‌بندی کرد:

- روش تزریق مواد افزودنی یا چسبنده: از حرف (W) برای تزریق تر و از حرف (D) برای تزریق خشک استفاده می‌شود.
- روش اختلاط مواد افزودنی: چنانچه اختلاط با کمک انرژی چرخشی تسهیل شود از حرف (R) و در صورت کاربرد جریان تحت فشار از حرف (J) استفاده می‌شود.
- محل انجام اختلاط: اگر نزدیک ابزار حفاری باشد از حرف (E) و چنانچه در امتداد میله‌ی حفاری و در فاصله‌ی قابل توجهی بالای مته‌ها باشد، از حرف (S) استفاده می‌شود.

مطابق طبقه‌بندی نشان داده شده در شکل (۸-۳۵)، روش‌های اختلاط خاک را می‌توان در چهار گروه کلی WRS، WRE، WJE و DRE قرار داد. همان‌گونه که در این شکل مشاهده می‌شود هیچ روشی در گروه‌های DRS، DJE و DJS قرار نمی‌گیرد. چرا که روش‌های تزریق خشک تنها قابلیت اختلاط در انتها با فشارهای نسبتا پایین و از طریق هوای فشرده را دارند. همچنین روش‌های تحت فشار تنها شامل اختلاط از انتها می‌باشند و در نتیجه گروه WJS وجود ندارند.



شکل ۸-۳۵- دسته‌بندی کلی روش‌های اختلاط خاک

45- Soil Mixing
46- Reagent

سه گروه نخست که تحت عنوان روش‌های اختلاط عمیق شناخته می‌شوند، اشاره به روش‌های اختلاط تر یک یا چند مته‌ای، بلوکی یا دیواری دارند که به منظور بهسازی پی و تثبیت انواع خاک در ابعاد بزرگ ایجاد شده‌اند. واکنش‌گرهای اصلی در این روش‌ها دوغاب‌های با پایه‌ی سیمان هستند. از میان روش‌های گروه آخر می‌توان به ستون‌های آهکی و آهکی–سیمانی اشاره کرد. این روش اختلاط خشک تک مته‌ای برای تثبیت و تسلیح خاک‌های چسبنده به کار می‌رود. با توجه به این نکته که استعداد روانگرایی خاک-های دانه‌ای بسیار بالاتر از خاک‌های چسبنده می‌باشد، در این راهنما دسته‌ی دوم روش‌های بهسازی خاک مورد بررسی قرار نمی-گیرد.

۸-۲-۴-۱-۲- ملاحظات طراحی

مشابه با دیگر فن‌آوری‌های نوظهور و رو به رشد، کاربردهای پایدارسازی عمیق خاک نیز با اتمام هر پروژه در حال گسترش است. در این بخش کاربردهای این روش، مزایا و معایب/محدودیت‌ها، انواع خاک‌های قابل کاربرد و گام‌های مورد نیاز برای انجام امکان‌سنجی مورد بحث قرار می‌گیرد.

الف- مزیت‌ها و معایب/محدودیت‌ها

- **مزیت‌ها**

- DMM را می‌توان برای کارهای دریایی تا عمق ۷۰ متر و برای عملیات خشکی تا ۳۰ متر انجام داد.
- این روش از دیدگاه تئوری و شیوه‌ی اجرا برای بیش‌تر شرایط زیرسطحی، از زمین‌های سست گرفته تا خاک‌های متراکم‌تر و برای محدوده‌ی وسیعی از مصالح شامل رس خمیری تا ماسه و شنِ حاوی قلوه سنگ قابل کاربرد است.
- از آنجایی که DMM از خاک موجود در ساختگاه استفاده می‌کند، می‌تواند نسبت به روش‌های برداشت و جایگزینی اقتصادی‌تر باشد. مشکلات مربوط به دفع مواد زاید به طور قابل توجه و متناسب با درصد مواد افزودنی مورد استفاده و میزان رطوبت خاک برجا کاهش می‌یابد.
- در DMM نیاز به انجام عملیات پرهزینه‌ی آب‌گیری[۴۷] نیست.
- اجرای این روش شبیه به یک روند حفاری است و صدا و ارتعاش ایجاد نخواهد کرد. در نتیجه یک روش اجرایی ایده‌آل در مناطق حساس به صدا و ارتعاش است.
- با توجه به استفاده از مته‌های چند محوری و به کارگیری خاک برجا، سرعت اجرای دیوار نسبت به دیوارهای دوغاب بتنی یا دیگر دیوارهای زیرزمینی بیش‌تر است.

- **معایب/محدودیت‌ها**

- هزینه‌ی نسبتا بالای سرهم‌بندی و بازکردن قطعات نگهدارنده‌ی مته‌های چندگانه و یا مته‌های با قطر بزرگ به علاوه‌ی هزینه‌ی مخلوط‌کن‌های کمکی همراه، سبب غیراقتصادی شدن این سیستم برای پروژه‌های کوچک می‌شود.
- از آنجایی که خاک موجود در ساختگاه باید در روند بهسازی مورد استفاده قرار گیرد، یک برنامه‌ی کامل آزمون‌های ژئوتکنیکی مورد نیاز خواهد بود. نیازمندی‌های خاص این برنامه‌ی آزمون شامل اخذ نمونه‌های پیوسته و انجام آزمون‌های

47- Dewatering

آزمایشگاهی بر روی مخلوط خاک-واکنش‌گر برای تعیین مقادیر اولیه‌ی مقاومت، مدول ارتجاعی، نفوذپذیری و یا دیگر پارامترهای طراحی نظیر دوام یخ‌زدگی-ذوب‌شدگی در جایی که دیوار خاک مخلوط در معرض شرایط محیطی قرار می‌گیرد، خواهد بود. به علاوه، مقاومت خاک مخلوط تابع زمان است که می‌تواند زمان انجام آزمون‌های آزمایشگاهی را تا چند ماه افزایش دهد؛ هرچند شاخص مقاومتی متداول مقاومت ۲۸ روزه است.

- برای انجام DMM لازم است تاسیسات و شریان‌های حیاتی زیرسطحی جابجا شوند. همچنین تجهیزات اجرای DMM به ارتفاع آزاد[۴۸] قابل توجهی نیاز دارند.
- اگرچه مقدار مواد زاید تولید شده معمولا نسبت به روش‌های مشابه کم‌تر است، اما DMM ممکن است بین ۳۰ تا ۱۰۰ درصد حجم خاک، بسته به مشخصات پروژه، تجهیزات، روش‌های مورد استفاده و مقدار رطوبت برجا، نخاله تولید کند. دفع نخاله یکی از محدودیت‌های این روش است.

در حال حاضر، یکی از محدودیت‌های این روش که مانع پذیرش گسترده و همگانی آن می‌شود، نبود مدل‌های مناسب و خوب توسعه‌یافته‌ی آنالیز و طراحی است. به علاوه، عدم نمونه‌گیری و آزمون‌های کنترل کیفیت استاندارد، بررسی درستی طرح را مشکل و سلیقه‌ای کرده است.

ب- بررسی امکان اجرای روش

گام نخست در هر پروژه‌ای شناسایی زیرسطحی است. چنانچه براساس پروفیل خاک موجود در ساختگاه، سخت کردن[۴۹] و تثبیت خاک به عنوان یک راه حل مهندسی قابل کاربرد و مناسب در نظر گرفته شود، آنگاه به منظور تعیین عملی بودن روش اعمال شده برای اختلاط خاک، باید یک مطالعه‌ی امکان‌سنجی انجام شود.

- **شناسایی محلی**

در شناسایی محلی باید شرایط سطحی و زیر سطحی در نظر گرفته شود. اجرای روش تثبیت اختلاطی تر مستلزم استفاده از تجهیزات خیلی بزرگ است. در نتیجه، دسترسی محدود به ساختگاه، نواحی کاری کوچک و ناکافی و حضور تجهیزات با ارتفاع زیاد معمولا مانع استفاده از این روش می‌شوند. همچنین تاسیسات و موانع زیرزمینی باید مکان‌یابی، شناسایی و در نهایت جابجا شوند. چنانچه جابجایی آن‌ها امکان‌پذیر نباشد- اتفاقی که ممکن است در مورد شریان‌های حیاتی رخ دهد- به یک راه حل جایگزین برای آن ساختگاه نیاز خواهد بود. در این روشِ تثبیت خاک ممکن است درصد قابل توجهی از خاک مورد بهسازی جایگزین شود که این موضوع نیازمند محل ذخیره‌ی کافی در داخل ساختگاه پیش از دفع آن به بیرون است.

برنامه‌ی شناسایی محلی باید شامل موارد زیر باشد:

- ارزیابی نوع خاک (خاک غالب موجود در ساختگاه)، وجود هرگونه مانع، وجود مواد آلی و مقدار آن؛
- مقدار رطوبت برجای خاک؛
- تعیین مشخصات مهندسی شامل مقاومت، تراکم‌پذیری و شاخص طبقه‌بندی خاک؛
- مشخصات شیمیایی و کانی‌های موجود در خاک (به منظور بررسی و وجود مصالح پوزولانی)؛

48- Headroom
49- Solidification

- سطح آب زیرزمینی.

- **ارزیابی قابلیت اجرای روش**

به طور کلی یک روش اختلاط خاک در جایی می‌تواند بیش‌ترین کاربرد را داشته باشد که شناسایی محلی وجود یک پروفیل خاک نرم تا سست بدون هیچ‌گونه مانعی تا عمق حدود ۳۰ متر را نشان دهد. به علاوه نباید محدودیتی برای فاصله‌ی آزاد بالاسری وجود داشته باشد و نیز برای اصلاح حجم زیاد خاک نرم نیاز به یک فن‌آوری نسبتا بدون ارتعاش است. از لحاظ پارامترهای مهندسی به دست آمده برای خاک بهسازی شده، ادبیات فنی نشان می‌دهد که با انجام اختلاط تر می‌توان مقاومت فشاری ساده‌ای (تک-محوری) در محدوده‌ی 0.2 ~ 5 MPa برای خاک‌های دانه‌ای و 0.2 ~ 3 MPa برای خاک‌های چسبنده به دست آورد.

جدول (۸-۱۴) خلاصه‌ای از محدوده‌ی پارامترهای مهندسی پیش‌بینی شده را که می‌توان با روش‌های اختلاط خاک به دست آورد، نشان می‌دهد. باید به این نکته توجه کرد که محدوده‌ی وسیع مقادیر پارامترهای اصلاح شده تابعی از نوع خاک ساختگاه، تجهیزات مورد استفاده برای اختلاط و مقدار رطوبت برجا است.

لازم به ذکر است که برخی پارامترهای شیمیایی به طور قابل توجهی مانع از تثبیت خاک با سیمان می‌شوند. محدودیت‌های شیمیایی خاک در جدول (۸-۱۵) خلاصه شده است. برای خاک‌های خارج از این محدوده، با افزودن برخی تثبیت‌کننده‌ها و مواد افزودنی خاص، تثبیت در ترازهای پایین‌تر مقاومتی امکان‌پذیر است.

جدول ۸-۱۴- مقادیر معمول برای مشخصات مهندسی اصلاح شده با روش اختلاط خاک

پارامتر مهندسی	محدوده‌ی متداول
مقاومت فشاری ساده: q_u (MPa)	خاک‌های دانه‌ای: 0.2 ~ 5
	خاک‌های چسبنده: 0.2 ~ 3
نفوذپذیری: k (cm/s)	10^{-4} ~ 10^{-7}
مدول ارتجاعی: E_{50} (kg/cm^2) (مدول وتری[50] متناظر با $0.5q_u$)	نمونه‌های آزمایشگاهی: $(50 \sim 150)q_u$ محدوده‌ی متداول: $(100 \sim 300)q_u$
مقاومت کششی	$(8\% \sim 14\%)q_u$

جدول ۸-۱۵- پارامترهای شیمیایی مطلوب برای تثبیت خاک

پارامتر	مقدار مطلوب
pH	> ۵
مقدار رطوبت طبیعی (٪)	< ۲۰۰
مقدار مواد آلی (٪)	< ۶
افت حرارتی (٪)	< ۱۰
مقدار خاک نباتی (٪)	< ۰٫۸
هدایت الکتریکی (ms/cm)	> ۰٫۴

50- Secant Modulus

- **آزمون‌های مقدماتی**

با توجه به محدوده‌ی وسیع پارامترهای مهندسی قابل دستیابی با روش‌های اختلاط خاک، لازم است یک برنامه‌ی آزمون‌های آزمایشگاهی مقدماتی به منظور تعیین دقیق‌تر مقدار واکنش‌گر مورد نیاز و سطوح بهسازی حاصل در نظر گرفته شود. مشخصات فیزیکی و مهندسی کلیدی مصالح مرکب به نوع و درصد واکنش‌گرهای مورد استفاده و مشخصات خاک برجا بستگی دارد. در طراحی برنامه‌ی آزمون‌های آزمایشگاهی باید کاربری مورد انتظار خاک مخلوط در نظر گرفته شود. برای مثال، طراح باید تعیین کند که آیا مصالح مرکب خاک مخلوط در معرض اثرات تناوبی یخ‌زدگی–ذوب‌شدگی قرار خواهد گرفت یا خیر. اجزای یک برنامه‌ی آزمون‌های آزمایشگاهی متداول برای تعیین مقاومت و نفوذپذیری عبارتند از:

- انجام آزمایش برای مقادیر مختلف نسبت حجمی آب به واکنش‌گر؛
- انجام آزمایش برای مقادیر مختلف میزان واکنش‌گر در واحد حجم خاک؛
- انجام آزمایش در چندین زمان اختلاط؛
- انجام آزمایش با مواد افزودنی مختلف؛
- ارایه‌ی نتایج آزمون‌ها به صورت تابعی از زمان.

نتایج به دست آمده از آزمون‌های آزمایشگاهی مقدماتی باید سطوح بهسازی قابل دستیابی را به طور دقیق‌تری تعیین کرده و اطلاعات قابل توجهی را برای پیشرفت طرح نهایی فراهم کنند. با این وجود توجه به این نکته ضروری است که متغیرهای کلیدی موجود در قابلیت اختلاط تجهیزات و سرعت نفوذ و بیرون کشیدن آن‌ها را نمی‌توان با یک آزمون آزمایشگاهی مدل کرد.

- **ملاحظات زیست‌محیطی**

هنگامی که روش تثبیت عمیق خاک برای اجرا در پروژه‌های زیست‌محیطی به کار می‌رود، خاک برجا به عنوان بخشی از محصول نهایی مورد استفاده قرار می‌گیرد؛ در نتیجه، هزینه و پیامدهای حمل نخاله به بیرون ساختگاه کاهش می‌یابد. برای پروژه‌های بهسازی ساختگاه، حجم نخاله‌ی حاصل در بهترین شرایط متناسب با مقدار مواد افزودنی به کار رفته در مخلوط است. در بسیاری از موارد، مواد زاید حاصل حاوی درصد بالایی مصالح سیمانی بوده و می‌توانند برای کارهای ساختمانی مورد استفاده قرار گیرند.

مساله‌ی کلیدی که برای کاربردهای روش اختلاط در بهسازی ساختگاه باید حل شود آن است که چه نوع واکنش‌گر شیمیایی و به چه مقدار به داخل خاک آلوده تزریق شده و با آن مخلوط شود. پاسخ هر دو سوال با انجام آزمون‌های کارگاهی تعیین می‌شود. به این منظور نمونه‌هایی از خاک موجود در ساختگاه گرفته می‌شود، مشخصات خاک و مواد آلاینده‌ی آن‌ها تحلیل شده و برای مقایسه‌ی مشخصات پیش از بهسازی با مقادیر پس از آن مورد آزمایش قرار می‌گیرند.

پ- کاربردها

روش‌های اختلاط عمیق[۵۱] تر (DMM) در اصل برای نگهداری و تقویت سازه‌ای در ابعاد بزرگ ایجاد شده‌اند؛ اما همانند بسیاری از روش‌های بهسازی خاک، مفاهیم و شیوه‌های اولیه‌ی اجرا با گذشت زمان گسترش یافته‌اند تا محدوده‌ی وسیعی از کاربردها را

51- Deep Mixing Method

پوشش دهند. ۵ کاربرد اصلی شناخته شده برای این گروه از روش‌های اختلاط عبارتند از: بهسازی پی، کاهش مخاطرات روانگرایی، دیوارهای نگهبان برای گودها، دیوارهای آب‌بند و مهار زباله‌های خطرناک.

DMM را می‌توان برای بهبود مقاومت برشی توده‌ی خاک روانگرا و مهار گسترش روانگرایی مورد استفاده قرار داد. نخستین کاربرد DMM برای کاهش مخاطرات روانگرایی به استفاده از ابزارهای اختلاط چند شاخه‌ای در سد Jackson Lake در سال ۱۹۸۷ برمی‌گردد. این سد در سال ۱۹۱۷ از خاکریز هیدرولیکی قرار گرفته بر روی آبرفت و رسوبات یخچالی ساخته شد. تحلیل‌های لرزه‌ای انجام شده نشان داد که سد و خاک شالوده‌ی آن در طی زلزله‌ی طرح اصلاح شده مستعد وقوع روانگرایی خواهند بود. به منظور کنترل روانگرایی خاک زیر سد، مجموعه‌ای از سلول‌های شش وجهی در سرتاسر شالوده ساخته شد تا در صورت وقوع زلزله، خاک را مهار کرده و در نتیجه از گسیختگی برشی جلوگیری کنند.

گزینه‌های جایگزین متداول برای DMM به منظور کاهش مخاطرات روانگرایی شامل تراکم ارتعاشی و ستون‌های شنی است.

۸-۲-۴-۱-۳- تجهیزات اجرا و مصالح مناسب

الف- تجهیزات

حضور پیمانکاران مختلف در زمینه‌ی اجرای اختلاط عمیق خاک، تنوع تجهیزات، روش‌های اجرا، واکنش‌گرها و مواد افزودنی را به دنبال داشته است. مطالب ارایه شده در این بخش عمومی بوده و یک دید کلی از روش‌ها و تجهیزات متداول اجرا را ارایه می‌دهد.

DMM با مخلوط‌کن‌های تکی یا چند شاخه‌ای که برای کارهای فراساحل بر روی بارج و برای کار در خشکی بر روی جرثقیل چرخ زنجیره‌ای نصب می‌شوند، انجام می‌شود. برای کارهای دریایی فراساحل، دستگاه DMM معمولا بیش از دو مخلوط‌کن دارد و در صورت لزوم می‌تواند تا هشت ابزار اختلاط داشته باشد. معمولا عملیات اختلاط فراساحل با یک دستگاه کامل نصب شده بر روی بارج انجام می‌شود. این دستگاه از یک سیلو برای ذخیره‌ی ماده‌ی واکنش‌گر (معمولا سیمان)، یک دستگاه مخلوط‌کن دوغاب، یک برج نگهداری برای تجهیزات اختلاط خاک و یک مرکز کنترل برای کنترل عملیات اختلاط خاک و حفظ توازن بارج تشکیل می‌شود. دستگاه‌های موجود قابلیت اجرای ستون‌هایی با سطح مقطع عرضی ۱/۵ تا ۹/۵ متر مربع با بیشینه‌ی عمق بهسازی ۷۰ متر از سطح دریا را دارند.

برای عملیات‌های خشکی، معمولا تجهیزات اختلاط خاک توسط یک جرثقیل چرخ زنجیره‌ای متداول نگهداری می‌شود. ظرفیت جرثقیل عاملی محدود کننده برای تعداد مخلوط‌کن‌هایی است که می‌توانند به شکل ایمن نصب شوند و معمولا نمی‌توان بیش از چهار دستگاه اختلاط را روی یک دکل نگهدارنده نصب کرد. همچنین از آنجایی که طول بازوی نگهدارنده‌ی مخلوط‌کن‌ها محدود است، بیشینه‌ی عمق بهسازی برای عملیات خشکی کم‌تر از مقدار متناظر آن در دریا است (۳۰ متر در خشکی نسبت به ۷۰ متر در دریا). معمولا تجهیزات اختلاط شامل یک مخلوط‌کن دوغاب، همزن دوغاب، سیستم پیمانه و مخلوط کردن[52]، پمپ‌های دوغاب و یک رایانه برای کنترل اختلاط است. به منظور تولید یک دوغاب یکنواخت‌تر می‌توان از یک سیستم پیمانه‌ی خودکار برای اندازه-گیری وزنی آب، سیمان و دیگر مواد افزودنی استفاده کرد. وزن مطلوب هر یک از اجزای دوغاب را می‌توان از پیش تعیین کرد. تغییر

52- Batching System

طرح اختلاط اولیه با تنظیم مقدار اجزا در تابلوی کنترل انجام می‌شود. برای کنترل دقیق جریان دوغاب، یک پمپ حجم ثابت[۵۳] جداگانه، دوغاب مورد نیاز هر یک از مته‌ها را تامین می‌کند.

روند اجرای اختلاط خاک برای عملیات فراساحل و خشکی یکسان است. آرایش دیواری یا بلوکی خاک مخلوط با استفاده از همپوشانی مخلوط‌کن‌های هدایت شده توسط سیستم هادی ایجاد می‌شود. ابزارهای اختلاط طوری روی سیستم هادی قرار داده می‌شوند که با پیشروی کار ستون‌های پیوسته‌ی دارای همپوشانی شکل بگیرد. ابزارهای اختلاط معمولا توسط یک موتور و جعبه دنده‌ی قرار گرفته در بالای آن‌ها به حرکت در می‌آیند که نیروی پیچشی لازم برای اجرای پیوسته‌ی ستون‌های مخلوط خاک را فراهم می‌کنند. به منظور کنترل دقیق جانمایی عمودی، نقاط نگهدارنده‌ی جداگانه‌ای بر روی غلاف هادی در نظر گرفته می‌شود که این موضوع برای جلوگیری از ایجاد نواحی مخلوط نشده در بین ستون‌ها و نیز حفظ یکپارچگی دیوار خاک–سیمان حیاتی است. با پیشروی ابزار اختلاط به داخل خاک، دوغاب از دستگاه مخلوط‌کن و از طریق میله‌های توخالی ابزار اختلاط پمپ شده و از نوک ابزار به داخل خاک تزریق می‌شود. با حرکت دورانی ابزار اختلاط، تیغه‌های مخلوط‌کن قرار گرفته بر روی میله‌ها به شکل پیوسته خاک را با دوغاب مخلوط می‌کنند. با رسیدن به عمق طراحی، ابزار اختلاط بیرون کشیده می‌شود. روند اختلاط در طی مرحله‌ی بیرون کشیدن تکرار می‌شود. با اتمام این مرحله، لایه‌ای از ستون‌های خاک–سیمانِ روی هم قرار گرفته در محل باقی می‌ماند.

ب- مصالح

در ابتدا سیمان به عنوان ماده‌ی تثبیت‌کننده‌ی اصلی DMM ارایه شد. اما در حال حاضر، در بیش‌تر موارد مخلوط آهک–سیمان با نسبت آهک ۱۵ تا ۴۰ درصد مورد استفاده قرار می‌گیرد. به منظور کاهش مخاطرات روانگرایی از ۱۰۰٪ سیمان برای تثبیت خاک‌های ماسه‌ای استفاده می‌شود. بسته به شرایط زیرسطحی خاص پروژه، ممکن است تعدادی دیگر از مواد افزودنی به مخلوط اضافه شود.

به طور متداول از سیمان پرتلند معمولی برای اجرای DMM استفاده می‌شود. معمولا سیمان به جای حالت خشک به صورت دوغاب به مخلوط اضافه می‌شود؛ چرا که این حالت به مخلوط خاک–سیمان یکنواخت‌تری منجر می‌شود و در نتیجه مقاومت و یکنواختی خاک بهسازی شده را افزایش می‌دهد. با این حال، از آنجایی که خاصیت اسیدی خاک می‌تواند واکنش آب‌گیری[۵۴] در خاک‌های آلی را تحت تاثیر قرار دهد، در صورت وجود مواد آلی باید از سیمان ویژه‌ی مخلوط شده با مواد ثانوی استفاده شود. برای دستیابی به اهداف خاص طراحی نظیر نفوذپذیری کاهش یافته، کارآیی بیش‌تر و یا گیرش سریع دوغاب، از بنتونیت و دیگر مواد افزودنی سیمان استفاده می‌شود.

در فرآیند اختلاط از خاک برجا به عنوان سنگ‌دانه و از دوغاب سیمان به عنوان چسب و ماده‌ی سخت‌کننده برای ایجاد مخلوط خاک–سیمان استفاده می‌شود. از این‌رو خواص مهندسی مخلوط خاک–سیمان تحت تاثیر عوامل زیر قرار دارد:

- خواص فیزیکی و شیمیایی خاک برجا، مقاومت برجا، کانی‌های موجود در خاک، میزان مواد آلی، مواد pH و درصد رطوبت؛
- مقدار، نوع و کیفیت واکنش‌گر، آب و مواد افزودنی مخلوط؛
- درجه‌ی اختلاط، سرعت نفوذ و بیرون‌کشی؛
- شرایط، دما و زمان عمل‌آوری.

53- Positive Displacement Pump
54- Hydration

مقاومت خاک–سیمانِ برجا تحت تاثیر متغیرهای اشاره شده در بالا قرار دارد. بنابراین می‌توان محدوه‌ی وسیعی از مقاومت برجا را انتظار داشت. مشابه با بتن، مقاومت فشاری ساده‌ی خاک–سیمان به عنوان مقدار مرجع مقاومت برای طراحی و کنترل کیفیت به کار می‌رود.

- **مواد افزودنی**

در حال حاضر، برای دستیابی به پارامترهای مهندسی مورد نظر از مخلوط آهک–سیمان با نسبت‌های مختلف استفاده می‌شود. برای رسیدن به مخلوط بهینه نیاز به انجام آزمون‌های مرجع در هر ساختگاه است. سیمان مقاومت و سختی را افزایش داده و نفوذپذیری را کاهش می‌دهد. بسته به نوع خاک مورد بهسازی می‌توان علاوه بر سیمان دیگر مواد افزودنی را نیز اضافه کرد. این موارد شامل خاکستر بادی، سرباره‌ی کوره‌های ذوب آهن و گچ می‌باشد. اما با توجه به تنوع منابع ذغال سنگ، استفاده از خاکستر بادی نیاز به تجربه‌ی پیش از اجرای بالا به منظور تعیین اثرات خاص آن بر روی اختلاط خاک–سیمان، زمان گیرش و مقاومت نهایی دارد. کاربرد فنی خاکستر بادی یا برخی سرباره‌ها زمانی تضمین می‌شود که کانی‌های رسی، حاوی مواد پوزولانی کافی برای ایجاد واکنش‌های پوزولانی نباشند.

میزان فعالیت خاک برجا و خاصیت پوزولانی را می‌توان با اندازه‌گیری قابلیت هدایت الکتریکی ارزیابی کرد. به این منظور می‌توان از محدوده‌های ارایه شده در جدول (۸–۱۶) به عنوان مقادیر شاخص استفاده کرد.

جدول ۸–۱۶– تعیین میزان خاصیت پوزولانی بر اساس قابلیت هدایت الکتریکی

قابلیت هدایت الکتریکی (ms/cm)	خاصیت پوزولانی
< ۰/۴	غیر پوزولانی
۰/۴ < ... < ۱/۲	معمولی
> ۱/۲	خوب

معمولا مقدار بالای سولفات و مواد آلی در خاک (در نتیجه pH کم) از افزایش مقاومت جلوگیری می‌کند. در حالی که وجود یون-های کلرید فعالیت پوزولانی را افزایش می‌دهد.

خاکستر بادی با کاهش دمای آب‌گیری می‌تواند به عنوان یک کندکننده نیز عمل کند. معمولا مخلوط‌های به دست آمده از خاکستر بادی، مقاومت فشاری ساده‌ی پایینی در محدوده‌ی کم‌تر از 0.5 MPa دارند. به منظور تولید خاک تثبیت شده‌ی با نفوذپذیری بالاتر، برای اصلاح قابلیت جریان[55] و جلوگیری از تعرق[56] می‌توان به میزان کم‌تر از ۱۰ درصد وزن سیمان، رس (در قالب بنتونیت) اضافه کرد. معمولا برای جلوگیری از تعرق و افزایش زمان گیرش، مواد مضاف تجاری به دوغاب خاک–سیمان اضافه می‌شوند.

۸–۲–۴–۱–۴– مفاهیم طراحی

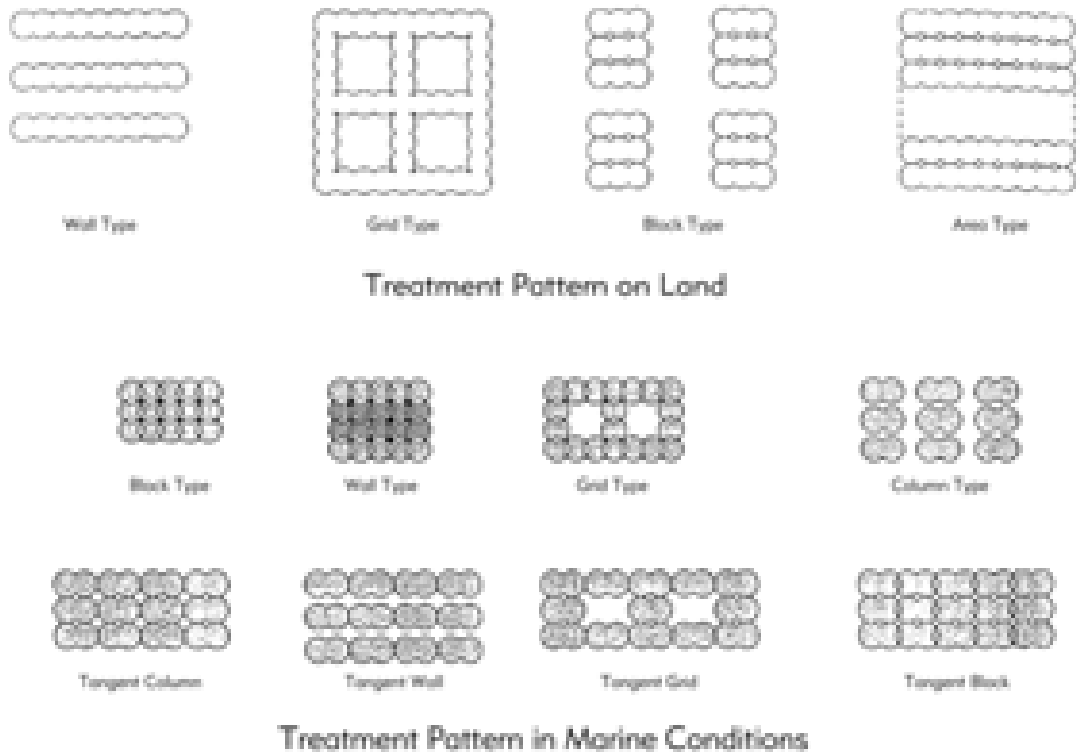
مطالب ارایه شده در این بخش، تنها مقدمه‌ای بر روش‌های رایج طراحی اختلاط خاک بوده و نباید به عنوان یک مرجع جامع طراحی و اجرا در نظر گرفته شود. از این‌رو، مبانی طراحی، نسبت‌های اختلاط و روش‌های طراحی ارایه شده در این بخش تنها در

55- Flowability
56- Bleeding

یک قالب کلی بوده و نباید به طور مستقیم در تهیه‌ی اسناد یک پروژه‌ی خاص مورد استفاده قرار گیرند. کاربران باید ادبیات فنی موجود را مرور کرده و برای به دست آوردن اطلاعات و پیشنهادات رایج در عمل با پیمانکاران تخصصی در ارتباط باشند.

الف- مبانی طراحی

روش‌های اختلاط عمیق خاک را می‌توان در مورد مسایل مربوط به پایدارسازی گود، کاهش نشست، افزایش مقاومت برشی توده، کنترل آب زیرزمینی، کاهش مخاطرات روانگرایی و تثبیت توده‌ی خاک به عنوان تکیه‌گاه سازه به کار برد. در هر کدام از این کاربردها، خواص مهندسی و حجم خاک مورد بهسازی بستگی به شرایط خاص ساختگاه و پروژه دارد. الگوهای متداول احجام بهسازی شده در شکل (۸-۳۶) نشان داده شده است.



شکل ۸-۳۶- الگوهای پایه‌ی بهسازی به روش اختلاط عمیق

به طور معمول، خواص مهندسی مورد نیاز برای اجرای طرح که از طریق اختلاط خاک به دست می‌آیند شامل مقاومت‌های کششی، فشاری و برشی، نفوذپذیری و مدول ارتجاعی هستند. برای هر یک از کاربردهای مختص ساختگاه، این خواصِ هدف با توجه به نیازمندی‌های سازه‌ای و یا عملکردی پروژه تعیین می‌شوند.

کاربردهای DMM برای کاهش مخاطرات روانگرایی شامل پیشگیری از وقوع روانگرایی با محصور کردن توده‌ی خاک، تسلیح خاک روانگرا و کاهش فشار منفذی است. جلوگیری از وقوع روانگرایی با استفاده از DMM در جایی مناسب است که روش‌های متداول‌تر بهسازی به دلایل اقتصادی و محدودیت عمق قابل کاربرد و عملی نباشد. در ابتدا به منظور جداسازی و محصور کردن خاک‌های سست غیرچسبنده در زیر سازه‌ی موجود، یک دیوار آب‌بند پیرامونی از خاک مخلوط ساخته می‌شود. سپس به منظور ایجاد

یک ناحیه‌ی خشک غیر روانگرا در زیر سازه، سطح آب زیرزمینی در داخل دیوار پیرامونی به صورت ثابت پایین نگه داشته می‌شود. با اجرای دیوارهای خاک مخلوط در الگوهای بلوکی، دیواری و شبکه‌ای مقداری تسلیح در خاک روانگرا ایجاد می‌شود. استفاده از الگوی شبکه‌ای به ویژه به این دلیل موثر است که قابلیت درگیر کردن کل ناحیه‌ی بهسازی شده به عنوان یک واحد یکپارچه را دارد و در نتیجه مقاومت فشاری توده‌ی خاک سیمانی شده را به طور کامل بسیج می‌کند. تحقیقات انجام شده در خصوص تعیین کارآیی آرایش شبکه‌ای برای کاهش اضافه فشار آب منفذی تولید شده در طی رخداد لرزه‌ای نشان می‌دهد که درصد کاهش متناسب با نسبت فاصله‌ی میان دیوارهای شبکه‌ای به عمق نفوذ دیوارها در خاک روانگرا است. استفاده از ستون‌های تکی یا گروه ستون باعث تمرکز تنش و ایجاد تنش‌های خمشی شده که در نهایت به گسیختگی منجر می‌شود. به لحاظ تئوری، ساز و کار بهسازی خاک با DMM دارای سه مرحله‌ی زیر است:

- سلول‌ها تنش‌های برشی را جذب کرده و دامنه‌ی حرکت جانبی دانه‌ها و تولید اضافه فشار منفذی را کاهش می‌دهند؛
- محصور کردن از گسترش جانبی جلوگیری می‌کند؛
- مقاومت فشاری ستون‌ها مقدار نشست را کمینه می‌سازد.

ب- مشخصات خاک مخلوط

عوامل اصلی که خواص مهندسی خاک مخلوط را تحت تاثیر قرار می‌دهند عبارتند از: نوع خاک و خواص شیمیایی آن، میزان رطوبت برجا، مقدار واکنش‌گر مورد استفاده، نسبت آب به واکنش‌گر دوغاب، درجه‌ی اختلاط، شرایط عمل‌آوری، تجهیزات و روند اجرا و عمر مخلوط. خواص مهندسی اصلی مورد توجه در کاربردهای پایدارسازی گود، کنترل آب زیرزمینی و تثبیت خاک، مقاومت‌های فشاری و برشی، نفوذپذیری، مدول ارتجاعی و دوام یخزدگی-ذوب‌شدگی هستند.

مقاومت مخلوط خاک-واکنش‌گر را می‌توان به صورت پارامتری با انجام آزمون‌های آزمایشگاهی زیر ارزیابی کرد:

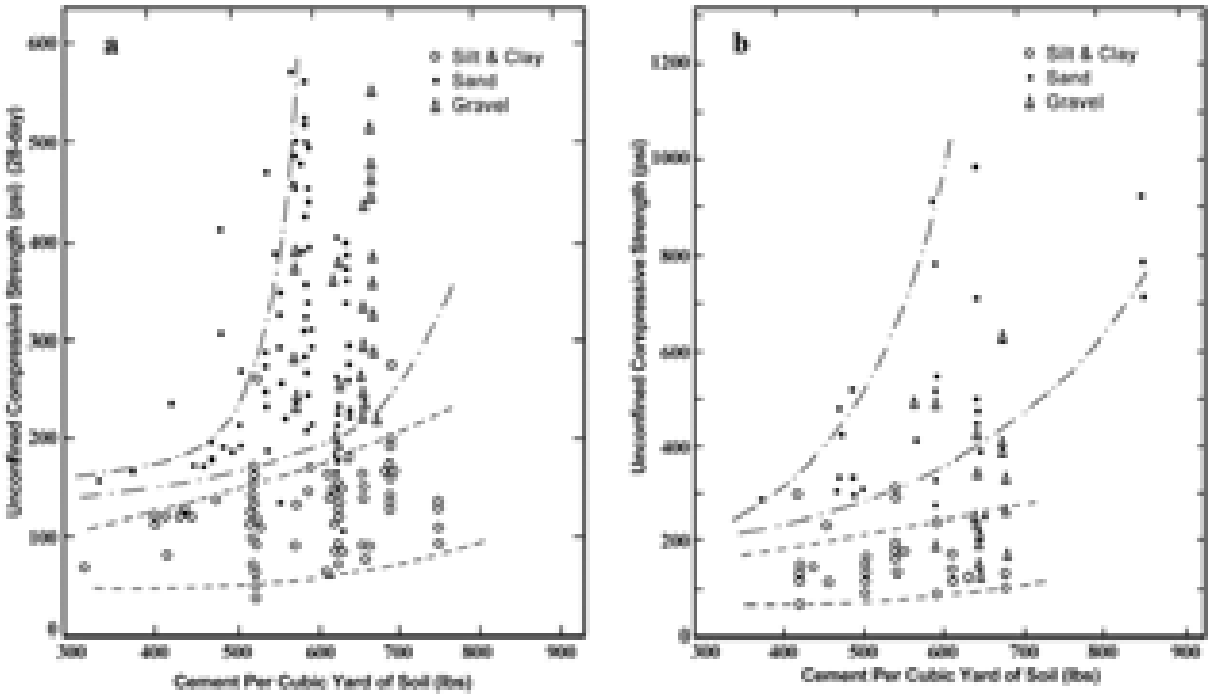
- آزمون مقاومت فشاری ساده؛
- آزمون سه محوری فشاری؛
- آزمون برش مستقیم؛
- آزمون کششی.

متداول‌ترین آن‌ها آزمون مقاومت فشاری ساده است که نتایج آن برای طراحی و نیز برای کنترل و تضمین کیفیت اجرا مورد استفاده قرار می‌گیرد. اما باید به این نکته توجه کرد که مقاومت‌های اندازه‌گیری شده در آزمون‌های آزمایشگاهی بزرگ‌تر از مقادیر به دست آمده در محل است که این موضوع عمدتا به دلیل اختلاط ناقص در محل است. براساس تحقیقات انجام شده، مقاومت به دست آمده در محل بین نصف تا یک پنجم مقاومت اندازه‌گیری شده در آزمایشگاه است. نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی تنها ترازهای تقریبی بهسازی را ارایه می‌دهند. با این حال، این آزمون‌ها برای مطالعه‌ی اثرات برخی متغیرها نظیر نسبت آب به واکنش‌گر، مقدار واکنش‌گر، نوع خاک، میزان رطوبت و زمان عمل‌آوری در یک ساختگاه مشخص مناسب هستند.

از آنجایی‌که تراز بهسازی به دست آمده در محل، علاوه بر عوامل ذکر شده، تابعی از مشخصات تجهیزات مورد استفاده در اختلاط، سرعت نفوذ، سرعت گردش مخلوط‌کن، سرعت تزریق و روش آن و سرعت بیرون کشیدن است، پیش‌بینی دقیق مقاومت

برجا بسیار مشکل است. محدوده‌های مقاومت و مدول ارایه شده در جدول (۸-۱۴) براساس تجهیزات و روش‌های متداول موجود به دست آمده است. به طور کلی، خواص مهندسی خاک مخلوط به صورت تابعی از عوامل زیر تغییر می‌کند:

- مقدار سیمان: با افزایش مقدار سیمان، مقاومت فشاری ساده‌ی مخلوط به خصوص در ماسه و شن افزایش می‌یابد. مقدار معمول سیمان بین ۱۰۰ تا ۴۵۰ کیلوگرم در هر متر مکعب خاک تغییر می‌کند. رابطه‌ی میان مقدار سیمان و مقاومت فشاری ساده‌ی مخلوط در شکل (۸-۳۷) نشان داده شده است.



شکل ۸-۳۷- مقاومت خاک-سیمان، الف- نمونه‌های مرطوب برجا، ب- نمونه‌های به دست آمده از مغزه‌گیر

- نسبت آب به سیمان: با افزایش نسبت آب به سیمان، مقاومت فشاری ساده کاهش می‌یابد. برای دستیابی به کارآیی مناسب لازم است مقادیر کمینه‌ی نسبت آب به سیمان در نظر گرفته شوند. معمولا نسبت آب به سیمان بین ۰/۸ تا ۱/۲ تغییر می‌کند. بیش‌تر پیمانکارانِ اختلاط خاک مایلند از نسبت‌های آب به سیمان کم‌تر برای اختلاط رس‌ها و لای‌ها- به منظور کاهش آب اضافی وارد شده به سیستم- و از نسبت‌های آب به سیمان بیش‌تر برای ماسه‌ها و شن‌ها استفاده کنند. نسبت آب به سیمان یا بنتونیت در مقایسه با مقدار سیمان به کار رفته در مخلوط اثر بیش‌تری بر روی مقاومت خاک-سیمان دارد. همچنین بنتونیت مقاومت را کم کرده و نفوذپذیری را کاهش می‌دهد.
- زمان عمل‌آوری: مقاومت مخلوط با گذشت زمان افزایش می‌یابد. معمولا مقاومت فشاری ساده‌ی ۲۸ روزه ۱/۵ برابر مقاومت ۷ روزه برای رس‌ها و ۲ برابر مقدار متناظر آن در ماسه‌ها است. مقاومت فشاری ساده‌ی ۵۶ روزه می‌تواند تا ۱/۵ برابر مقاومت ۲۸ روزه باشد. افزایش مقاومت با زمان تا حدود ۶ ماه ادامه دارد. دمای بالاتر درون زمین افزایش مقاومت را تسریع می‌کند. ممکن است مقاومت‌های برجا به اندازه‌ی مقاومت‌های آزمایشگاهی به صورت تابعی از زمان عمل‌آوری افزایش نیابند.

- تغییرپذیری مقاومت برجا: اندازه‌گیری‌های انجام شده، تغییرپذیری قابل توجه مقاومت برجا را نشان می‌دهد. ضریب تغییرات از مقدار میانگین در محدوده‌ی ۰٫۲ تا ۰٫۳۵ بوده و معمولا تغییراتِ بیش‌تر مربوط به خاک‌های رسی است. البته ممکن است داده‌های به دست آمده از برخی پروژه‌ها مقادیر بسیار بالاتر ضریب تغییرات را نشان دهد که این موضوع بیش‌تر به دلیل طبیعت ناهمگن خاک مخلوط و نیز روش اجرا و تجهیزات خاص به کار رفته در آن پروژه است.

با وجود تمام متغیرهای شناخته شده‌ی موثر بر اختلاط خاک- شامل متغیرهای طبیعی و متغیرهای قابل کنترل- منطقی است که انتظار داشته باشیم مقاومت فشاری ساده‌ی ۲۸ روزه‌ی به دست آمده از نمونه‌های استوانه‌ای در محدوده‌ی وسیع نشان داده شده در جدول (۸-۱۷) قرار بگیرد.

جدول ۸-۱۷- مقادیر معمول مقاومت فشاری اصلاح شده

نوع خاک برجا	مقاومت فشاری اصلاح شده (MPa)
خاک‌های آلی و رس‌های با خاصیت خمیری بسیار بالا	< ۱٫۲
رس‌های نرم	۰٫۴ ~ ۱٫۵
رس‌های متوسط تا سخت	۰٫۷ ~ ۲٫۵
لای‌ها	۱ ~ ۳
ماسه‌های ریز تا متوسط	۱٫۵ ~ ۵

نکات دیگر:

- افزودنی‌های حباب‌ساز[۵۷] مقاومت مخلوط را کاهش داده و دوام یخ‌زدگی-ذوب‌شدگی را افزیش می‌دهند.
- معمولا مقادیر نفوذپذیری قابل دستیابی با این روش در محدوده‌ی $10^{-8} \sim 10^{-7}$ m/s است.
- مقاومت کششی قابل انتظار در این روش در حدود ۱۰ درصد مقاومت فشاری ساده است.
- برای مقاومت‌های اصلاح شده‌ی بالای 1 Mpa، مقاومت برشی به دست آمده از این روش در حدود یک سوم مقاومت فشاری ساده‌ی ۲۸ روزه و برای مقادیر کم‌تر، در حدود نصف آن است.
- مدول ارتجاعی E_{50} باید به صورت تابعی از مقاومت خاک مخلوط و راندمان اختلاط در نظر گرفته شود.
- ضریب پواسون بین ۰٫۳ تا ۰٫۴۵ تغییر می‌کند. معمولا از مقدار ۰٫۲۵ برای مقاصد طراحی استفاده می‌شود.
- خاک مخلوط به صورت یک رس پیش‌تحکیم‌یافته عمل می‌کند؛ به طوری که تنش تسلیم آن مشابه با یک فشار پیش-تحکیمی، نشان دهنده‌ی شروع فروپاشی اتصالات سیمانی است. بارگذاری به میزان بیش‌تر از تنش تسلیم به ایجاد کرنش-های بزرگ منجر خواهد شد. می‌توان از مقاومت فشاری ساده به عنوان تخمینی از تنش تسلیم استفاده کرد.
- برای اطمینان از دستیابی به مقاومت طراحی در محل نیاز به یک مشخصات فنی عملکردی است. به این صورت که متوسط مقاومت فشاری اندازه‌گیری شده در محل دست کم به میزانِ ۱٫۳ برابر انحراف معیار به دست آمده از آزمون‌های آزمایشگاهی، از مقاومت طراحی بزرگ‌تر باشد.

57- Air Entrainment

پ- روش‌های بازبینی و تایید

می‌توان مشخصات خاک بهسازی شده را با انجام یکی از آزمون‌های زیر پیش‌بینی و یا کنترل کرد:

- آزمون‌های آزمایشگاهی بر روی نمونه‌ها (پیش از اجرا)؛
- نمونه‌گیری از مصالح سیال در محل (در طی اجرا)؛
- مغزه‌گیری از مصالح سخت شده‌ی برجا (پس از اجرا)؛
- برش نمونه‌های بلوکی و در معرض شرایط محیطی قرار دادن (پس از اجرا)؛
- آزمون‌های ژئوفیزیکی (در طی اجرا و پس از آن).

۸-۲-۴-۲- تزریق[58]

۸-۲-۴-۲-۱- تعریف و تاریخچه

تزریق شامل روش‌های گوناگونی است که در آن‌ها یک سری مواد از طریق گمانه به داخل تشکیلات خاکی یا سنگی نفوذ داده می‌شوند تا پس از گیرش این مواد، مشخصات فیزیکی آن تشکیلات تغییر کند. به طور مشخص، تزریق را می‌توان برای پرکردن ترک‌ها و حفرات سنگ، پرکردن فضای خالی بین زمین و سازه‌های قرار گرفته بر روی آن و بهسازی خاک‌های سست به منظور افزایش مقاومت، تراکم و همگنی و کاهش نفوذپذیری آن‌ها مورد استفاده قرار داد. نوع روش تزریق مورد استفاده بستگی به ملاحظاتی نظیر نیازمندی‌های خاص پروژه، نوع خاک یا سنگ و سازگاری آن با انواع مختلف دوغاب دارد. یک جزء اصلی برنامه‌ی تزریق، تحقیقات ژئوتکنیکی کامل به منظور شناسایی شرایط ساختگاه و راهنمایی منطقی در انتخاب روش تزریق و میزان کارآیی آن می‌باشد.

تزریق در خاک برای دستیابی به اهداف مختلف بهسازی خاک مورد استفاده قرار گرفته و روش‌های مختلفی برای انجام آن موجود است. کاربردهای تزریق در خاک را می‌توان به دو دسته‌ی کلی زیر تقسیم کرد:

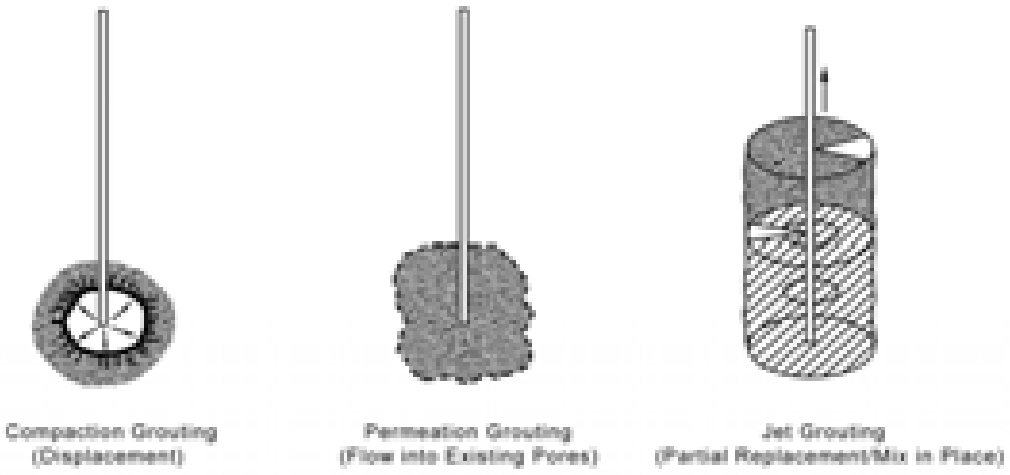
- تزریق برای کنترل آب و آب‌بندی؛
- تزریق به منظور بهبود ساختار خاک (تزریق ساختاری).

آن دسته از روش‌های تزریق در خاک که می‌توانند برای تزریق ساختاری مورد استفاده قرار گیرند، عبارتند از:

- تزریق نفوذی[59] (با استفاده از دوغاب گل یا مواد شیمیایی)؛
- تزریق تراکمی[60] (جابجایی)؛
- تزریق تحت فشار[61] (جایگزینی)؛
- تزریق شکافنده[62]؛
- نفوذ آهک[63].

58- Grouting
59- Permeation Grouting
60- Compaction Grouting
61- Jet Grouting
62- Fracture Grouting

یکی از کاربردهای اصلی تزریق ساختاری، بهسازی خاک در برابر روانگرایی است. در مناطقی که سازه‌ها بر روی خاک‌های محتمل روانگرایی ساخته می‌شوند، تزریق نفوذی، تراکمی و تحت فشار روش‌های قابل کاربرد برای بهبود خواص روانگرایی خاک می‌باشند. این روش‌ها به صورت شماتیک در شکل (۸-۳۸) نشان داده شده‌اند. در ادامه‌ی این بخش توضیح مختصری در خصوص هر یک از این روش‌ها ارایه می‌شود.



شکل ۸-۳۸- روش‌های تزریق متداول برای بهسازی خاک در برابر روانگرایی

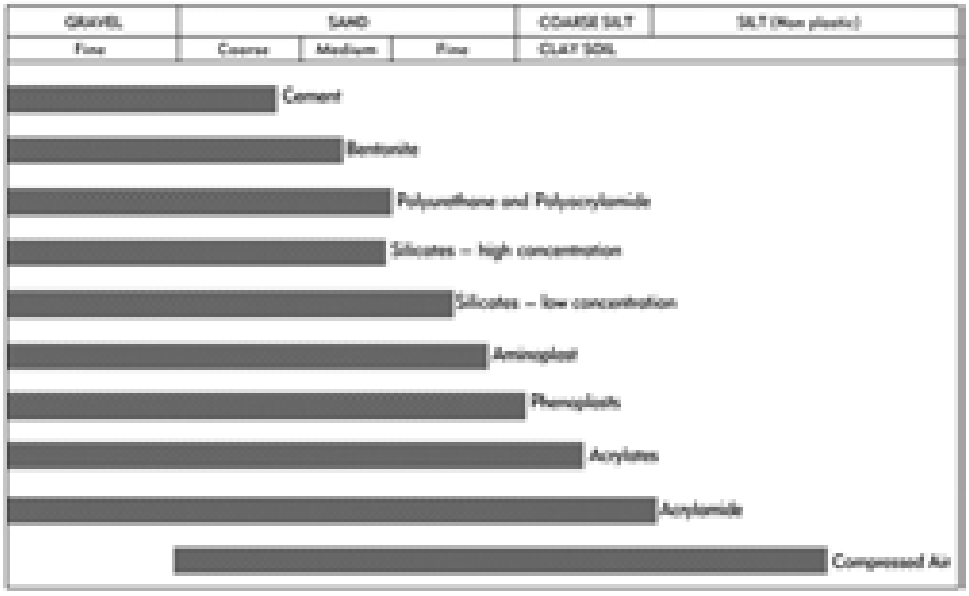
الف- تزریق نفوذی

در روش تزریق نفوذی می‌توان انواع گوناگونی از مواد، ذرات، کلوئیدها و محلول‌ها را برای نفوذ در خاک مورد استفاده قرار داد. همان‌گونه که در شکل (۸-۳۹) نشان داده شده است، انتخاب دقیق مصالح تزریق تا حد زیادی به دانه‌بندی (و در نتیجه نفوذپذیری) توده‌ی خاک بستگی دارد. با توجه به اندازه‌ی ذرات نسبتا بزرگ سیمان پرتلند معمولی، دوغاب آن (با طرح اختلاط مناسب) فقط به داخل شن‌ها و ماسه‌های درشت نفوذ می‌کند. هنگامی که اقدام به تزریق در خاک‌های ریزتر شود، یک کیک فیلتر روی دیواره‌ی گمانه ایجاد می‌شود که از نفوذ بیش‌تر دوغاب جلوگیری می‌کند. در نتیجه‌ی محدودیت‌های روش‌های تزریق ذره‌ای[۶۴] اولیه نظیر اندازه‌ی ذرات، زمان گیرش و مقاومت در برابر جریان آب در طی گیرش، روش‌های تزریق شیمیایی توسعه یافتند. تزریق شیمیایی نخستین بار در سال ۱۸۸۶ با کاربرد سیلیکات سدیم به عنوان دوغاب مطرح شد. از زمان اثبات کارآیی این روش تزریق در سال ۱۹۲۵ تا اوایل دهه‌ی ۱۹۵۰، سیلیکات سدیم ماده‌ی اصلی تمام دوغاب‌های شیمیایی را شکل می‌داد. به دنبال پیشرفت‌های شیمیِ پلیمر در دهه‌ی ۱۹۵۰، مواد شیمیایی جدیدی نظیر اکریل‌آمید[۶۵] به عنوان دوغاب ارایه شد که پس از سه دهه، کاربرد آن‌ها به دلیل ملاحظات زیست‌محیطی محدود شد. امروزه دوغاب‌های با پایه‌ی سیلیکات سدیم بیش‌ترین کاربرد را در پروژه‌های پایدارسازی خاک دارند.

هدف از تزریق نفوذی آن است که تمام (یا بیش‌تر) منافذ طبیعی موجود در توده‌ی خاک، بدون تغییر ساختار بکر یا حجم خاک، پر شود. بنابراین دوغاب می‌تواند برای افزایش چسبندگی بین ذرات خاک مورد استفاده قرار گیرد و از این طریق منجر به افزایش

63- Lime Injection
64- Granular grout
65- Acrylamide

پارامترهای مقاومتی و کاهش نفوذپذیری شود. به عنوان یک قاعده‌ی کلی، هرچقدر منافذ خاک ریزتز باشد، هزینه‌ی تزریق بیش‌تر است. بنابراین شیوه‌ی منطقی آن است که ابتدا منافذ بزرگ‌تر با دوغاب‌های ذره‌ای پر شود و برای نفوذ به داخل منافذ ریزتر باقیمانده از دوغاب‌های شیمیایی استفاده شود.



شکل ۸-۳۹- قابلیت نفوذ انواع دوغاب

ب- تزریق تراکمی

روش تزریق تراکمی نخستین بار در دهه‌ی ۱۹۵۰ در آمریکا مورد استفاده قرار گرفت. مشابه تزریق شیمیایی، تزریق تراکمی نیز برخی مشکلات موجود در استفاده از دوغاب‌های ذره‌ای را برطرف کرد. نیاز به تشخیص امکان تراکم خاک‌های دارای پتانسیل روانگرایی با استفاده از تزریق تراکمی منجر به ارایه‌ی آزمایش‌هایی برای بررسی میزان کارایی این روش در بهسازی خاک‌های سست زیر سازه‌ها شد. آزمایش‌های انجام شده بر روی سد Pinopolis غربی در سال ۱۹۸۵ نشان داد که برای دستیابی به سطح تراکم مورد نیاز در یک ساختگاه خاص به منظور بهبود پایداری لرزه‌ای در محل، می‌توان از یک برنامه‌ی تزریق تراکمی استفاده کرد. این برنامه باید پیشنهاداتی را در خصوص نظارت و بازبینی نتایج ارایه داده و صرفه‌ی اقتصادی این روش را بررسی کند.

مشخصه‌ی تزریق تراکمی، استفاده از دوغاب‌های با اسلامپ پایین (معمولا ۲۵ میلی‌متر یا کم‌تر)، قابلیت حرکت پایین و اصطکاک داخلی بالا است. در خاک‌های سست، دوغاب معمولا یک حباب پیوسته را در نوک لوله‌ی تزریق شکل داده و به این ترتیب خاک اطراف را فشرده یا متراکم می‌کند. تزریق تراکمی را می‌توان به عنوان یک روش اقتصادی و قابل کنترل برای پرکردن منافذ بزرگ، حتی در حضور جریان آب، به کار برد.

پ- تزریق تحت فشار

تزریق تحت فشار در اوایل دهه‌ی ۱۹۷۰ در ژاپن ایجاد شد. در طی سال‌های گذشته، با توسعه‌ی تجهیزات و دانش تزریق، روش‌های مختلف تزریق تحت فشار توسعه یافته‌اند، اما هدف تمام این روش‌ها تغییر شکل خاک به مخلوطی از خاک و سیمان است

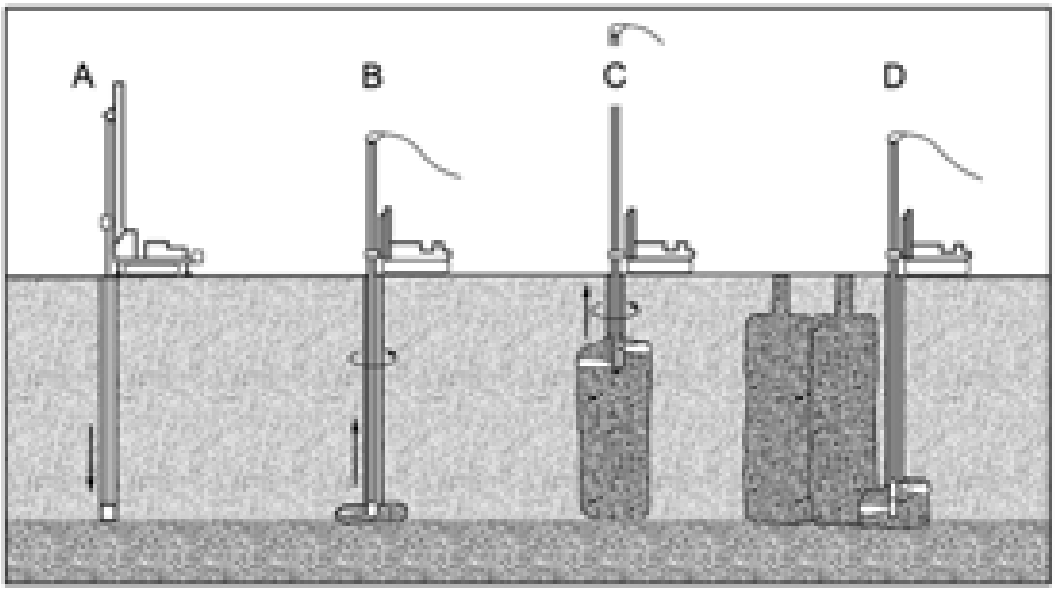
که معمولا تحت عنوان "خاک-سیمان"[66] شناخته می‌شود. تزریق تحت فشار شرایطی را فراهم می‌آورد که شکل، اندازه و مشخصات توده‌ی خاک اصلاح شده- که معمولا به صورت ستون دایره‌ای است- با درجه‌ی دقت بالایی طراحی شود. شکل (۸-۴۰) مراحل انجام تزریق تحت فشار را نشان می‌دهد که عبارتند از:

A: حفاری؛

B: عملیات سایش و اختلاط در محل؛

C: ایجاد جزء ستونی شکل؛

D: شکل‌گیری ساختار دیواری شکل از به هم پیوستن اجزای تکمیل شده.



شکل ۸-۴۰- اصول عملیات تزریق تحت فشار

به طور کلی سه نوع متمایز تزریق تحت فشار وجود دارد که به صورت شماتیک در شکل (۸-۴۱) نشان داده شده است.

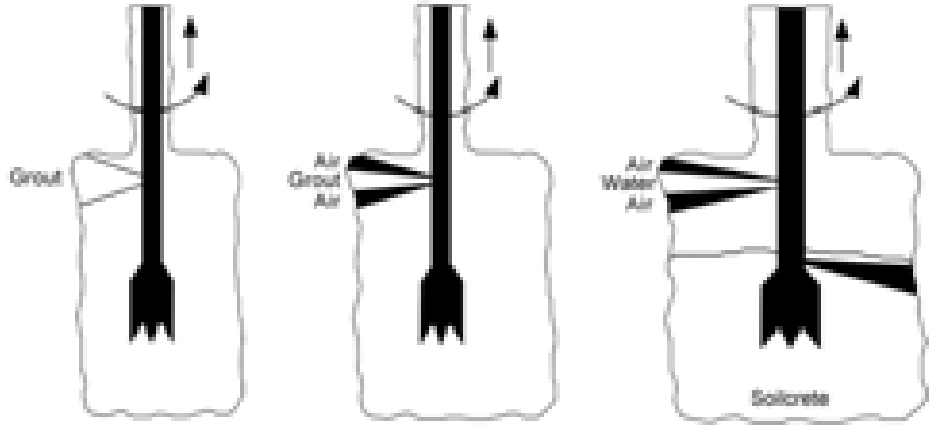
الف- روش تک سیالی: در این روش سیال همان دوغاب است و جریان تحت فشار سیال (تا 50 MPa) به طور همزمان عمل سایش و تزریق را انجام می‌دهد.

ب- روش دو سیالی: در این روش از جریان پرفشار سیمان که در داخل مخروطی از هوای فشرده قرار دارد، استفاده می‌شود. قطر ستون مصالح اصلاح شده در این روش نسبت به روش اول بزرگ‌تر بوده و درجه‌ی بالاتری از جایگزینی خاک به دست می‌آید.

پ- روش سه سیالی: در این روش از خروجی بالایی آب پرفشار (30-50 MPa) موجود در داخل محفظه‌ی هوای فشرده برای خاک‌برداری استفاده می‌شود و با جریان تحت فشار پایینی (معمولا با فشار کم‌تر) دوغاب بیرون داده می‌شود تا جایگزین خاک حفاری شده شود.

تزریق تحت فشار این قابلیت را دارد که تمام انواع خاک‌ها، از ماسه‌ها و شن‌ها تا رس‌های خیلی حساس را اصلاح کند.

66- Soilcrete



شکل ۸-۴۱- روش‌های مختلف تزریق تحت فشار

۸-۲-۴-۲-۲- تجهیزات اجرا و مصالح مناسب

الف- اصول طرح برنامه‌ی تزریق

یک برنامه‌ی تزریق را می‌توان برای اجرا تحت دو معیار مشخصات فنی عملکرد[۶۷] و مشخصات فنی روش[۶۸] ارایه داد. در طراحی براساس مشخصات فنی عملکرد، با توجه به هدف کلی کار، معمولا مسوولیت به کارگیری روش‌های خاص و انتخاب مقادیر به پیمانکار تخصصی واگذار شده و نیازمندی‌های عملکردی کاملا تعریف شده‌ای اعمال می‌شود. نمونه‌ای از این نیازمندی‌ها عبارتند از:

- افزایش تراکم در ناحیه‌ی بهسازی به یک مقدار کمینه‌ی از پیش تعیین شده که با انجام آزمون‌های آزمایشگاهی و محلی (نظیر SPT و CPT) تعیین می‌شود.
- افزایش مقاومت که با آزمایش‌های فشاری تک‌محوری و بارگذاری صفحه اندازه‌گیری می‌شود.
- کاهش نفوذپذیری که با انجام آزمون‌های نفوذپذیری برجا تعیین می‌شود.
- اعمال محدودیت‌های نشست.

در طراحی براساس مشخصات فنی روش، لازم است طراح، اطلاعات گسترده و مفصلی از مصالح، روش‌ها و تجهیزات تزریق و اصول نظارت و بررسی عملکرد آن داشته باشد.

در یک برنامه‌ی تزریق- صرف نظر از روش طراحی- برای تعیین هزینه‌ها و برنامه‌ی زمانی اجرا لازم است تخمینی از مقادیر و احجام به دست آید. برای هر کدام از روش‌های طراحی اشاره شده و در بیش‌تر پروژه‌های تزریق، فاصله‌ی اولیه‌ی گمانه‌های تزریق براساس نیازمندی‌های پروژه و مطالعات خاک زیرسطحی انتخاب می‌شود. فاصله‌ی اولیه باید به اندازه‌ی کافی زیاد باشد به طوری که در حالت عادی اتصالی بین گمانه‌های تزریق مجزا رخ ندهد. در عمل، فاصله‌ی اولیه‌ی گمانه‌های تزریق بین ۳ تا ۱۵ متر تغییر می‌کند اما یک مقدار ثابت فراگیر برای آن وجود ندارد. گمانه‌های اولیه در واقع مانند مرحله‌ی بعدی شناسایی ژئوتکنیکی عمل می‌کنند. گمانه‌های تزریق مرحله‌ی دوم در میان گمانه‌های اولیه قرار می‌گیرند. مصرف بالای دوغاب در محل گمانه‌های مرحله‌ی دوم، شاخص خوبی برای نیاز به گمانه‌های اضافی- در کل ساختگاه یا در مناطقی خاص- است. این فرایند با گمانه‌های مرحله‌ی

67- Performance Specification
68- Method Specification

سوم و مراتب بالاتر ادامه می‌یابد تا زمانی که تحلیل داده‌ها تامین اهداف پروژه را تایید کند. مرحله‌ی آخر گمانه‌های حفر شده در واقع به عنوان گمانه‌های بازرسی عمل می‌کنند که برای تکمیل هرگونه مطالعات تحقیقاتی پس از تزریق مورد استفاده قرار می‌گیرند.

معمولا مقدار کمینه‌ای برای قطر گمانه‌های تزریق مشخص می‌شود. با افزایش عمق گمانه‌ی تزریق و نیز در صورت استفاده از گمانه‌های مورب این مقدار افزایش می‌یابد؛ اما در هر صورت به ندرت از گمانه‌های با قطر بیش از ۱۵۰ میلی‌متر استفاده می‌شود.

بنابراین مفهوم کلی طرح برنامه‌ی تزریق را می‌توان در قالب سه مرحله‌ی زیر بیان کرد:

- شناسایی محلی و تعیین مشخصات ساختگاه؛
- عمل‌آوری با نظارت هم‌زمان و تحلیل داده‌ها؛
- بررسی کفایت عملکرد از طریق گمانه‌های مرحله‌ی قبلی و دیگر روش‌های بازرسی مناسب.

توضیحات جامعی در خصوص روش‌های حفاری قابل کاربرد برای هر سه مرحله‌ی برنامه‌ی تزریق در مرجع Elias et al. (1999) ارایه شده است.

ب- مصالح تزریق

به طور کلی چهار دسته مصالح تزریق وجود دارد که به ترتیب افزایشِ عملکرد جریانی[۶۹] و هزینه عبارتند از:

۱- دوغاب‌های ذره‌ای (معلق[۷۰] یا سیمانی) با عملکرد بینگهام[۷۱]؛

۲- محلول‌های کلوئیدی، سیالات نیوتنی توسعه یافته[۷۲] که لزجت[۷۳] آن‌ها با زمان افزایش می‌یابد؛

۳- محلول‌های خالص، محلول‌های نیوتنی توسعه نیافته که لزجت آن‌ها تا لحظه‌ی گیرش، در یک محدوده‌ی زمانی قابل تنظیم، ثابت است.

۴- مصالح متفرقه.

گروه اول مصالح تزریق شامل مخلوط آب با یک یا چند جامد ذره‌ای نظیر سیمان، خاکستر بادی[۷۴]، رس و ماسه می‌باشد. هنگامی که چنین مخلوط‌هایی به صورت ساکن رها می‌شوند، بسته به ترکیبشان می‌توانند پایدار (یعنی با میزان آب انداختن[۷۵] ناچیز) یا ناپایدار باشند. دوغاب‌های روان نیروی[۷۶] پایدار دارای هر دو خاصیت چسبندگی و لزجت خمیری افزاینده با زمان هستند، به طوری که با قرار گرفتن در معرض فشار، نرخ افزایش لزجت آن‌ها می‌تواند تا حد قابل توجهی سریع‌تر شود.

دوغاب‌های گروه دوم و سوم اغلب تحت عنوان دوغاب‌های محلول یا شیمیایی شناخته می‌شوند و معمولا براساس اجزای شیمیایی تشکیل دهنده‌ی آن‌ها به یک سری زیرگروه مثل دوغاب‌های با پایه‌ی سیلیکات (گروه دوم) یا رزین‌ها (گروه سوم) تقسیم می‌شوند. خواص جریانی ممتاز برخی دوغاب‌های گروه سوم به همراه لزجت پایین آن‌ها امکان نفوذ به داخل خاک‌هایی به ریزی ماسه‌های لای‌دار ($k=10^{-6}$ m/s) را فراهم می‌کند.

69- Rheological Performance
70- Suspension
71- Binghamian Performance
72- Evolutive Newtonian Fluid
73- Viscosity
74- Flyash
75- Bleeding
76- Thixotropic

گروه چهارم محدوده‌ی وسیعی از مصالح تزریق نسبتا غیر معمول را شامل می‌شود که به ندرت و تنها در صنایع و بازارهای خاص مورد استفاده قرار می‌گیرند. با این وجود، اهمیت این مصالح به دلیل معیارهای عملکردی بالا که می‌تواند با کاربرد صحیح آن‌ها به دست آید، در حال افزایش است. گرایش دوباره به استفاده از دوغاب‌های قیر گرم برای آب‌بندی سریع جریان مثال خوبی از این موضوع است.

خلاصه‌ای از برخی مشخصات مصالح تزریق متعلق به گروه‌های اول تا سوم در جدول (۸-۱۸) ارایه شده است.

جدول ۸-۱۸- مشخصات مصالح تزریق

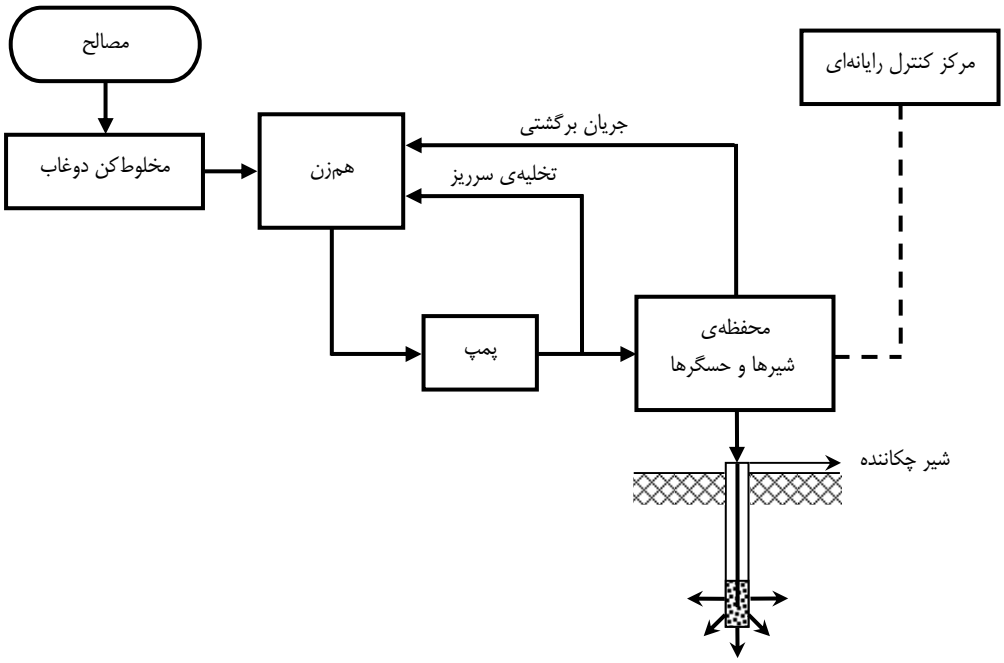
نوع	لزجت (نسبت آب به سیمان)	میزان سمی بودن	مقاومت	توضیحات
دوغاب‌های ذره‌ای:				
سیمان نوع I	زیاد- 50cps (2:1)	کم	زیاد	انعطاف ناپذیر؛ نفوذ تنها در شکاف‌های بزرگ
سیمان نوع III	متوسط- 15cps (2:1)	کم	زیاد	انعطاف ناپذیر؛ نفوذ تنها در شکاف‌های بزرگ
سیمان خیلی ریز	کم- 8cps (2:1)	کم	زیاد	انعطاف ناپذیر؛ نفوذ در شکاف‌های ریز
سیمان- سیلیکات خیلی ریز	کم- 10cps (3:1)	کم	متوسط	انعطاف ناپذیر؛ نفوذ در شکاف‌های ریز
محلول‌های کلوئیدی:				
سیلیکات‌ها	کم (6cps >)	کم	متوسط	نفوذ در شکاف‌های ریز
دوغاب‌های محلول:				
سولفیت‌دار	متوسط (8cps >)	زیاد	کم	انعطاف‌پذیر؛ نفوذ در شکاف‌های ریز
پلیمری	زیاد (400cps >)	زیاد	زیاد	انعطاف‌پذیر؛ نفوذ در شکاف‌های بزرگ
اکریل‌آمیدها	کم (1.2cps)	زیاد	کم	انعطاف‌پذیر؛ نفوذ در شکاف‌های خیلی ریز
اکریل‌ها	کم (1.5cps)	کم	کم	انعطاف‌پذیر؛ نفوذ در شکاف‌های خیلی ریز

پ- تجهیزات تزریق

در حال حاضر انواع گوناگونی از تجهیزات تزریق تجاری موجود است که به طور معمول برای روش‌ها و مقیاس‌های مختلف عملیات تزریق مورد استفاده قرار می‌گیرند. اجزای اصلی این تجهیزات عبارتند از:

- مخلوط‌کن دوغاب که باید ظرفیت کافی برای عملیات تزریق داشته باشد و دوغاب را با غلظت یکنواختی مخلوط کند؛
- یک مخزن ذخیره با قابلیت هم‌زدن پیوسته‌ی دوغاب برای جلوگیری از ته‌نشینی و جداشدگی دانه‌ها؛
- یک پمپ که توانایی تولید فشار دقیق و کنترل حجم را داشته باشد؛
- تجهیزات ثبت پارامترهای مورد نیاز دوغاب؛
- خطوط انتقال دوغاب به همراه یک سر مناسب برای تزریق دوغاب به داخل سوراخ مورد نظر.

علاوه بر موارد بالا به تعدادی پرکن[۷۷]، درجه[۷۸]، شیر و لوازم جانبی مناسب نیاز است. نمای شماتیکی از تجهیزات مورد نیاز برای تزریق دوغاب در شکل (۸-۴۲) نشان داده شده است.



شکل ۸-۴۲- تجهیزات مورد استفاده در تزریق دوغاب

مخلوط‌کن دوغاب و همزن لازم نیست ظرفیت حجمی یکسانی داشته باشند. در مواردی که پیش‌بینی می‌شود مصرف دوغاب بالا باشد، می‌توان از دو مخلوط‌کن برای تخلیه‌ی دوغاب به داخل مخزن ذخیره استفاده کرد. هر دو دستگاه مخلوط‌کن و همزن باید دوغاب را تا زمانی که تزریق شده یا بیرون ریخته شود، به طور پیوسته هم بزنند. برای تزریق دوغاب‌های آبکی بهتر است به جای استفاده از مخلوط‌کن‌های مکانیکی کم سرعت متداول از مخلوط‌کن‌های کلوئیدی پرسرعت استفاده شود؛ چرا که این دستگاه‌ها مخلوط‌هایی با یکنواختی بیش‌تر را در زمان کم‌تری تولید می‌کنند. لازم به ذکر است که برای انجام انواع تزریق- تراکمی، تحت فشار و نفوذی- تجهیزات و اصول اختلاط مختلفی به کار می‌رود.

ت- اصول کنترل کیفیت و تایید آن

هر گمانه‌ای که در یک پروژه حفر می‌شود این قابلیت را دارد که به منبعی از اطلاعات با ارزش در خصوص وضعیت زمین در آن مرحله از پروژه تبدیل شود؛ در حالی که معمولا از این موضوع چشم‌پوشی می‌شود. تحقق یافتن این قابلیت به دقت و محتوای اطلاعات به دست آمده از گمانه و آزمایش‌های انجام شده نظیر نفوذپذیری بستگی دارد. نکته‌ی مهم آن است که این داده‌ها در همان زمان استخراج و یا به فاصله‌ی اندکی پس از آن مورد مطالعه قرار گیرند تا بتوان هرگونه اصلاح یا تغییر در برنامه‌ی تزریق را در زمان مناسب اعمال کرد.

77- Packer
78- Gauge

به طور مشابه، داده‌های به دست آمده از تزریق اطلاعات با ارزشی را در خصوص چگونگی رفتار زمین در پاسخ به عملیات بهسازی در اختیار قرار می‌دهند. بررسی دقیق داده‌های مربوط به فشار، حجم و زمان تزریق در هر مرحله، درکی اساسی در خصوص موثر بودن عملیات تزریق تا آن لحظه ارایه می‌دهد. به عنوان مثال، چنانچه یک عملیات تزریق در سنگ به خوبی پیش رود، سوراخ-های مراتب بالاتر نسبت به سوراخ‌های نخستین حجم دوغاب کم‌تری گرفته و برای دستیابی به وازنی[۷۹] به نرخ تزریق کم‌تری در همان فشار نیاز خواهند داشت.

در طی عملیات تزریق لازم است که به تناوب و به طور منظم مشخصات میان مصالح تزریق شونده بازبینی و نظارت شود. بنابراین برای تزریق شکافنده و تزریق نفوذی ثبت اطلاعات مربوط به درجه‌ی روانی[۸۰] سیال، چگالی ویژه، زمان گیرش و پایداری می‌تواند مفید باشد در حالی که در اجرای تزریق تراکمی تنها آزمایش فرونشست[۸۱] می‌تواند کاربرد داشته باشد.

به عنوان یک نکته‌ی کلی‌تر می‌توان به این مساله تاکید کرد که وضعیت ژئوتکنیکی ساختگاه پیش از اجرای تزریق باید به عنوان وضعیت مرجع ثبت شود. این به آن معنی است که بسته به ماهیت پروژه، پارامترهای بکر کلیدی (نظیر تراکم و نفوذپذیری) باید اندازه‌گیری شوند. پس از اجرای نظارت شده‌ی عملیات تزریق، به منظور اثبات کارآیی روند بهسازی، آزمایش‌های بازبینی و تایید باید انجام شود. ماهیت آزمایش‌های بازبینی انجام شده باید انعکاس دهنده‌ی اهداف پروژه باشد.

نکته‌ی آخر این که در کاربرد روش تزریق، استفاده از برنامه‌ی آزمایش‌های پیش از اجرا بسیار مفید و حتی ضروری است. آزمایش‌های مقدماتی این امکان را فراهم می‌آورند که پیش از شروع عملیات تزریق، فرضیات طراح و روش‌های پیمانکار در عمل به کار رفته، آزمایش شده و درستی و نادرستی آن‌ها مورد بررسی قرار گیرد. اما در بیش‌تر موارد با هدف بالا بردن کیفیت و کاهش مشکلات فنی و قراردادی از این موضوع صرف‌نظر می‌شود.

۸-۲-۴-۲-۳- ملاحظات طراحی

الف- مزیت‌ها و معایب/محدودیت‌ها

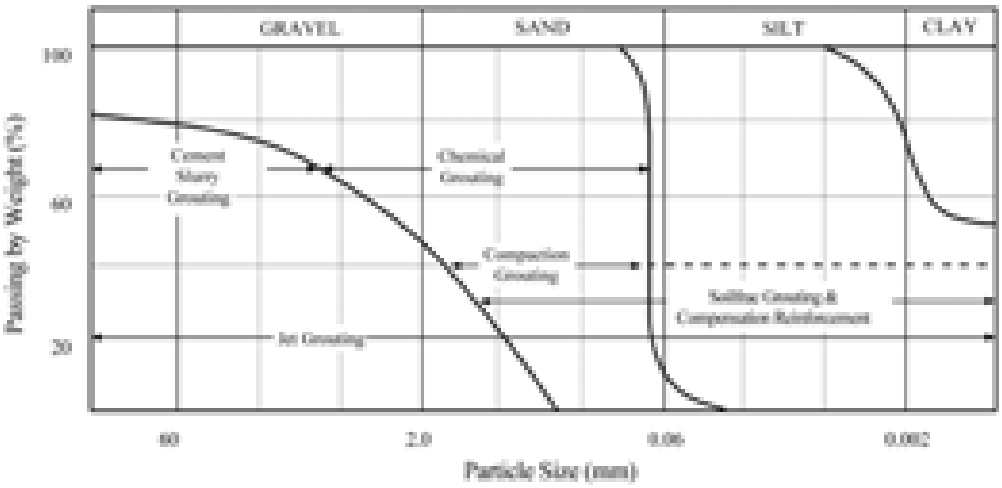
تزریق در خاک یک روش اصلاح برجا است؛ از این‌رو معمولا می‌تواند مزیت‌های اقتصادی متمایزی نسبت به روش‌های برداشت و جایگزینی داشته باشد. مزیت دیگر تزریق نسبت به روش‌های ذکر شده ایمنی آن است. به عنوان مثال، تزریق به منظور تقویت پی نیازی به حفاری در زیر سازه نداشته و در نتیجه ضرورت کار کردن افراد در منطقه‌ی با خطر بالا را از بین می‌برد. همچنین تزریق به طور کلی خرابی کم‌تری در اطراف ساختگاه ایجاد می‌کند که این موضوع می‌تواند در نواحی مسکونی از اهمیت ویژه‌ای برخوردار باشد.

با اجرای تزریق تراکمی در خاک‌های ریزدانه‌ی اشباع، ممکن است فشار ناگهانی اعمال شده قادر به بیرون راندن فشار آب منفذی از خاک ریزدانه نباشد؛ در نتیجه نمی‌توان به تراکم یا تحکیم خاک دست یافت و تنها تغییرمکان توده‌ی خاک رخ دهد. تزریق نفوذی با استفاده از برخی دوغاب‌های شیمیایی می‌تواند به خطر مسمومیت آب و محیط زیرزمینی منجر شود. در حال حاضر برای بیش‌تر مقاصد تزریق دوغاب‌های شیمیایی با درجه‌ی سمی بودن پایین به اندازه‌ی کافی موجود بوده و باید مورد استفاده قرار گیرند

79- Refusal
80- Fluidity
81- Slump Test

مگر آن که شرایط غیر عادی در ساختگاه وجود داشته باشد. هر کدام از روش‌های تزریق (به ویژه تزریق تحت فشار) می‌توانند به جابجایی زمین و خرابی سازه‌ای منجر شوند که باید با دقت از وقوع آن جلوگیری شود.

محدودیت کلی روش‌های تزریق، نوع خاک، مورد بهسازی است. اگرچه دامنه‌ی روش‌های موجودِ تزریق در خاک بیش‌تر انواع خاک را پوشش می‌دهد، اما همان‌گونه که در شکل (۸-۴۳) نشان داده شده است، هر کدام از روش‌ها (به جز روش تزریق تحت فشار) محدود به انواع خاصی از خاک هستند.



شکل ۸-۴۳- محدوده‌ی کاربرد روش‌های تزریق در خاک

علاوه بر این، در طی مراحل ارزیابی و طراحی، به ندرت می‌توان طرح کامل و هزینه‌ی برنامه‌ی تزریق موردنیاز را با دقت تعیین کرد. همچنین در طی مرحله‌ی طراحی نمی‌توان کارآیی برخی کاربردهای روش تزریق را با درجه‌ی اطمینان بالا پیش‌بینی کرد. محدودیت دیگر، آگاهی نسبتا کم جامعه‌ی مهندسی عمران نسبت به جنبه‌های مختلف روش تزریق است.

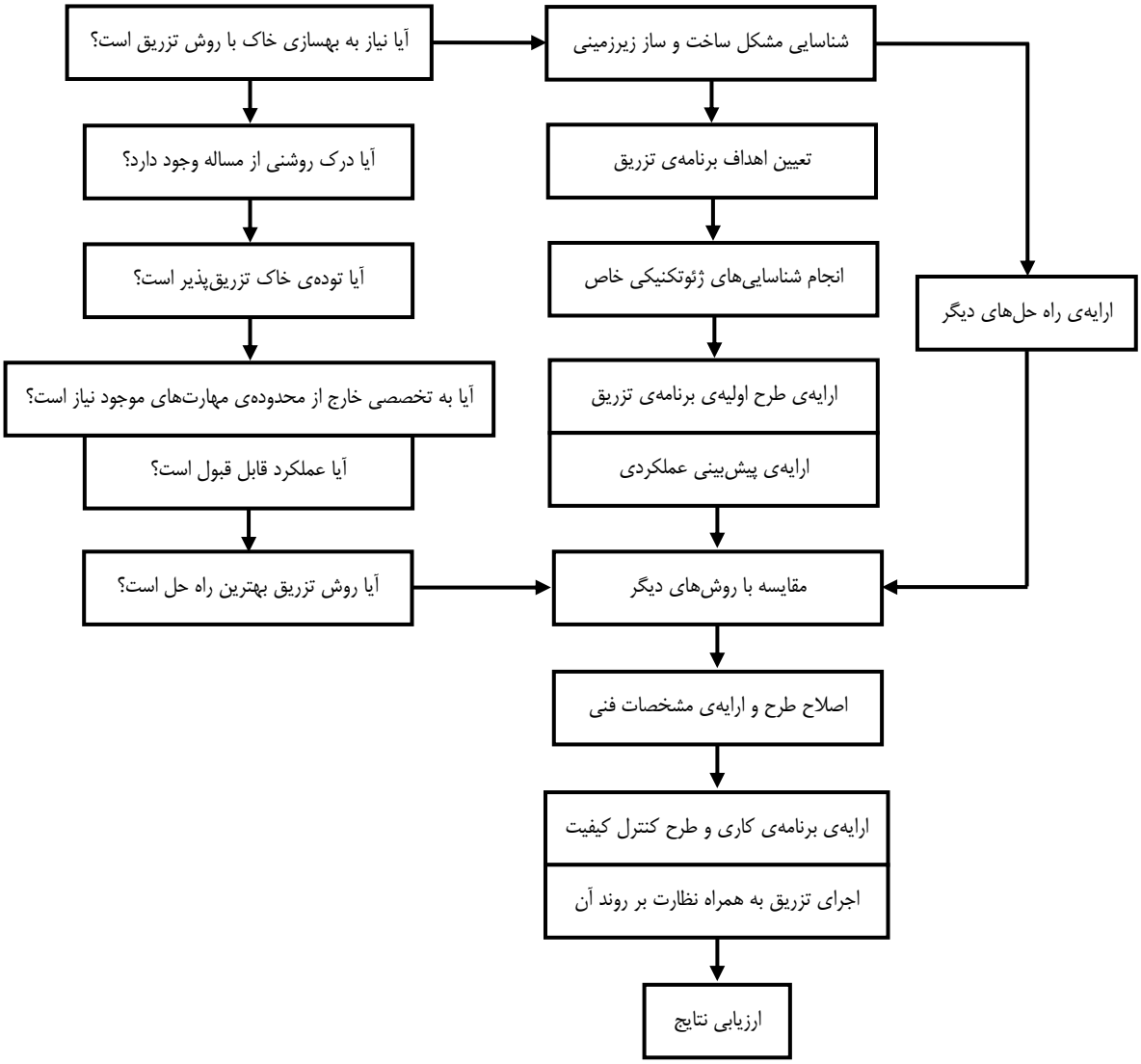
ب- بررسی امکان اجرای روش

معمولا روش تزریق برای حل مشکلات ساختِ مرتبط با حالت‌های غیر متعارف زمین‌شناسی و یا شرایط محیطی خاص مورد استفاده قرار می‌گیرد. برخلاف راه حل‌های جایگزین نظیر پی‌های عمیق که خاک مساله‌دار را دور می‌زنند (بدون آن که آن را اصلاح کنند)، روش تزریق از خاک موجود در ساختگاه استفاده کرده و با جبران کمبودهای خاک آن را بهسازی می‌کند.

تزریق در خاک گام‌های متوالی زیر را شامل می‌شود:

- تعیین اهداف مشخص برای برنامه‌ی تزریق (طراح)؛
- مشخص کردن شرایط هندسی و ژئوتکنیکی پروژه (طراح)؛
- ارایه‌ی یک طرح برنامه‌ی تزریق مناسب به همراه مشخصات فنی و اسناد قراردادی مرتبط با آن (طراح)؛
- برنامه‌ریزی تجهیزات مورد نیاز برای تزریق و روند اجرای کار (پیمانکار)؛
- نظارت و ارزیابی برنامه‌ی تزریق (طراح و پیمانکار).

روندنمای نشان داده شده در شکل (۸-۴۴) مراحل ذکر شده را با جزییات بیش‌تری شرح می‌دهد.



شکل ۸-۴۴- روندنمای گام‌های مختلف روش تزریق

معمولا برنامه‌ی شناسایی زیرسطحی پیش از تزریق نیاز به تعداد بیش‌تری گمانه نسبت به حالت عادی دارد و باید متشکل از نمونه‌گیری‌های پیوسته و آزمون‌های آزمایشگاهی باشد. این آزمون‌ها باید شامل دانه‌بندی، نفوذپذیری، تعیین مقدار PH و دیگر پارامترهای شاخص خاک باشد. هدف از شناسایی‌های زیرسطحی تعیین حدود و مشخصات وضعیت ژئوتکنیکی است که باید با روش تزریق بهسازی شود.

همچنین شناسایی دقیق شرایط زمین‌شناسی زیرسطحی به عنوان عامل کنترل کننده در موفقیت روش تزریق از اهمیت بالایی برخوردار است. این مساله شامل شناخت کامل از جزییات لایه‌بندی (تغییرات مشخصات خاک به ویژه نفوذپذیری در منطقه‌ی تزریق)، شرایط محیطی (تاثیر شرایط زیرسطحی طبیعی و مصنوعی روی عملیات تزریق و تاثیرپذیری آن‌ها از این روند) و وضعیت آب زیرزمینی (در نظر گرفتن اثرات شیمیایی و هیدرولیکی آب زیرزمینی) است.

۸-۲-۴-۲-۴- تزریق نفوذی

الف- ملاحظات طراحی

هنگامی که نخستین بار تزریق نفوذی به عنوان یکی از گزینه‌های بهسازی خاک مطرح می‌شود، یکی از سوالات اساسی که باید پاسخ داده شود آن است که آیا خاک ساختگاه موردنظر تزریق‌پذیر است یا خیر. خاک تزریق‌پذیر خاکی است که در محدوده‌ی فشارهای عملی، اجازه‌ی نفوذ به دوغاب داده شده را با سرعت جریان کافی بدهد به طوری که پروژه از نظر اقتصادی امکان‌پذیر باشد. نفوذپذیری خاک‌های ماسه‌ای می‌تواند از 1 cm/sec برای ماسه‌های تمیز با دانه‌های متوسط تا 10^{-5} cm/sec برای ماسه‌های حاوی بیش از ۲۵ درصد سیلت و رس تغییر کند. برای ماسه‌های با نفوذپذیری بسیار کم ممکن است سرعت تزریق در محدوده‌ی فشارهای مجاز به قدری پایین باشد که عملیات تزریق را غیر عملی سازد. بنابراین تزریق نفوذی تنها در مصالح ماسه‌ای با ریزدانه‌ی (سیلت و رس) کم‌تر از ۱۵ درصد پیشنهاد می‌شود.

مقادیر عملی سرعت تزریق عملیاتی در محدوده‌ی 2-20 lit/min تغییر می‌کند اما می‌تواند در کم‌ترین و بیش‌ترین حالت خود به 1 lit/min و 40 lit/min نیز برسد. سرعت‌های تزیق بالاتر از 40 lit/min نشاندهنده‌ی آن است که دوغاب به آسانی جذب زمین می‌شود؛ در این حالت باید اقداماتی را برای محدود کردن جریان انجام داد (نظیر تغییر مشخصات جریانی و اندازه‌ی دانه‌های دوغاب). سرعت‌های تزریق کم‌تر از 1 lit/min غیر عملی است چرا که در این حالت حجم تزریق شده در هر روز حتی اگر از سیستم تزریق چند گمانه‌ای استفاده شود، بسیار پایین است. به علاوه با در نظر گرفتن فواصل عملی نقاط تزریق، برای آن که جریان آهسته‌ی دوغاب بتواند در داخل خاک حرکت کند (برای عبور از داخل خاک زمان کافی داشته باشد) لازم است زمان گیرش آن به طور غیر قابل قبولی زیاد باشد.

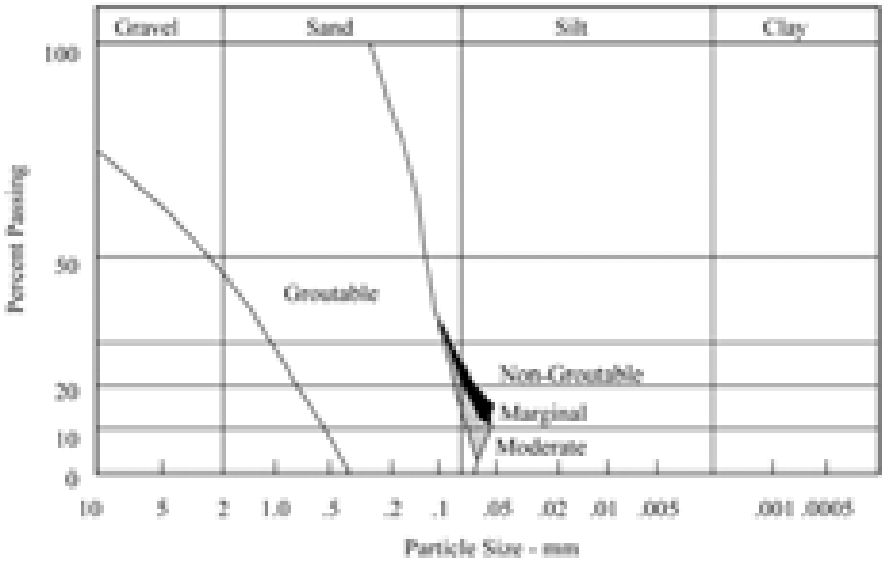
راهنمای اصلی در تعیین تزریق‌پذیری یک توده‌ی خاک، نفوذپذیری اولیه‌ی آن است. خاک‌هایی که نفوذپذیری آن‌ها در محدوده‌ی 10^{-3}-10^{-1} cm/sec قرار دارد، به سادگی تزریق‌پذیر هستند. خاک‌های با محدوده‌ی نفوذپذیری 10^{-4}-10^{-3} cm/sec قابلیت تزریق اندکی دارند. هنگامی که نفوذپذیری در محدوده‌ی 10^{-5}-10^{-4} cm/sec قرار می‌گیرد، از نقطه نظر عملی معمولا خاک تزریق‌ناپذیر است.

با اندازه‌گیری درصد ریزدانه‌ی عبوری از الک شماره ۲۰۰ می‌توان یک تخمین اولیه از نفوذپذیری خاک و در نتیجه قابلیت تزریق آن به دست آورد. به عنوان یک دسته‌بندی مقدماتی، چنانچه خاک کم‌تر از ۱۲ درصد ریزدانه داشته باشند، به آسانی قابل تزریق است؛ برای درصد ریزدانه‌ی بین ۱۲ تا ۱۵ درصد دارای قابلیت تزریق‌پذیری متوسط و برای درصد ریزدانه‌ی بین ۱۵ تا ۲۰ اندکی تزریق‌پذیر است. اگر ماسه‌ها حاوی بیش از ۲۰ درصد ریزدانه باشند، معمولا به عنوان تزریق‌ناپذیر در نظر گرفته می‌شوند. شکل (۸-۴۵) حدود معمول اندازه‌ی ذرات را برای خاک‌هایی که قابلیت تزریق با دوغاب‌های سیلیکاتی معمولی را دارند، نمایش می‌دهد.

طبقه‌بندی کامل‌تری برای قابلیت تزریق خاک‌ها را می‌توان بر اساس نتایج به دست آمده از آزمون‌های تزریق به ویژه آزمون‌های برجا ارایه داد. نکته‌ی قابل اهمیت دیگر در سنجش تزریق‌پذیری خاک‌ها، ترکیب اجزای تشکیل‌دهنده‌ی ریزدانه است؛ چرا که در کاهش قابلیت نفوذ خاک‌های ماسه‌ای، مقدار رس موجود در ریزدانه موثرتر از میزان لای آن است. چنانچه ارزیابی مقدار مصالح ریزدانه‌ی عبوری از الک شماره ۲۰۰ برای تعداد زیادی نمونه‌ی خاک مورد نظر باشد، انجام آزمون ارزش ماسه‌ای[۸۲] (ASTM D

82- Sand Equivalent Test

2419) و همبستگی نتایج آن با تعداد محدودی آزمون مقدار ریزدانه[۸۳] (ASTM D 1140) و آزمون نفوذپذیری آزمایشگاهی می‌تواند زمان قابل توجهی را ذخیره کند.



شکل ۸-۴۵- منحنی‌های معمول دانه‌بندی برای خاک‌های تزریق‌پذیر

به عنوان یک راهنمایی دیگر در تعیین پتانسیل تزریق‌پذیری با دوغاب‌های ذره‌ای، Mitchell (1981) پیشنهاد کرد که وقتی نسبت $D_{15\ soil}/D_{85\ grout}$ کوچک‌تر از ۱۱ است، تزریق غیرممکن است. اما چنانچه این نسبت بزرگ‌تر از ۲۴ باشد، تزریق به سادگی انجام می‌شود. از سوی دیگر چنانچه نسبت $D_{10\ soil}/D_{95\ grout}$ کوچک‌تر از ۶ یا بزرگ‌تر از ۱۱ باشد، به ترتیب تزریق غیر ممکن بوده و یا به آسانی انجام می‌شود. لازم به ذکر است که با استفاده از دوغاب‌های پایدار دارای چسبندگی پایین می‌توان حدود تزریق‌پذیری خاک را بهبود داد.

ب- طراحی برنامه‌ی تزریق

یک سری معادلات صریح وجود دارند که می‌توان آن‌ها را برای طراحی دقیق فاصله‌ی نقاط تزریق نفوذی به کار برد. این معادلات به شناخت دانه‌بندی خاک و مشخصات جریانی دوغاب به همراه سرعت‌های مورد انتظار جریان و حدود فشار نیاز دارند. با این وجود، برای ارزیابی اولیه‌ی هزینه و امکان‌پذیری عملیات تزریق می‌توان از نکات راهنمای زیر استفاده کرد:

فاصله: در کاربردهای مربوط به تزریق ساختاری فاصله‌ی لوله‌های تزریق می‌تواند در محدوده‌ی 1.0-1.6 m تغییر کند.

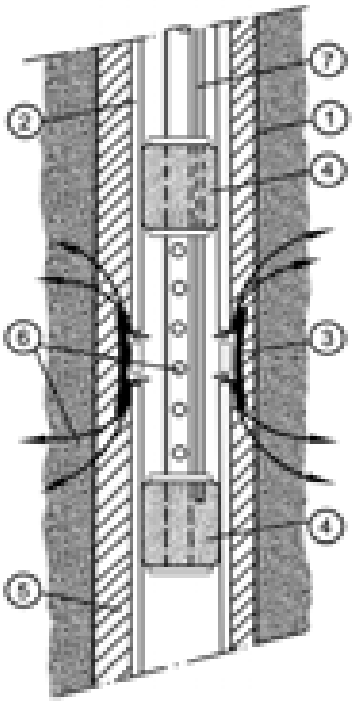
تجهیزات: برخلاف حالت ساده‌ی تزریق مصالح از انتهای لوله که همزمان با بیرون کشیدن تدریجی آن از داخل گمانه انجام می‌شود، در تمام تزریق‌های نفوذی باید از لوله‌های تزریق غلاف‌دار[۸۴] که جزییات آن در شکل (۸-۴۶) نشان داده شده است، استفاده شود. با استفاده از این لوله‌ها می‌توان یک برنامه‌ی تزریق اولیه-ثانویه را در جهت‌های افقی و عمودی به خوبی طرح‌ریزی کرد. این دستگاه از یک لوله‌ی پلاستیکی به قطر 3-6 cm که سوراخ‌های تزریق در فواصل عمودی مشخص بر روی دیواره‌ی آن تعبیه شده‌اند،

83- Finest Test
84- Tube a Manchette

تشکیل شده است. سوراخ‌های تزریق به وسیله‌ی یک غلاف لاستیکی که به عنوان شیر اطمینان یک طرفه عمل می‌کند، پوشیده شده‌اند. لوله‌ی تزریق در داخل گمانه‌ای با قطر بیش‌تر نصب می‌شود و فضای حلقوی میان لوله و دیواره‌ی گمانه با یک دوغاب سیمان-بنتونیت ترد و ضعیف پر می‌شود. هنگامی که غلاف در طی تزریق از داخل لوله‌ی حاوی پرکن دوطرفه منبسط می‌شود، این پوشش دوغابی می‌شکند. تزریق دوغاب از طریق مجاری لوله‌ی غلاف‌دار را می‌توان با هر ترتیبی انجام داد (اگرچه همواره دوغاب از پایین به بالا و در تمام سوراخ‌ها تزریق می‌شود) و حتی ممکن است در صورت نیاز تزریق مجدد انجام شود. همچنین به منظور کنترل نفوذپذیری خاک قبل و بعد از عملیات تزریق می‌توان این مجاری تزریق را با آب مورد آزمایش قرار داد. از سوی دیگر می‌توان لوله‌های تزریق را برای انجام آزمایش سرعت موج برشی بین گمانه‌ای قبل و بعد از تزریق به کار برد.

به منظور پیش‌بینی شکل نسبی حباب‌های تزریق باید نفوذپذیری خاک در هر دو جهت افقی و قائم مورد ارزیابی قرار گیرد. مشاهده‌ی حباب‌های تزریق بیضی شکل مجزا با نسبت ارتفاع به قطر حدود ۰/۸ امری متداول است چرا که نفوذپذیری خاک در جهت افقی بزرگ‌تر از مقدار قائم آن است. ناهمسانی خاک فاصله‌ی لوله‌ها و مجاری تزریق و همچنین ترتیب تزریق سوراخ‌های اولیه و ثانویه را تحت تاثیر قرار خواهد داد.

چنانچه یک سری عدسی تزریق‌ناپذیر پیش‌بینی نشده به طور تناوبی در سرتاسر ناحیه‌ی طرح تزریق وجود داشته باشند، این نواحی جهت حرکت دوغاب از محل لوله‌های تزریق را تحت تاثیر قرار داده و آن را کنترل خواهند کرد. اگر در طی عملیات تزریق به نواحی تزریق‌ناپذیر بزرگی برخورد شود، وجود این مناطق، به ویژه اگر پیش‌بینی نشده باشد، به طور قابل توجهی موثر بودن برنامه‌ی تزریق را تحت تاثیر قرار خواهد داد.



شکل ۸-۴۶- نحوه‌ی عملکرد لوله‌ی تزریق غلاف‌دار:

۱- دیواره‌ی گمانه؛ ۲- لوله‌ی تزریق غلاف‌دار؛ ۳- شیر باز (غلاف)؛ ۴- پرکن دوطرفه؛ ۵- دوغاب روکش؛ ۶- لوله و جریان دوغاب؛ ۷- لوله‌ی تغذیه‌ی پرکن

در طی انجام عملیات حفاری به منظور جایگذاری لوله‌های تزریق، درستی پیش‌بینی لایه‌بندی اولیه‌ی خاک باید مورد بررسی و تایید قرار گیرد. از آنجایی که در طی حفر لوله‌های تزریق معمولا یک سری نمونه‌های شستشویی[85] یا بادی[86] به دست می‌آید و از سوی دیگر ممکن است حفارها تجربه‌ی حفاری ژئوتکنیکی را نداشته باشند، لازم است هرگونه تغییر در پاسخ زمین به عملیات حفاری شامل تغییر در سرعت حفاری و آب شستشو گزارش شود.

مقدیر دوغاب: به منظور محاسبه‌ی حجم دوغاب مورد نیاز برای بهسازی یک توده‌ی خاک، باید تخمین نسبتا دقیقی از تخلخل خاک مورد نظر وجود داشته باشد. معمولا خاک‌های تزریق‌پذیر تخلخلی در حدود 0.25-0.45 دارند و متداول است که فرض شود کل فضای خالی موجود در حفرات با دوغاب پر خواهد شد. برای بهسازی هر متر مکعب خاک دارای تخلخل ۰٫۳۵ به ۳۵۰ لیتر دوغاب نیاز خواهد بود. بسته به منحنی دانه‌بندی خاک، ممکن است بتوان ابتدا حفرات بزرگ‌تر را با یک دوغاب ذره‌ای متناسب و اقتصادی پر کرد. برای مثال در این حالت می‌توان تخلخل ۳۵٪ را به ۱۰٪ ذره‌ای و ۲۵٪ شیمیایی تقسیم کرد. با توجه به این که هزینه‌ی اصلی تزریق نفوذی مربوط به خود دوغاب‌های شیمیایی است، مقدار تخلخل پی‌آمدهای هزینه‌ای قابل توجهی خواهد داشت. در بیش‌تر موارد، مقادیر تخمینی تخلخل خاک از همبستگی‌های موجود با عدد نفوذ استاندارد به دست می‌آید. در جایی که نمونه‌های نسبتا دست نخورده گرفته می‌شود، نتایج آزمون‌های وزن مخصوص و چگالی ویژه تخمین‌های بهتری از تخلخل خاک برای استفاده در محاسبات مربوط به حجم دوغاب در اختیار قرار می‌دهند. همچنین آزمایش‌های نفوذپذیری انجام شده قبل از تزریق می‌توانند شاخص خوبی از میزان مناسب بودن خاک برای انواع مختلف تزریق باشند.

انتخاب دوغاب: مصالح مناسب برای انجام تزریق نفوذی ساختاری در بخش ۸-۲-۴-۲-۲-۲ مورد بررسی قرار گرفت.

۸-۲-۴-۲-۵- تزریق تراکمی

الف- ملاحظات طراحی

شکل (۸-۴۵) محدوده‌ی خاک‌هایی را نشان می‌دهد که می‌توان انتظار داشت تراکم آن‌ها با استفاده از تزریق تراکمی موثر باشد. به عبارت دیگر این روش در تمام خاک‌های با زهکشی نسبتا آزاد شامل شن‌ها، ماسه‌ها و لای‌های درشت کاربرد دارد. در خاک‌های ریزدانه ممکن است قابلیت استهلاک فشارهای منفذی وجود نداشته و در نتیجه بهسازی خاک به لحاظ اقتصادی قابل دسترس نباشد. طرح اختلاط دوغاب نیز امری بحرانی است چرا که برای اطمینان از این موضوع که حباب‌های تزریق شکل کروی خود را در داخل خاک حفظ می‌کنند، دوغاب باید اصطکاک داخلی بالایی داشته باشد. در غیر این صورت، ترک‌خوردگی و عدسی‌شدگی[87] رخ خواهد داد که منجر به تراکم غیر موثر می‌شود.

برای طرح دوغاب‌های تراکمی مورد استفاده در پرکردن حفرات، ممکن است به مشخصات جریانی متفاوتی نظیر مقادیر بالاتر فرونشست (تا 100 mm) و یا استفاده از الیاف‌های پلی پروپلین در داخل مخلوط نیاز باشد. هنگامی که لازم است مخلوط در فواصل طولانی (یعنی بالای 100 mm) پمپ شود مقدار فرونشست در محل پمپ می‌تواند بالاتر نیز باشد (مثلا تا 150 mm).

85- Wash Sample
86- Blow Sample
87- Lensing

مشابه با تمام روندهای تخصصی ژئوتکنیک، در اجرای تزریق نیز باید ورودی‌های پیمانکار را از طریق یک برنامه‌ی آزمون خوب طرح‌ریزی شده به دست آید. هیچ‌گونه معادله‌ی ریاضی مشخصی، آن‌گونه که در تزریق نفوذی وجود داشت، برای طرح دقیق فاصله‌ی نقاط تزریق، سرعت تزریق، حدود حجم دوغاب و دیگر پارامترهای تزریق وجود ندارد. با این حال، حجم وسیعی از تجربیات به دست آمده از پروژه‌های قبلی و تعداد زیادی تاریخچه‌های موردی موفق وجود دارند که به عنوان راهنما در اجرای پروژه‌های دیگر قابل استناد هستند.

برای ارزیابی مشخصات ژئوتکنیکی ساختگاه معمولا از اندازه‌گیری‌های متداول نظیر SPT و CPT استفاده می‌شود. به طور کلی تزریق تراکمی در خاک‌های دانه‌ای سست، خاک‌های ریزدانه‌ی سست غیر اشباع و خاک‌های رمبنده[88] و همچنین برای پر کردن حفرات موثر است.

ب- طرح برنامه‌ی تزریق

فاصله: برای اجرای تزریق تراکمی با هدف تراکم یا تراکم مجدد توده‌ی خاک، معمولا لوله‌های تزریق در فواصل 2.0-5.0 m برای پروژه‌های بهسازی ساختگاه و 1.0-3.0 m برای مقاوم‌سازی سازه‌های موجود، در سرتاسر ناحیه‌ی تزریق نصب می‌شوند. قطر لوله‌ی تزریق باید حداقل 76 mm باشد تا بتوند به طور مناسب مصالح با فرونشست پایین را بدون انسداد[89] عبور دهد.

مقدار دوغاب: در تزریق تراکمی مقدار دوغاب به نوع خاک، تراکم اولیه‌ی آن و تراکم مورد نیاز یا اندازه‌ی حفراتی که باید پر شود، بستگی دارد. برای بیش‌تر پروژه‌های تراکم خاک، حجم دوغاب تراکمی در محدوده‌ی ۳ تا ۱۲ درصد حجم خاک مورد بهسازی تغییر می‌کند. در حالی که برای پرکردن حفرات ممکن است هر کدام از مراحل تزریق ده‌ها متر مکعب دوغاب مصرف کنند.

انتخاب دوغاب: برای دوغاب تراکمی معمولا از سیمان پرتلند نوع I یا II استفاده می‌شود. سنگ‌دانه‌ی ریز موجود در دوغاب اغلب خاک ماسه‌ای با درصد ریزدانه‌ی بین ۱۰ تا ۲۵ است. همچنین می‌توان از خاکستر بادی، بنتونیت و سنگدانه‌ی شسته شده به عنوان مکمل این ریزدانه‌های طبیعی استفاده کرد. نسبت اختلاط تقریبی مصالح شامل ۳ تا ۶ کیسه سیمان در هر متر مکعب ماسه‌ی لای-دار و مقدار لازم آب برای دستیابی به یک مخلوط قابل پمپ با مقدار فرونشست کم‌تر از 25 mm در سر لوله‌ی تزریق است. بسته به نوع کاربرد، می‌توان از مواد مضاف دیگر شامل شن، ماسه‌ی درشت، الیاف و مواد محافظ خاک در برابر شستشو استفاده کرد.

۸-۲-۴-۲-۶- تزریق تحت فشار

تزریق تحت فشار به طور خاص برای مناطقی که دارای تراکم بالایی از سازه‌ها و تجهیزات هستند، در جایی که زمین خیلی متغیر است و یا دیگر روش‌های تزریق قابل کاربرد نیستند و در جایی که مقاومت قابل توجهی (مثلا بالای 3 MPa) از خاک بهسازی شده مورد نیاز است، مناسب است.

الف- طرح برنامه‌ی تزریق

فاصله: تزریق تحت فشار معمولا در قالب ستون‌هایی با قطر 0.3-0.8 m طراحی می‌شود. این ستون‌های به هم پیوسته دارای همپوشانی بوده و در ردیف‌های متوالی با ترتیب اولیه–ثانویه اجرا می‌شوند.

88- Collapsing Soil
89- Plugging

مقادیر دوغاب: تزریق تحت فشار نسبت به دیگر روش‌های تزریق کم‌تر به شرایط خاک وابسته است و در نتیجه مقادیر دوغاب براساس نیازمندی‌های طراحی به دست می‌آید (برای مثال در کاهش مخاطرات روانگرایی، وسعت و کیفیت بهسازی به محدوده‌ی خاک روانگرا و مقاومت روانگرایی آن بستگی دارد).

انتخاب دوغاب: در تزریق تحت فشار، معمولا دوغاب از اختلاط آب و سیمان پرتلند با نسبت w/c=0.8-1.2 به دست می‌آید. بسته به نوع پروژه می‌توان از بنتونیت و مصالح دیگر نظیر مواد مضاف استفاده کرد اما همگی باید به تایید مهندس طراح برسد.

۸-۲-۵- روش‌های اضافه کردن اجزای مقاوم

۸-۲-۵-۱- مقدمه

روش‌های زیادی وجود دارند که می‌توان آن‌ها را تحت عنوان روش‌های اضافه کردن در نظر گرفت. با این وجود، در این بخش تنها روش‌هایی که برای بهسازی خاک‌های روانگرا مناسب‌تر هستند، به اختصار مورد بحث قرار می‌گیرند. این روش‌ها عبارتند از: شمع‌های بتنی پیش‌ساخته و فلزی، ستون‌های بتنی ارتعاشی[۹۰]، سپرهای فولادی، شیشه‌ای کردن خاک[۹۱] و تسلیح خاک با نوارهای فلزی و ژئوسنتتیک‌ها. تمام این روش‌ها به جز مورد آخر دارای سه کارکرد اصلی می‌باشند که عملکرد لرزه‌ای خاک روانگرا را بهبود می‌بخشند:

- با افزایش سختی خاک مرکب، یک عنصر مقاوم در داخل توده‌ی خاک سست ایجاد می‌کنند. از آنجایی که صلبیت خاک اصلاح شده به طور قابل توجهی بیش‌تر از مقدار آن در خاک اطراف است، سهم بیش‌تری از بار اعمالی توسط بخش بهسازی شده حمل می‌شود. این مساله به طور قطع مقاومت کل توده‌ی خاک در برابر روانگرایی را افزایش خواهد داد.
- علاوه بر ایجاد مقاوت برشی، می‌توانند به صورت مانعی در برابر جاری شدن (محصور کردن) یا تغییر شکل خاک روانگرا عمل کنند. می‌توان از شمع‌های مجاور برای تشکیل دیوارها و سلول‌های محصور کننده‌ی خاک روانگرا استفاده کرد.
- می‌توانند بار را به لایه‌های سخت و پایدار پایینی منتقل کنند.

همچنین بسته به روش اجرا (کوبش یا جایگذاری)، می‌توانند خاک اطراف را متراکم کرده و مقاومت روانگرایی را افزایش دهند.

۸-۲-۵-۲- شمع‌های بتنی پیش‌ساخته و فلزی

گاهی اوقات به منظور مهار تغییر شکل‌های ایجاد شده در شیب‌ها در اثر وقوع روانگرایی احتمالی در لایه‌های ضعیف زیرین، از شمع‌های بتنی پیش‌ساخته و فولادی برای دوختن لایه‌های روانگرا به لایه‌های مستحکم استفاده می‌شود. همچنین در برخی موارد، این اجزای مقاوم با هدف انتقال بارهای سازه‌ای به زیرلایه‌های پایدار در برابر وقوع روانگرایی مورد استفاده قرار می‌گیرند. لازم به ذکر است که در طراحی این اجزای مقاوم باید کاهش در ظرفیت باربری جانبی و نیز امکان وجود بارهای جانبی اضافی مورد توجه قرار گیرد.

90- Vibro Concrete Column
91- Vitrification

۸-۲-۵-۳- ستون‌های بتنی ارتعاشی

ستون‌های بتنی را می‌توان با استفاده از تجهیزات پایه‌ی مشابه با آنچه که برای نصب زهکش‌های شنی به کار می‌رود، اجرا کرد. در حین بیرون کشیدن وسیله‌ی ارتعاشی، بتن با کیفیت بالا از نوک آن به داخل خاک وارد می‌شود. معمولا یک حباب بتن به صورت پایه‌ای در زیر ستون بتنی شکل می‌گیرد. قطر متداول این ستون‌های بتنی در محدوده‌ی ۴۰ تا ۷۰ سانتی‌متر تغییر می‌کند. به منظور افزایش مقاومت خمشی و کششی می‌توان این ستون‌های بتنی را به وسیله‌ی میلگرد تک یا شبکه‌ی میلگرد تسلیح کرد. این ستون-های بتنی، برخلاف زهکش‌های شنی هیچ‌گونه بهبودی در شرایط زهکشی ایجاد نمی‌کنند اما مقاومت برشی را افزایش می‌دهند.

۸-۲-۵-۴- سپرهای فولادی

سپرهای فولادی معمولا به عنوان دیوار نگهبان برای حفاظت از محل‌های گودبرداری شده مورد استفاده قرار می‌گیرند. در طی زلزله، بیش‌ترِ نشست‌ها و تغییر شکل‌های سازه‌ای در نتیجه‌ی انتقال یا حرکت جانبی خاک روانگرا در زیر سازه رخ می‌دهد. در مقابل می‌توان با جلوگیری از وقوع این جابجایی‌ها در خاک روانگرا، مثلا با محصور کردن شالوده به وسیله‌ی سپرهای فولادی که از پایین به داخل لایه‌های پایدار غیر روانگرا امتداد یافته و از بالا توسط میله‌های مهاری کنترل می‌شوند، تغییرمکان سازه را به کم‌ترین مقدار خود رساند. صرف نظر از این که سپرهای فولادی به صورت کوبشی اجرا شوند یا درجا، این روش معمولا پرهزینه و پیچیده است.

۸-۲-۵-۵- شیشه‌ای کردن خاک[۹۲]

پختن خاک در درجه حرارت‌های خیلی بالا آن را به یک ماده‌ی سخت و ضد آب شبیه آجر یا سنگ تبدیل می‌کند. معمولا انرژی مورد نیاز برای حرارت دادن خاک بسیار زیاد بوده و در نتیجه روش پرهزینه‌ای است. با این حال، بسته به شرایط خاص ساختگاه، ممکن است نسبت به دیگر روش‌های بهسازی خاک نظیر دوغاب‌ریزی تحت فشار، دوغاب‌ریزی شیمیایی و اختلاط عمیق ارزان‌تر باشد. به خصوص با پیدایش و پیشرفت فن‌آوری پلاسما انتظار می‌رود که هزینه‌ی شیشه‌ای کردن خاک در آینده کاهش یابد. خاک شیشه‌ای شده می‌تواند نسبت به گرانیت یا سنگ مرمر به مقاومت برشی 60 ~ 75 MPa و مقاومت کششی شکاف‌خوردگی[۹۳] 7 ~ 14 MPa پایدارتر باشد.

۸-۲-۵-۶- نوارهای فلزی و ژئوسنتتیک

هدف اصلی از تسلیح با نوارهای فلزی و ژئوسنتتیک‌ها، بهبود خواص مکانیکی خاک در راستای اعمال تنش‌های کششی است. مقاومت و سختی توده‌ی خاک را می‌توان با وارد کردن مصالح مقاومی که مقاومت کششی آن‌ها بسیار بالاتر از خاک است، افزایش داد. نوارهای فلزی به طور گسترده‌ای در اجرای دیوارهای خاک مسلح مورد استفاده قرار می‌گیرند. معمولا از ژئوسنتتیک‌ها برای پایدارسازی شیب‌های طبیعی، شیب‌های خاکریزی شده و همچنین برای اجرای خاکریزهای قرار گرفته بر روی شالوده‌های بسیار سست و ناپایدار (مثلا ساخت موج‌شکن‌های توده‌سنگی بر روی لایه‌های روانگرا در بستر دریا) استفاده می‌شود.

92- Soil Vitrification
93- Splitting Tensile Strength

۸-۳- مراحل طرح بهسازی خاک

۸-۳-۱- ملاحظات و پارامترهای طراحی

پس از تعیین این نکته که خاک ساختگاه نیاز به بهسازی دارد، باید یک روش اصلاحی انتخاب شده و برنامه‌ی بهسازی ساختگاه طرح‌ریزی شود. نیازمندی‌های طراحی و عملکرد پروژه، برخی پارامترهای طراحی شامل پایداری مورد نیاز و تغییر شکل‌های مجاز زمین اصلاح شده تحت اثر بارگذاری ایستایی و دینامیکی را تعیین خواهند کرد. شرایط زیر سطحی معیارهای طراحی دیگری نظیر مناسب بودن روش‌های مختلف بهسازی خاک و عمق و محدوده‌ی مورد نیاز اصلاح را مشخص خواهند کرد. مجموعه‌ی این عوامل تراز بهسازی مورد نیاز برای اطمینان از عملکرد رضایت‌بخش را تعیین می‌کنند. همچنین محدودیت‌های ساختگاه در کنار زمان‌بندی و بودجه‌ی ساخت نقش مهمی را در طرح بهسازی خاک بازی می‌کنند. در نهایت دسترسی به پیمانکاران باتجربه و متخصص در منطقه یکی دیگر از ملاحظات طراحی خواهد بود.

۸-۳-۱-۱- نیازمندی‌های طراحی و عملکرد

سازه‌های مختلف نیازمندی‌های عملکردی مختلفی دارند. برای مثال، یک سازه‌ی خطی نظیر یک پل ممکن است محدودیت-های تغییر مکانی متفاوتی نسبت به یک ساختمان مجزای حساس به نشست داشته باشد. در تعیین تراز بهسازی مورد نیاز، سوالات زیر باید در نظر گرفته شوند:

۱- آیا بهسازی خاک برای تجهیزات موجود است یا برای یک ساختگاه جدید؟

۲- تحت شرایط معمولی بهره‌برداری، سازه چه میزان نشست را می‌تواند تحمل کند؟ چه مقدار جابجایی و نشست در شرایط زلزله قابل تحمل است؟

۳- آیا تجهیزات ساختگاه جزء سازه‌های بحرانی- سازه‌های با اهمیت بسیار زیاد- هستند یا خیر؟

- چه میزانی از مقاومت در برابر روانگرایی مورد نیاز است؟

آیا باید از یک طرح کاهش مخاطرات دو سطحی که در آن اصلاح کافی برای تامین موارد زیر پیشنهاد می‌شود، استفاده کرد؟

الف- پیشگیری از خرابی عمده و از دست رفتن قابلیت استفاده تحت اثر زلزله‌ی سطح یک (L1)؛

ب- جلوگیری از گسیختگی فاجعه‌آمیز و در عین حال مجاز دانستن خرابی‌های قابل تعمیر در شرایط زلزله‌ی سطح دو (L2).

۸-۳-۱-۲- محدودیت‌های ساختگاه

ملاحظات مربوط به محدودیت‌های ساختگاه را می‌توان با سوالات زیر مورد بررسی قرار داد:

۱- وسعت ناحیه‌ی مورد نظر برای بهسازی چه میزان است؟

۲- آیا ساختگاه مورد نظر بزرگ است یا کوچک؟ آیا از اطراف باز است یا توسط سازه‌ها و تجهیزات محصور شده است؟

۳- آیا در نزدیکی ساختگاه ساختمان‌هایی وجود دارند که به ارتعاشات حساس باشند؟

۴- آیا برای تکمیل بهسازی خاک و با توجه به طرح پیشنهادی، دریافت مجوز از مالکان ساختگاه‌های مجاور لازم است؟

۸-۳-۱-۳- شرایط زیرسطحی

پاسخ به سوالات زیر می‌تواند در انتخاب روش مناسب و تعیین ابعاد و عمق ناحیه‌ی مورد نیاز برای بهسازی خاک مفید باشد.

۱- نوع خاک مورد نظر برای بهسازی چیست؟ چه روش‌هایی برای اصلاح چنین خاکی مناسب هستند؟

۲- لایه‌ی مورد نظر برای بهبود در چه عمقی قرار داشته و ضخامت آن چقدر است؟ لایه‌ی نیازمند به اصلاح در چه فاصله‌ای از ناحیه‌ی قرارگیری سازه‌ها قرار دارد؟

۳- آیا لایه‌ی مورد نظر کاملا اشباع است؟ سطح آب زیرزمینی در چه عمقی قرار دارد؟

۴- آیا بیش از یک لایه‌ی خاک نیاز به اصلاح دارد؟ در این صورت آیا روش‌های مختلفی برای هر لایه مورد نیاز است و یا آن که می‌توان از یک روش برای بهسازی تمام لایه‌های نیازمند به اصلاح استفاده کرد؟

۸-۳-۱-۴- زمان‌بندی

زمان‌بندی ساخت می‌تواند روش‌های بهسازی خاک قابل کاربرد در یک ساختگاه را محدود کند. برخی روش‌های بهسازی، بهبود آنی خاک را به دنبال دارند (نظیر تراکم ارتعاشی) در حالی که برخی روش‌های دیگر نیاز به زمان دارند (نظیر روش‌های زهکشی). روش‌های دیگر بهسازی خاک ابتدا یک اصلاح اولیه را به وجود آورده و سپس با گذشت زمان یک افزایش پیوسته‌ی مقاومت را در پی دارند (نظیر تراکم انفجاری و روش‌هایی که واکنش‌های سیمانی شدن را در بر دارند) روش انتخاب شده برای بهسازی خاک باید با زمان موجود برای اصلاح خاک سازگار باشد.

۸-۳-۱-۵- بودجه و در دسترس بودن پیمانکار

انتخاب روش مناسب برای بهسازی خاک همچنین به بودجه‌ی ساخت و سرمایه‌ی موجود برای اصلاح بستگی خواهد داشت. اگر تعداد زیادی از خاکریزهای رایگان در مجاورت ساختگاه موجود باشد، استفاده از سربار می‌تواند یک روش مقرون به صرفه‌ی اقتصادی باشد. در ساختگاه‌های شهری گران قیمت، هزینه‌ی روش‌های اصلاح گران‌تر ممکن است در مقایسه با قیمت املاک و ساختمان‌ها بسیار کم و ناچیز باشد. اگر یک پیمانکار متخصص در نزدیکی ساختگاه موجود باشد، انتخاب یک روش بهسازی مختص به آن پیمانکار می‌تواند مقرون به صرفه باشد چرا که هزینه‌ی انتقال تجهیزات نسبتا کم است.

۸-۳-۲- روند طراحی

با کمک پاسخ‌های داده شده به سوالات قبلی، می‌توان گام‌های زیر را برای طرح برنامه‌ی بهسازی خاک دنبال کرد.

۱- انتخاب روش‌های بهسازی قابل کاربرد؛

۲- ارایه و ارزیابی مفاهیم طرح بهسازی؛

۳- انتخاب روش‌هایی برای ارزیابی دقیق‌تر؛

۴- انجام طراحی نهایی برای یک یا چند طرح اولیه؛

۵- مقایسه‌ی طرح‌های نهایی و انتخاب بهترین آن‌ها؛

۶- انجام آزمون‌های محلی برای کنترل کارآیی طرح و پیشرفت مراحل اجرا؛

۷- ارایه‌ی مشخصات فنی و برنامه‌ی کنترل کیفیت.

در ادامه به توضیح بیش‌تر هر یک از گام‌های فوق پرداخته می‌شود.

۸-۳-۲-۱- انتخاب روش‌های بهسازی قابل کاربرد

با استفاده از جدول‌های ۴ و ۵ می‌توان یک روش ارزیابی و گزینش اولیه روی روش‌های موجود برای بهسازی خاک در برابر روانگرایی انجام داد. با در اختیار داشتن لیست روش‌های مناسب برای بهسازی خاک‌های مستعد روانگرایی و در نظر گرفتن محدودیت‌های ساختگاه، می‌توان لیست اصلاح شده‌ای از روش‌های بهسازی مختص ساختگاه مورد نظر را براساس جدول‌های ۴ و ۵ به دست آورد.

۸-۳-۲-۲- ارایه و ارزیابی مفاهیم طرح بهسازی

برای هر یک از روش‌های بهسازی انتخاب شده در گام قبلی می‌توان طرح اولیه‌ای را ارایه داد. با استفاده از جدول‌های ۴ و ۵ و یا استانداردها یا راهنماهای تجربی و دستورالعمل‌های طراحی ارایه شده از سوی پیمانکاران متخصص، می‌توان جانمایی‌ها و نقاط اصلاح آزمایشی را برای هر روش به دست آورد. همچنین ابعاد و محل ناحیه‌ی بهسازی را می‌توان با استفاده از راهنماهای تجربی که در قسمت بعدی تحت عنوان "توصیه‌های طراحی" مورد بحث قرار گرفته‌اند، مشخص کرد.

برای تعیین این مساله که آیا ناحیه‌ی بهسازی شده به اندازه‌ی کافی بهبود یافته است، طوری که بتواند نیازمندی‌های عملکرد و طراحی را ارضا کند، تحلیل‌هایی باید بر روی هر یک از طرح‌های اولیه انجام شود. برای سازه‌های غیر بحرانی، این تحلیل‌ها می‌توانند به سادگی ارزیابی ضرایب اطمینان محاسبه شده با استفاده از خواص قابل انتظار برای خاک بهبود یافته و تایید کفایت آن باشند. اما برای سازه‌های بحرانی و پیچیده، ممکن است تحلیل‌های تفصیلی پایداری سازه و تغییرشکل‌های آن مورد نیاز باشد. این تحلیل‌ها نیاز به اطلاعاتی در خصوص هندسه و خواص ناحیه‌ی بهبود یافته در هر یک از روش‌های بهسازی دارند. همچنین تخمین‌های اولیه‌ی هزینه با استفاده از جدول‌های ۴ و ۵ و برای انتخاب روش‌های مورد نظر برای ارزیابی دقیق‌تر می‌توانند انجام شوند.

۸-۳-۲-۳- انتخاب روش‌هایی برای ارزیابی دقیق‌تر

با مقایسه‌ی طرح‌های اولیه می‌توان تعیین نمود که کدام یک از روش‌های بهسازی به عنوان بهترین گزینه‌ها برای یک ساختگاه معین مطرح هستند. در ادامه می‌توان تحلیل‌های بیش‌تری را بر روی هر یک از این گزینه‌ها انجام داد.

۸-۳-۲-۴- انجام طراحی نهایی برای یک یا چند طرح اولیه

طراحی بهسازی و تخمین هزینه به شکل تفصیلی و با ارایه‌ی جزییات بیش‌تر برای یک یا چند طرح اولیه‌ی انتخابی انجام می‌شود. محل، شکل، ابعاد و مشخصات مورد نیاز برای نواحی بهسازی تعیین می‌شود. این مرحله شامل تعیین موقعیت و عمق بهسازی و ارایه‌ی جزییات اجرایی بهسازی می‌باشد. روش‌هایی برای ارزیابی نتایج پس از بهسازی در محل ارایه می‌شوند. برای تایید این نکته که عملکرد قابل انتظار تجهیزات رضایت‌بخش خواهد بود. تحلیل‌هایی برروی طرح‌های نهایی انجام می‌شود.

۸-۳-۲-۵- مقایسه‌ی طرح‌های نهایی و انتخاب بهترین آن‌ها

برای تعیین بهترین طرح بهسازی ساختگاه، طرح‌های بهسازی و برآوردهای اقتصادی نهایی مورد ارزیابی و تحلیل قرار می‌گیرند. گزینه‌ی نهایی بهسازی خاک ساختگاه براساس هزینه و عملکرد مورد انتظار تجهیزات پس از بهسازی، قابلیت اجرا، زمان موجود برای اجرا و در دسترس بودن پیمانکاران برای انجام کار انتخاب می‌شود.

۸-۳-۲-۶- انجام آزمون‌های محلی برای کنترل کارآیی طرح و پیشرفت مراحل اجرا

در بیش‌تر پروژه‌ها، لازم است یک برنامه‌ی آزمون‌های محلی ارایه شود تا با انجام این آزمایش‌ها مشخص شود که آیا با روش پیشنهادی بهسازی مورد نیاز قابل دستیابی است یا خیر. در طی این مرحله و به منظور بهینه‌سازی محل‌های اصلاح خاک طرح بهسازی می‌تواند مورد بازبینی و تعدیل قرار گیرد به طوری که تراز بهسازی مورد نیاز به گونه‌ای موثر و مفید به دست آید.

۸-۳-۲-۷- ارایه‌ی مشخصات فنی و برنامه‌ی کنترل کیفیت

مشخصات فنی اجرای طرح بهسازی و برنامه‌ی کنترل کیفیت برای طرح مورد نظر جهت اجرا در ساختگاه لازم خواهد بود. مشخصات فنی می‌تواند در هر دو قالب مرحله به مرحله و یا نتیجه‌ی نهایی باشد. اما در هر صورت برنامه‌ی کنترل کیفیت باید با نوع مشخصات فنی اجرا سازگار باشد.

۸-۳-۳- مشکلات طراحی

برخی مشکلات طراحی مختص روش‌های مشخص بهسازی خاک هستند در حالی که سایر مشکلات کلی بوده و در مورد بیش-تر روش‌ها به کار می‌روند. به طور کلی، طرح‌های بهسازی خاک بیش‌تر براساس راهنماهای تجربی هستند تا دستورالعمل‌های مشخص و دقیق طراحی. برخی روش‌ها اختصاصی بوده و تنها توسط پیمانکاران متخصص قابل طرح و اجرا هستند. بیش‌تر روش‌ها قبل از آن که طرح نهایی شود، نیاز به برنامه‌ی آزمون‌های محلی گسترده دارند. برخی روش‌ها هنوز در حال گسترش و تکمیل بوده و از این رو گاهی نوشتن مشخصات فنی و برنامه‌ی کنترل کیفیت بدون ابهام و قابل اجرا برای آن‌ها مشکل است. در ادامه‌ی این بخش برخی مشکلات طراحی مختص روش‌های مختلف بهسازی به طور خلاصه مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۸-۳-۳-۱- زهکش‌های شنی

هنگامی که زهکش‌های شنی برای استهلاک اضافه فشار منفذی مورد استفاده قرار می‌گیرند، پیش‌بینی نفوذپذیری قابل دستیابی مشکل است. در طی نصب، اختلاطی بین سنگدانه‌ها و خاک محل رخ می‌دهد به طوری که زهکش نهایی حاوی مخلوطی از خاک و سنگدانه است. ارزیابی مطالعات مختلف نشان داده است که خاک محل حدود ۲۰ درصد از ستون شنی تکمیل شده را تشکیل می-دهد. از سوی دیگر اندازه‌گیری خواص نفوذپذیری ستون‌های شنی در محل نیز دشوار است.

۸-۳-۳-۲- زهکش‌های پلاستیکی

مطابق ASCE (1997) زهکش‌های پلاستیکی در بسیاری از پروژه‌های گذشته، عملکرد خوبی داشته‌اند که این کارآیی بیش‌تر ناشی از طراحی محافظه‌کارانه‌ی آن‌ها بوده است. هنگامی که زهکش‌های پلاستیکی برای عمل کردن در نزدیکی ظرفیت بیشینه‌ی

خود طراحی می‌شوند. نصب آن‌ها باید تحت نظارت دقیق انجام شود. در مواردی که زهکش‌های پلاستیکی برای ساختگاه‌هایی طراحی می‌شوند که در آن‌ها لایه‌های تراکم‌پذیر عمیق تحت اثر فشار سربار قرار دارند، ظرفیت زهکشی می‌تواند یک عامل محدود کننده باشد. پیش از استفاده از زهکش‌های پلاستیکی در زیر عمق ۴۵ متر باید با متخصصان این زمینه مشورت شود. اگرچه زهکش-های پلاستیکی برای کاهش مخاطرات روانگرایی در تعدادی از پروژه‌های گذشته به کار رفته‌اند، اما تحقیقات کمی به منظور کمی نمودن وسعت بهبود قابل انتظار در اثر کاربرد این زهکش‌ها صورت گرفته است.

۸-۳-۳-۳- کاربردهای لرزه‌ای

در طراحی بهسازی خاک برای کاهش مخاطرات روانگرایی و اثرات ناشی از آن، موضوع اصلی محدود کردن تغییر شکل‌های سازه‌ی قرار گرفته بر روی این خاک به ترازهای قابل قبول است. به منظور محدود کردن تغییر شکل‌ها، ابتدا لازم است مقاومت کافی زمین برای ایستادگی در مقابل گسیختگی کلی زمین و سازه وجود داشته باشد. همان‌گونه که توسط Mitchell et. al. (1998) توصیف شده است. عوامل متعددی وجود دارند که پایداری و تغییر شکل نواحی بهسازی شده‌ی زمین را در طی زلزله و پس از آن تحت تاثیر قرار می‌دهند. رفتار زمین بهسازی شده و سازه‌ی متکی به آن تحت تاثیر ابعاد، موقعیت، نوع ناحیه‌ی اصلاحی قرار دارد. انتقال فشار منفذی از یک ناحیه‌ی اصلاح نشده به داخل ناحیه‌ی بهسازی شده‌ی مجاور می‌تواند مقاومت ناحیه‌ی بهسازی شده را کاهش دهد. بهسازی خاک ممکن است حرکت لرزه‌ای را تقویت کرده و در نتیجه بارگذاری شدیدتر روی سازه‌های متکی به خاک را به دنبال داشته باشد. ممکن است بیشینه‌ی نیروهای اینرسی که بر روی زمین بهسازی شده و سازه اثر می‌کند، در زمان‌های مختلفی رخ می‌دهند که این نکته یک مساله‌ی اندرکنش خاک- سازه‌ی پیچیده را به وجود می‌آورد. در مواردی که زمین بهسازی شده در نواحی شیب‌دار واقع است، اگر نواحی اصلاح شده‌ی اطراف نقاط بهسازی شده دچار گسترش جانبی شوند، ممکن است بندهای اضافی به نواحی بهسازی شده وارد شود. برخی از این عوامل را می‌توان در مدل‌های تحلیلی پیچیده وارد نمود اما بیش‌تر آن‌ها در روش‌های ساده شده‌ی تحلیل وارد نشده‌اند.

۸-۳-۴- توصیه‌های طراحی

۸-۳-۴-۱- عمق اصلاح

برای کاهش مخاطرات ناشی از روانگرایی به ویژه در مورد سازه‌های بزرگ و تحت اثر بارهای زیاد، معمولا عمق اصلاح باید تا زیر لایه‌ای که نیاز به بهبود دارد، امتداد پیدا کند. برای سازه‌های تحت اثر بارهای سبک، ممکن است اصلاح کل لایه‌ی روانگرا لازم نباشد، اما روش‌های طراحی برای یک پوسته‌ی بهبود یافته‌ی قرار گرفته بر روی خاک روانگرا به خوبی شکل نگرفته است. برای شرایط میدان آزاد یا سازه‌های تحت اثر بارهای سبک، Ishihara (1985) همبستگی‌هایی را میان کمینه ضخامت لایه‌ی سطحی غیر روانگرا، بیشینه ضخامت لایه‌ی روانگرای زیری، نمود سطحی روانگرایی ارایه داد. برای چندین ساختگاه در ژاپن که تحت اثر شتاب‌های بیشینه‌ای در حدود 0.2g قرار گرفته بودند، در مواردی که ضخامت پوسته کم‌تر از ۳ متر بود، خرابی ناشی از روانگرایی مشاهده شد. در ساختگاه‌هایی که ضخامت پوسته کم‌تر از ۳ متر است، خرابی‌هایی بیش‌تر در جایی مشاهده شد که ضخامت لایه‌ی روانگرا بیش‌تر از ۳ متر بود. Youd and Garris (1995) مطالعات مشابهی را بر روی ساختگاه‌های بیش‌تری انجام داده و نتیجه گرفتند که معیار Ishihara (1985) تنها برای ساختگاه‌هایی که مستعد وقوع گسترش جانبی و یا نوسانات زمین نیستند، معتبر است.

در کاربردهای متداول بهسازی خاک، عمق ناحیه‌ی بهبود باید به بیشینه‌ی دو مقدار عمق تاثیر سازه یا تراز زیر لایه‌ی نیازمند اصلاح امتداد پیدا کند. برای به دست آوردن یک تخمین اولیه از عمق تاثیر سازه می‌توان از روش تقریبی پخش بار ۲ به ۱ استفاده کرد. در صورتی که دقت بیش‌تری مورد نیاز باشد، می‌توان از روش‌های بوسینسک و وسترگارد استفاده نمود.

۸-۳-۴-۲- محدوده‌ی ناحیه‌ی اصلاح

برای حفاظت در برابر روانگرایی، ناحیه‌ی بهبود معمولا باید در اطراف محیط سازه حداقل به اندازه‌ی مسافتی برابر ضخامت لایه-ی مورد اصلاح امتداد پیدا کند. عملکرد ساختگاه‌ها در مواردی که محدودیت‌های فضا از اعمال چنین پیشنهادی جلوگیری می‌کند، در قسمت بعدی توضیح داده شده است. در کاربردهای متداول، ناحیه‌ی اصلاح حداقل باید به اندازه‌ی نصف ضخامت لایه‌ی اصلاح شده در اطراف محیط سازه امتداد یابد. این راهنما اضافه تنش ناشی از سربار در زیر پی را براساس روش تقریبی پخش بار ۲ به ۱ در نظر می‌گیرد.

۸-۴- نیازمندی‌های کنترل کیفیت برای زمین بهسازی شده

بررسی و کنترل این که آیا تراز بهسازی مورد نیاز به دست آمده است یا خیر، یک گام مشکل اما بسیار مهم از روند بهسازی خاک است. کنترل کیفیت شامل دو مرحله است: نظارت در طی اجرای طرح بهسازی خاک و انجام آزمون‌های کنترلی ژئوتکنیکی پس از اتمام اجرا. در طی اجرا، در هر یک از محل‌های بهسازی باید نظارت انجام شده و پارامترهایی نظیر جابجایی سطح زمین، حجم مصالح خاکریز مورد استفاده، دوغاب استفاده شده و مقدار انرژی یا فشار صرف شده، ثبت شود. پس از اجرای طرح بهسازی، به منظور کنترل این که آیا تراز بهسازی مورد نیاز به دست آمده است، می‌توان روش‌های محلی نظیر آزمون‌های نفوذ استاندارد، نفوذ مخروط و سرعت موج برشی را انجام داد. همچنین برای ارزیابی برخی انواع بهسازی می‌توان از آزمون‌های آزمایشگاهی استفاده کرد.

۸-۴-۱- نظارت‌های اجرایی

نظارت‌های اجرایی یک نشانه‌ی اولیه از کارآیی روش در دسترس قرار می‌دهند. با وجود آن که این نظارت‌ها نمی‌توانند به عنوان تنها نشانه‌ی موفقیت‌آمیز بودن بهسازی خاک مورد استفاده قرار گیرند، اما یک ایده‌ی کلی از نقاطی که طرح اصلاح نتیجه‌بخش بوده و یا با شکست مواجه شده است را در اختیار قرار می‌دهند. سپس می‌توان از آزمون‌های محلی در نواحی که نظارت‌های انجام شده بیان‌گر دستیابی به کمینه مقدار بهسازی در آن‌ها هستند، استفاده کرد. چنین آزمون‌های گزینشی، نتایج محافظه‌کارانه‌ای را در خصوص تراز کلی بهسازی به دست آمده ارایه می‌دهند.

انواع مختلف روش‌های بهسازی خاک نیاز به انواع مختلفی از نظارت‌های اجرایی و نمونه‌گیری‌ها دارند. در ادامه‌ی این بخش، برخی نظارت‌های لازم برای روش‌های مختلف بهسازی شرح داده می‌شود.

۸-۴-۱-۱- خاک‌های پایدارسازی شده به کمک مواد مضاف

در طی پایدارسازی خاک‌ها با مواد مضاف، مهم‌ترین نظارت‌های اجرایی عبارتند از مقدار مواد مضاف و آب مخلوط شده با خاک، میزان اختلاط انجام شده و مقدار انرژی تراکمی مورد استفاده روی مخلوط. میزان رطوبت و تراکم مخلوط را می‌توان در محل تعیین کرد. شرایط و زمان عمل‌آوری باید ثبت شده و نمونه‌هایی برای انجام آزمون‌های آزمایشگاهی گرفته شود.

۸-۴-۱-۲- روش‌های ارتعاشی

برای روش‌های ارتعاشی، ثبت محل نقاط اصلاح، حجم و عمق مواد مورد استفاده برای پرکردن چاله‌های حفاری و انرژی لرزه‌شناسی و زمان صرف شده برای متراکم کردن مواد پرکننده در هر محل و عمق. نشست سطح زمین باید مورد نظارت و ردیابی قرار گیرد. این نظارت‌های اجرایی نشانه‌های عمومی کارآیی کلی بهسازی و تراز تراکم به دست آمده را ارایه می‌دهند. مشابه تراکم دینامیکی عمیق، تغییرات متوسط تراکم نسبی را می‌توان براساس نشست سطحی و مقدار مصالح پرکننده‌ی اضافه شده محاسبه کرد. در صورت لزوم ارتعاشات در محل سازه‌های مجاور باید اندازه‌گیری شود.

۸-۴-۱-۳- تراکم دینامیکی

نظارت‌های اجرایی لازم در طی عملیات تراکم دینامیکی عبارتند از ارتفاع سقوط وزنه، موقعیت نقاط سقوط، تعداد سقوط در هر محل و عمق حفره‌ی حاصل در هر سقوط. نوع مصالح پرکننده‌ی حفره و درجه‌ی انرژی تراکمی مورد استفاده باید در نظر گرفته شود. براساس نشست سطحی میانگین و حجم مصالح پرکننده‌ی اضافه شده، می‌توان تغییرات متوسط تراکم نسبی ناحیه‌ی اصلاح شده را محاسبه کرد. در صورت لزوم، ارتعاشات در محل سازه‌های مجاور باید اندازه‌گیری شود.

۸-۴-۱-۴- تزریق نفوذی و تراکمی

برای تزریق، نظارت‌های زیر باید انجام شود: محل نقاط تزریق، حجم و محل هر نوع دوغاب تزریق شده، عمق، فشار و مدت زمان تزریق دوغاب و در نهایت تراز سطح زمین قبل، در حین و پس از اجرا به منظور کنترل نشست با برآمدگی زمین یا سازه. به منظور انجام آزمون‌های مقاومتی، نمونه‌هایی از مخلوط دوغاب باید گرفته شود. این نظارت‌های اجرایی، اطلاعاتی را در خصوص محل‌های پیشروی دوغاب در داخل توده‌ی خاک و کارآیی کلی روش بهسازی در دسترس قرار می‌دهند.

۸-۴-۱-۵- تزریق تحت فشار

بیش‌تر پروژه‌های تزریق تحت فشار پیش از اجرا برای تعیین هندسه و کیفیت قابل دستیابی مصالح اصلاح شده به مقاطع آزمایشی نیاز دارند. در طی اجرا، توجه به این نکته مهم است که آیا پارامترها و مصالح تزریق با مقطع آزمایشی تایید شده سازگار هستند یا خیر. همان‌گونه که در بخش ۸-۲-۴-۲-۶ ذکر شد، قابلیت سایش خاک با جریان سریع سیال عاملی مهم در اجرای موفق تزریق تحت فشار است. در طی دوغاب‌ریزی تحت فشار، باید جریان پیوسته‌ای از ضایعات به سطح زمین وجود داشته باشد. اگر هیچ‌گونه بازگشت ضایعاتی وجود نداشته باشد، ممکن است که شکست هیدرولیکی در حال وقوع باشد. نرخ دوران و انتقال لوله‌ی دوغاب و نرخ مصرف مصالح باید مورد نظارت و ردیابی قرار گیرد. ارزیابی اولیه‌ی هندسه‌ی زمین اصلاح شده را می‌توان با اندازه‌گیری وزن واحد ضایعات برگشتی انجام داد؛ با این وجود بهترین روش برای ارزیابی هندسه، حفاری یا مغزه‌گیری است (ASCE, 1997). برای

انجام آزمون‌های مقاومتی و نفوذپذیری باید نمونه‌های مرطوب گرفته شود. چنانچه پیزومترهایی به منظور اندازه‌گیری‌های آتی هدایت هیدرولیکی نصب شوند، باید جزییات ساخت این پیزومترها ثبت شود.

۸-۴-۱-۶- زهکش‌های پلاستیکی

پیش از نصب زهکش‌های پلاستیکی، معمولا یک پتوی زهکش شنی ریخته می‌شود. ضخامت لایه‌ی زهکش و نوع سنگدانه‌ها باید ثبت شود. نصب دستگاه‌های نظارت و ردیابی نظیر پیزومترها، صفحات و اندازه‌گیری‌های نشست و یا انحراف‌سنج‌ها باید کنترل و نظارت شود. جزییاتی نظیر نوع ابزار، محل و تراز نصب باید ثبت شود. در طی نصب زهکش، طول و محل هر زهکش باید ثبت شود.

۸-۴-۲- آزمون‌های بازبینی و کنترل

۸-۴-۲-۱- آزمون‌های برجا

متداول‌ترین روش‌های مورد استفاده برای بازبینی و تایید محلی طرح بهسازی خاک آزمون‌های نفوذ استاندارد و نفوذ مخروط هستند. در کنار این روش‌ها از آزمون سرعت موج برشی نیز استفاده می‌شود. به منظور تعیین خصوصیات پس از بهسازی در محل-هایی که انتظار می‌رود کم‌ترین درجه‌ی بهسازی را دارا باشند، این آزمون‌ها معمولا در بین فاصله‌ی نقاط بهسازی انجام می‌شوند. در هنگام تعیین خصوصیات پس از بهسازی بهتر است از همان آزمونی استفاده شود که برای تعیین خصوصیات پیش از اصلاح به کار رفته است. در برخی از پروژه‌ها نبود اطلاعات جامع در خصوص شرایط پیش از اصلاح، ارزیابی خصوصیات زمین اصلاح شده را با مشکل مواجه ساخته است. نکته‌ی مهم دیگر در نظر گرفتن فاصله‌ی زمانی میان بهسازی و انجام آزمون‌ها است. چرا که خواص زمین بهسازی شده در بیش‌تر موارد با گذشت زمان افزایش می‌یابد.

آزمون سرعت موج برشی را می‌توان برای بررسی و کنترل کیفیت بهسازی کلی به دست آمده از روش دوغاب‌ریزی تراکمی یا روش‌های ارتعاشی استفاده کرد. اما با توجه به ناهمگنی زمین بهسازی شده ممکن است تفسیر نتایج با مشکلاتی همراه باشد. به منظور ارزیابی ظرفیت باربری ستون‌های شنی می‌توان آزمون‌های بارگذاری را به کار برد. مغزه‌گیری و حفاری بهترین روش‌ها برای بررسی هندسه و کیفیت اجرای دوغاب‌ریزی تحت فشار و اختلاط عمیق خاک هستند.

برای ارزیابی این مساله که آیا درجه‌ی بهسازی به دست آمده برای مقاومت در برابر روانگرایی و کاهش مخاطرات آن تا سطوح مجاز رضایت‌بخش است یا خیر، می‌توان خصوصیات زمین بهسازی شده را با معیارهای ارزیابی پتانسیل روانگرایی که در فصل ۵ به آن‌ها اشاره شد، مقایسه کرد. در پیش‌بینی عملکرد ساختگاه‌های بهسازی شده‌ی قرار گرفته در معرض زلزله‌های Loma Prieta (1989) و Kobe (1995)، استفاده از مقادیر اصلاح شده‌ی آزمایش نفوذ استاندارد به همراه معیارهای ارزیابی پتانسیل روانگرایی عموما با موفقیت همراه بوده است.

استفاده از آزمون سرعت موج برشی در کنترل بهسازی خاک انجام شده به منظور کاهش مخاطرات ناشی از روانگرایی در حال گسترش بوده و رفته رفته به یک روش متداول در بین طراحان تبدیل می‌شود. با وجود آن که داده‌های موجود سرعت موج برشی از ساختگاه‌های روانگرایی در حال حاضر تا حدی محدود است، آزمون سرعت موج برشی مزایایی را به دنبال دارد. از این نظر که می-توان آن را در ساختگاه‌هایی که اجرای آزمون‌های SPT و CPT مشکل است، انجام داد و نیز روش‌های متفاوتی برای اندازه‌گیری

آن وجود دارد. با توجه به آن که همبستگی ارایه شده در فصل ۵ برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی بر مبنای سرعت موج برشی به وسعت همبستگی‌های SPT و CPT مورد آزمایش قرار نگرفته است، باید با احتیاط مورد استفاده قرار گیرد و یا به عنوان روش جانبی و در تکمیل و تایید نتایج به دست آمده از SPT و CPT به کار رود.

برخی روش‌های بهسازی خاک در برابر روانگرایی نظیر زهکش‌های شنی و پلاستیکی نفوذپذیری کلی لایه‌ی خاک را افزایش می‌دهند. در این روش‌ها به منظور تعیین کارآیی کلی روش بهسازی لازم است نفوذپذیری پس از اصلاح ارزیابی شود. برای دوغاب-ریزی تحت فشار، انجام آزمون‌های پمپاژ با استفاده از پیزومترهای درجا مناسب‌تر است. چرا که این آزمون غیر مخرب بوده و همبستگی‌های قابل قبولی را با مقادیر به دست آمده از نمونه‌های مرطوب نشان می‌دهد (ASCE, 1997). به علت آزادسازی تنش و ریزترک‌های آمیخته با روند نمونه‌گیری، مقادیر نفوذپذیری تعیین شده با استفاده از مغزه‌های گرفته شده از مصالح سیمانی معمولا خیلی زیاد هستند. در تعیین نفوذپذیری ستون‌های شنی به کار رفته برای کاهش مخاطرات روانگرایی، استفاده از آزمون‌های پمپاژ توصیه نمی‌شود (ASCE, 1997). مطابق مطالعات انجام شده توسط Baez and Martin (1995)، آزمون‌های پمپاژ محلی مقادیر نفوذپذیری را به دست می‌دهند که تا دو برابر کم‌تر از مقادیر به دست آمده از همبستگی‌های تجربی و آزمون‌های آزمایشگاهی انجام شده بر روی نمونه‌های گرفته شده هستند. این نتیجه ممکن است در اثر اختلاف زیاد میان نفوذپذیری‌های مصالح بکر و ستون شنی و قطر کم ستون باشد (Baez and Martin, 1995). در نتیجه روش برتر، انجام آزمون‌های آزمایشگاهی بر روی نمونه‌های گرفته شده است. همچنین می‌توان از همبستگی‌های تجربی استفاده کرد.

۸-۴-۲-۲- آزمون‌های آزمایشگاهی

به منظور ارزیابی مشخصات تراکم، مقاومت و سختی خاک‌های بهسازی شده به ویژه هنگامی که از دوغاب یا مواد مضاف به کار رفته باشد، می‌توان از آزمون‌های آزمایشگاهی استفاده کرد. نمونه‌های خاک پایدارسازی شده را می‌توان در طی اجرای عملیات بهسازی گرفته و پس از عمل‌آوری در آزمایشگاه برای دستیابی به یک نشانه‌ی کلی از کارآیی روش بهسازی مورد آزمایش قرار داد. مقاومت فشاری تک‌محوری، شاخص خوبی برای مشخصات خاک‌های پایدارسازی شده و به کمک مواد مضاف است.

چنانچه پس از اجرای بهسازی نیاز به نمونه‌های دست‌نخورده باشد، آزمون‌های آزمایشگاهی گران‌تر و مشکل‌تر خواهند بود. ممکن است گرفتن نمونه‌ها مشکل بوده و اثرات دست‌خوردگی قابل توجه باشد. همچنین نمونه‌گیری می‌تواند یکپارچگی سیستم بهسازی نصب شده را از بین ببرد. از این‌رو بهتر است در صورت امکان از آزمون‌های کنترلی برجا استفاده شود.

مراجع

Annaki, M. & Lee, K.K. 1977. Equivalent uniform cyclic concept for soil dynamics, Proc., ASCE, Vol. 103, No. GT6. pp. 549-564.

ASCE Soil Improvement and Geosynthetics Committee, Ground Improvement Subcommittee (1997). “Soil Improvement and Geosynthetics Committee Report,” Ground Improvement, Ground Reinforcement and Ground Treatment, Developments 1987-1997, Geotechnical Special Publication No. 69, Proceedings of the sessions sponsored by the Committee on Soil Improvement and Geosynthetics of the Gee-Institute of ASCE in conjunction with Geo- Logan ’97, Loga~ Uta& July 1997, V.R. Schaefer, cd., ASCE, pp. 1-371.

Baez, J.I. and Marti~ G.R. (1995). “Permeability and Shear Wave Velocity of Vibro- Replacement Stone Columns.” Soil Improvement for E2wthquake Hazard Mitigation, Geotechnical Special Publication No. 49, ASCE, pp. 66-81.

Cundall, P.A. and Board, M. (1988), "A Microcomputer Program for Modelling Large-Strain Plasticity Problems," In: Numerical Methods in Geomechanics, C. Swoboda, Ed., A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 2101-2108.

Elias, V., Welsh, J., Warren, J. and R. Lukas. (1998). "Ground Improvement Technical Summaries". Federal Highway Administration Report No. FHWA-SA-98-086.

Hausmann, M. R. (1990), *Engineering Principles of Ground Modification*, McGraw-Hill, New York.

Idriss, I.M., Lysmer, J., Hwang, R. and Seed, H.B. (1973), "QUAD4 - A Computer Program for Evaluating the Seismic Response of Soil Structures by Variable Damping Finite Element Procedures," Report No. EERC 73-16, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, 67 p.

Idriss, I.M. and Sun, J.I. (1992)*, "User's Manual for SHAKE91," Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis,California, 13 p.

Ishihara, K. (1985). “Stability of Natural Deposits During Earthquakes.” Proceedings, 11’~ International Conference on Soil Mechanics and Founahtion En~”neering, San Francisco, Vol. 1, pp. 321-376.

Lee, M.K.W. and Finn, W.D.L. (1978), "DESRA-2, Dynamic Effective Stress Response Analysis of Soil Deposits with Energy Transmitting Boundary Including Assessment of Liquefaction Potential," Soil Mechanics Series No. 36, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, Canada, 60 p.

Lukas, R. G. (1986). Dynamic Compaction for Highway Construction, FHWA Report No. FHWA/RD-86/133, US Dep. of Transportation.

Lukas, R.G. (1995). Dynamic Compaction, Geotechnical Engineering Circular No. 1, Publication No. FHWA-SA-95-037, Federal Highway Administration, Office of Engineering, Office of Technology Applications, Washington, DC, 97pp.

Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C.F. and Seed, H.B. (1975), "FLUSH - A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems," Report No. EERC-75/30, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Mitchell, J.K. (1981). "Soil Improvement - State of the Art Report," Proc. X ICSMFE, Stockholm, Vol. 4, pp. 509-565.

Mitchell, J.K., Cooke, H.G., and Schaeffer, J.A. (1998). “Design Considerations in Ground Improvement for Seismic Risk Mitigation. ” Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, Geotechnical Special Publication No. 75, ASCE, Vol. 1, pp. 580-613.

Prevost, J.H. (1981), "DYNAFLOW: A Nonlinear Transient Finite Element Analysis Program," Department of Civil Engineering and Operational Research, Princeton University, (Last update January 1994).

Pyke, R. (1995), "TELDYN - User's Manual," TAGA Engineering Systems & Software, Lafayette, California.

Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B. (1972), "SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites," Report No. EERC 72-12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.

Tanaka, Y., Kokusho, T., Esashi, Y. & Matsui, I. 1984. On liquefaction prevention of horizontal ground with gravel piles, Proceedings of JSCE, III, No. 352. pp. 88-98.

Tsuchida, H. (1970). "Prediction and Countermeasure Against the Liquefaction in Sand Deposits", Abstract of the Seminar, Port and Harbor Research Institute.

Yoshizawa, H., Katano, H. & Kuroyama, H. 1988. Development of premix method, 43rd National Conference of Japan Society of Civil Engineers, VI. pp. 8- 9.

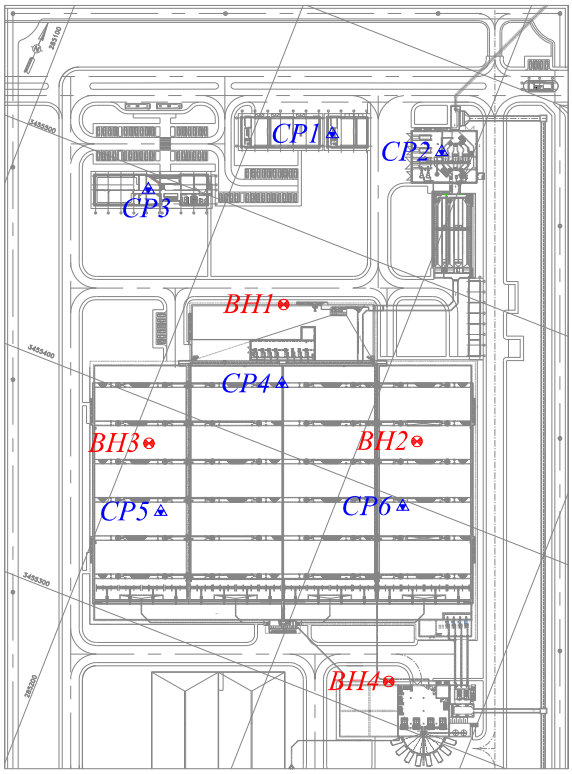
Youd, T.L. and Garris, C.T. (1995). “Liquefaction-Induced Ground-Sutiace Disruption. ” Journal of Geotechnical En~”neering, Technical Note, ASCE, 121(1 1): 805-809.

فصل ۹

مثال‌های کاربردی

۹-۱- ارزیابی استعداد و پتانسیل روانگرایی

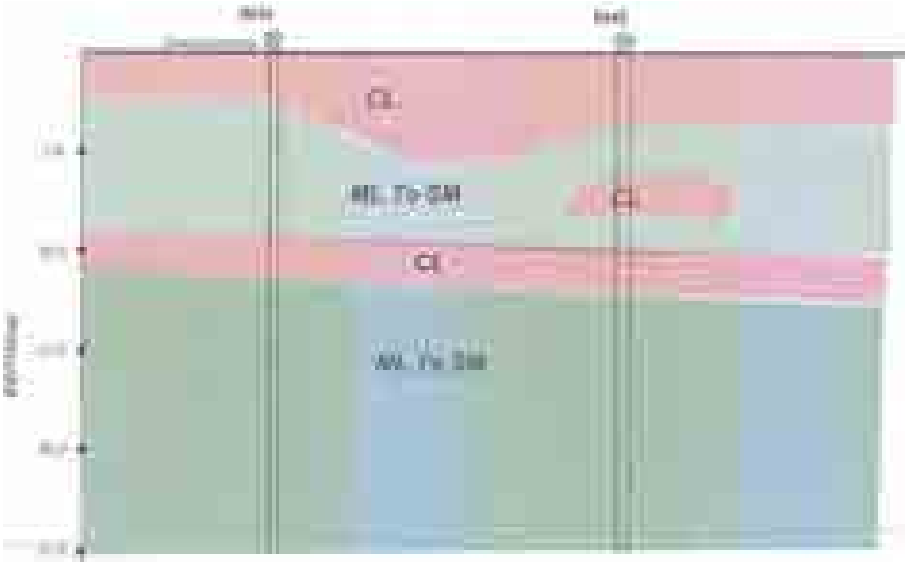
به منظور شناسایی لایه‌های زیرسطحی و ارزیابی وضعیت ژئوتکنیکی زمین در محل احداث تصفیه‌خانه‌ی شرقی شهر اهواز، عملیات شناسایی ساختگاه شامل حفر ۴ گمانه و ۶ آزمایش نفوذ مخروط در نظر گرفته شده است؛ به طوری که در داخل هر گمانه در فواصل ۱/۵ متری آزمایش نفوذ استاندارد انجام شده و نمونه‌گیری برای انجام آزمون‌های آزمایشگاهی نظیر آزمون‌های دانه‌بندی و مقاومتی در عمق‌های مشخصی صورت گرفته است. جانمایی محل گمانه‌ها و آزمایش‌های نفوذ مخروط نسبت به پلان پروژه در شکل (۹-۱) نشان داده شده است. در گزارش مکانیک خاک، نتایج شناسایی ساختگاه در قالب جدول اطلاعات گمانه‌ها و جزییات نتایج آزمون‌های محلی و آزمایشگاهی ارایه شده است. از بین این داده‌ها در مساله‌ی حاضر، اطلاعات مورد نیاز برای ارزیابی پدیده‌ی روانگرایی به‌ویژه نمایه‌های تراکم نسبی مورد استفاده قرار می‌گیرد. لایه‌بندی خاک محل به همراه مقادیر میانگین پارامترهای ژئوتکنیکی مورد نیاز در جدول (۹-۱) خلاصه شده است. همچنین طرح شماتیکی از لایه‌بندی خاک در امتداد دو مقطع ژئوتکنیکی در شکل‌های (۹-۲) و (۹-۳) نشان داده شده است. نتایج آزمون‌های نفوذ استاندارد به همراه سایر پارامترهای ژئوتکنیکی مرتبطِ به دست آمده در عمق‌های مشابه در جدول‌های (۹-۲) تا (۹-۵) و نمودار تغییرات مقاومت نفوذ استاندارد با عمق در شکل (۹-۴) قابل مشاهده است. همچنین تغییرات مقادیر مقاومت نوک و اصطکاک جدار در آزمایش نفوذ مخروط نسبت به عمق در شکل‌های (۹-۵) تا (۹-۱۰) نشان داده شده است. سطح آب زیرزمینی در محوطه‌ی ساختگاه بین ۱/۰ تا ۱/۵ متر متغیر است. مطابق با گزارش لرزه‌خیزی منطقه، نسبت بیشینه‌ی شتاب افقی در سطح زمین به شتاب ثقل و بزرگای زلزله برای سطح حرکات لرزه‌ای به ترتیب برابر ۰/۱۷ و ۵/۹۳ است. هدف ارزیابی استعداد و پتانسیل روانگرایی در هر یک از نقاط داده‌ای و در نهایت قضاوت کلی در خصوص پتانسیل روانگرایی ساختگاه است.



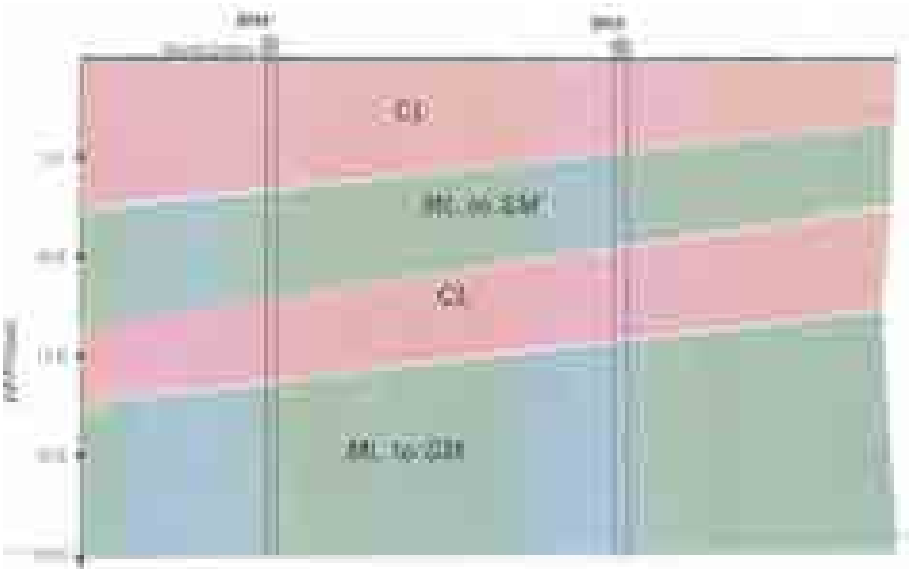
شکل ۹-۱- پلان جانمایی نقاط شناسایی ژئوتکنیکی

جدول ۹-۱- مقادیر متوسط پارامترهای ژئوتکنیکی در لایه‌های پیشنهادی خاک

Parameters	Unit	Layer 2	Layer 2	Layer 3	Layer 4
Depth	m	0~6.5	2.5~13.0	9.5~17.0	11~25.0
Classification	---	CL	ML-SM	CL	ML-SM
Relative Density	%	---	50-85	---	>85
Fine Content	%	95	80-35	95	65-24
Dry Density	ton/m^3	1.64	1.66-1.72	1.71	---
Water Content	%	23.3	22.1-18.7	22	---



شکل ۹-۲- مقطع ژئوتکنیکی ۱



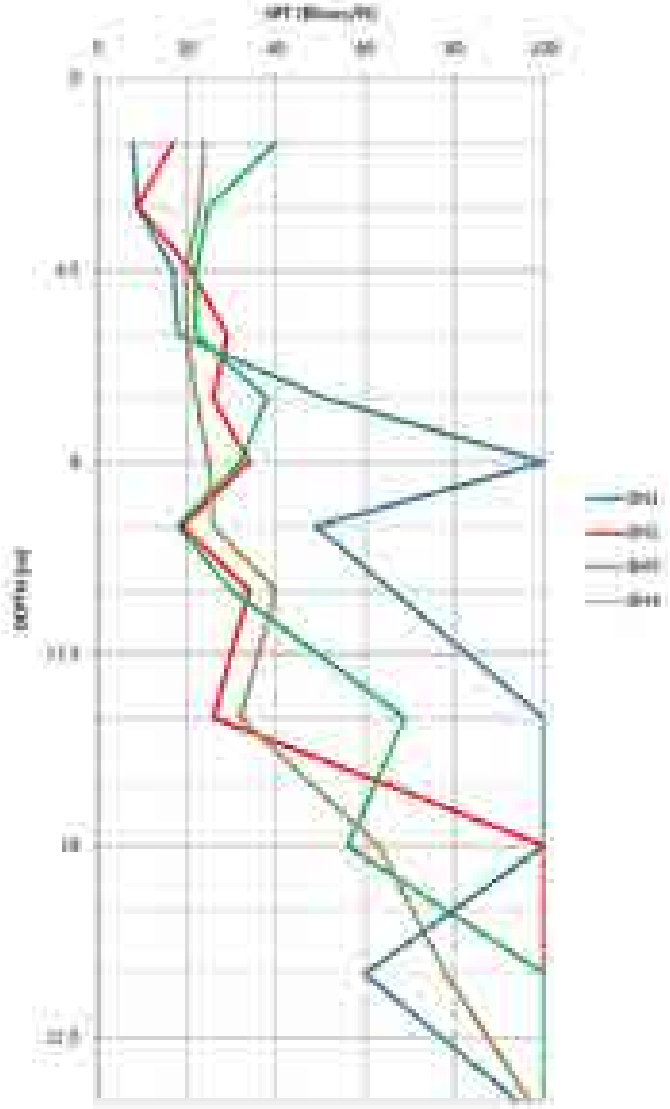
شکل ۹-۳- مقطع ژئوتکنیکی ۲

جدول ۹-۲- مقادیرمقاومت نفوذ استاندارد به همراه پارامترهای آزمایشگاهی- گمانه‌ی BH1

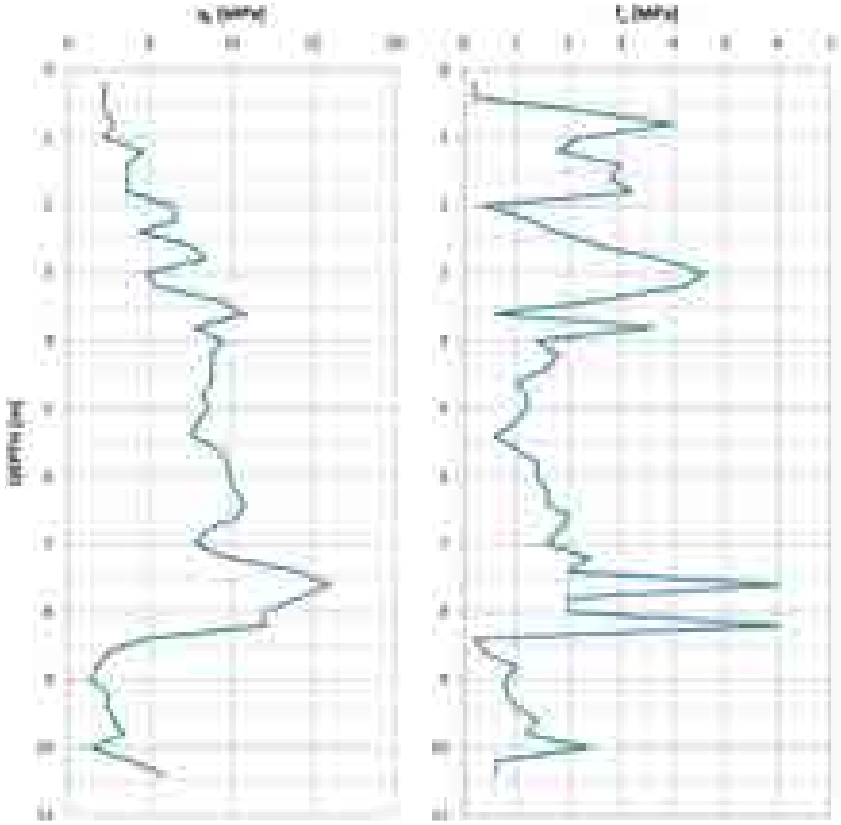
جدول ۹-۳- مقادیرمقاومت نفوذ استاندارد به همراه پارامترهای آزمایشگاهی- گمانه‌ی BH2

جدول ۹-۴- مقادیرمقاومت نفوذ استاندارد به همراه پارامترهای آزمایشگاهی- گمانه‌ی BH3

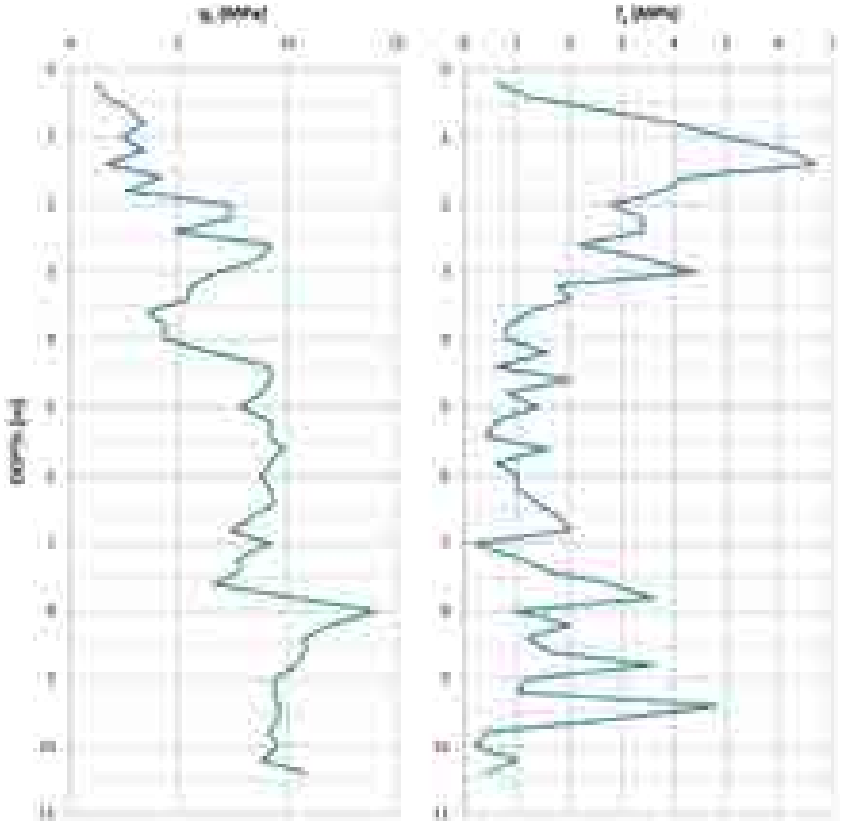
جدول ۹-۵- مقادیرمقاومت نفوذ استاندارد به همراه پارامترهای آزمایشگاهی- گمانه‌ی BH4



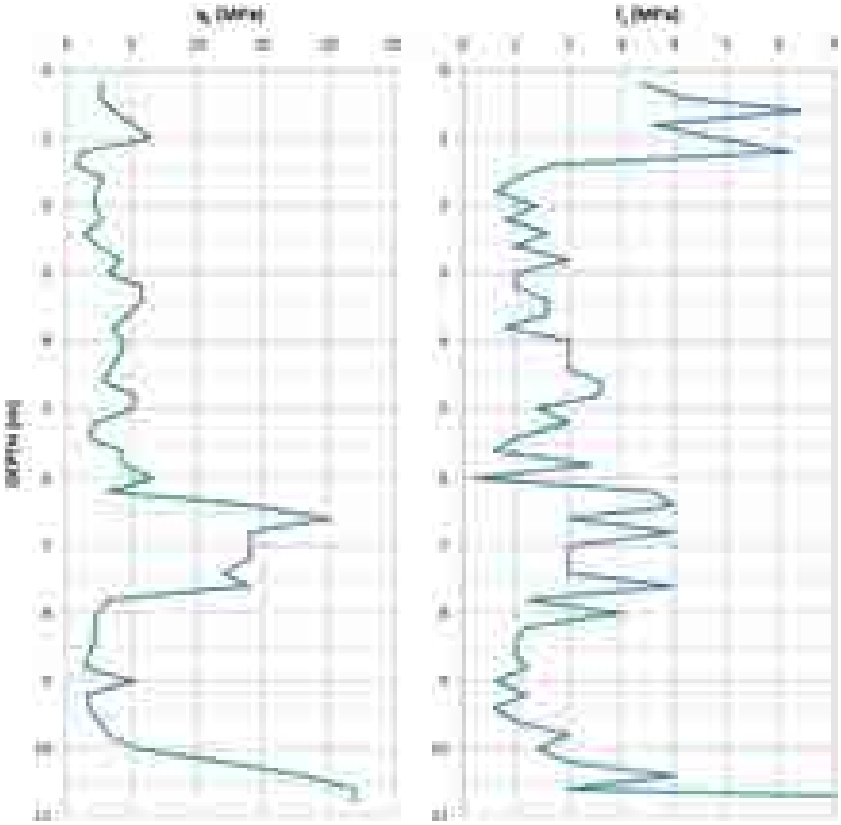
شکل ۹-۴- تغییرات مقاومت نفوذ استاندارد با عمق



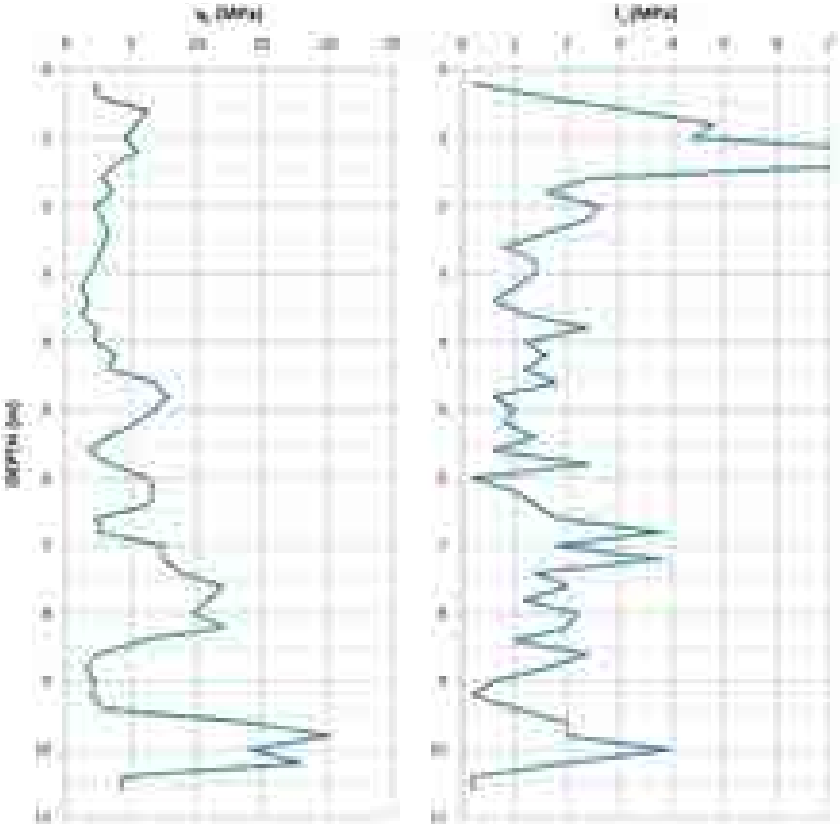
شکل ۹-۵- تغییرات مقاومت نوک و اصطکاک جدار با عمق – CP1



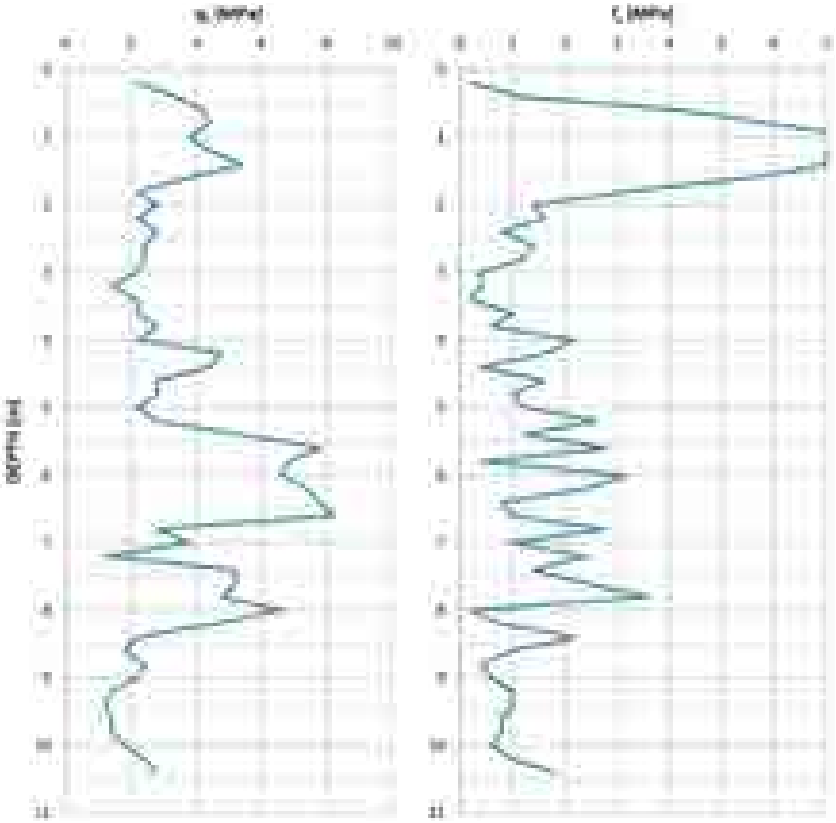
شکل ۹-۶- تغییرات مقاومت نوک و اصطکاک جدار با عمق – CP2



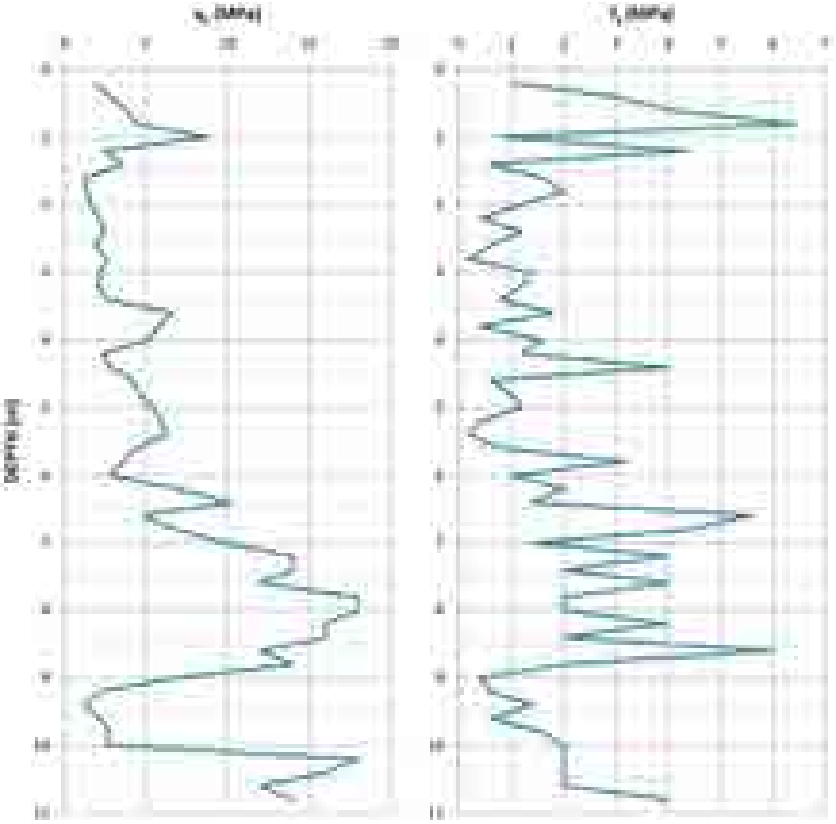
شکل ۹-۷- تغییرات مقاومت نوک و اصطکاک جدار با عمق – CP3



شکل ۹-۸- تغییرات مقاومت نوک و اصطکاک جدار با عمق – CP4



شکل ۹-۹- تغییرات مقاومت نوک و اصطکاک جدار با عمق – CP5



شکل ۹-۱۰- تغییرات مقاومت نوک و اصطکاک جدار با عمق – CP6

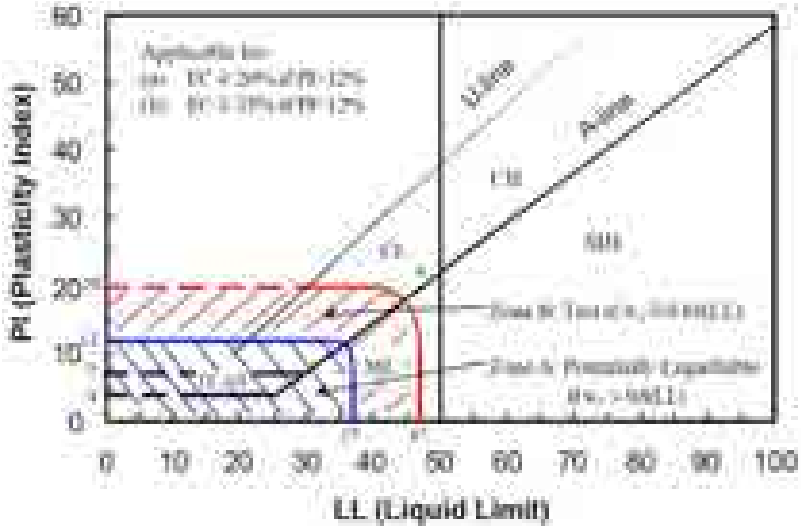
۹-۱-۱- ارزیابی استعداد روانگرایی

با توجه به نتایج به دست آمده از مطالعات ژئوتکنیک، خاک ساختگاه مورد نظر را می‌توان به سه گروه کلی ماسه‌ای، سیلتی و رسی تقسیم نمود. همان‌گونه که در بخش ۳-۱ اشاره شد، خاک‌های ماسه‌ای به صورت ذاتی مستعد روانگرایی لرزه‌ای بوده و باید پتانسیل روانگرایی آن‌ها به کمک روش‌های پیشنهادی فصل ۵ مورد بررسی قرار گیرد. اما برای ارزیابی استعداد روانگرایی خاک‌های ریزدانه لازم است تا با توجه به توضیحات بخش ۳-۲، معیار مناسبی انتخاب شود. در این مساله از معیار Seed et al. (2003) برای کنترل استعداد روانگرایی لایه‌های رسی و سیلتی ساختگاه استفاده می‌شود. بدین منظور ابتدا باید پارامترهای مورد نیاز در این معیار یعنی حد روانی، نشانه‌ی خمیری، درصد ریزدانه و درصد رطوبت در اعماق مختلف گمانه‌ها تعیین شوند. بر اساس اطلاعات ارایه شده در جداول (۹-۲) تا (۹-۵)، مقادیر این پارامترها برای لایه‌های ریزدانه تعیین شده و به صورت تفکیک شده برای اعماق مختلف هر گمانه در جدول (۹-۶) مرتب شده است. در این جدول نواحیِ شامل خاک‌های خمیری به شکل بلوک‌های رنگی نشان داده شده است. با توجه به مقادیر نشانه‌ی خمیری و درصد ریزدانه، معیار پیشنهادی برای ارزیابی استعداد روانگرایی خاک‌های ریزدانه‌ی ساختگاه قابل کاربرد است.

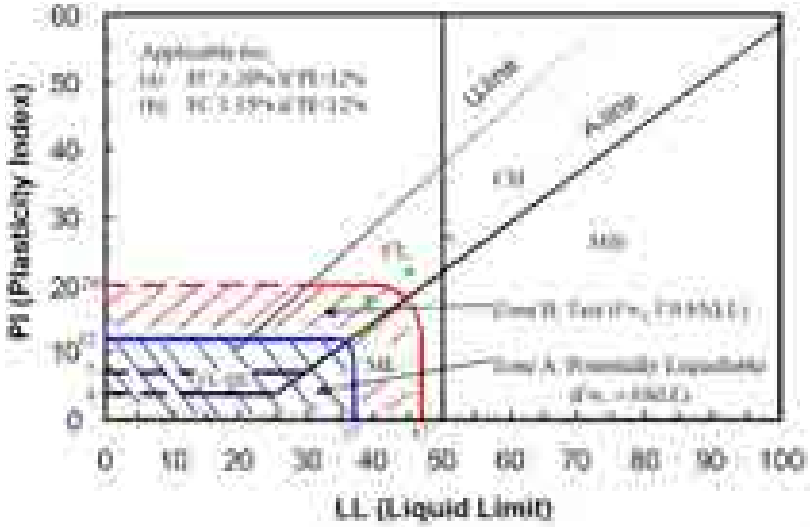
جدول ۹-۶- مقادیرحدود اتربرگ برای اعماق مختلف گمانه‌ها

		1.5m	3.0m	4.5m	6.0m	7.5m	9.0m	10.5m	12.0m	15.0m	18.0m	21.0m
BH1	LL	42	NL	---	---	NL	---	47	NL	---	---	NL
	PI	19	NP			NP		22	NP			NP
	FC	100	84			82		96	73			76
	W_C	26.4	22.9			21		22	22			22
BH2	LL	39	39	NL	---	NL	NL	51	45	39	NL	---
	PI	18	18	NP		NP	NP	27	22	17	NP	
	FC	96	97	94		68	35	100	100	100	30	
	W_C	20.8	25.3	24.3		22.8	22.2	21.6	21	21	21	
BH3	LL	38	34	30	31	NL	---	---	---	40	NL	---
	PI	16	13	11	12	NP				18	NP	
	FC	100	93	86	98	35				81	49	
	W_C	21.6	24	23.5	23.1	18.4				19	19	
BH4	LL	34	34	NL	29	NL	---	47	47	NL	---	NL
	PI	14	14	NP	11	NP		22	22	NP		NP
	FC	98	98	94	85	34		96	96	20		19
	W_C	20.8	24.4	25	25.5	24.9		23.6	23	23		19

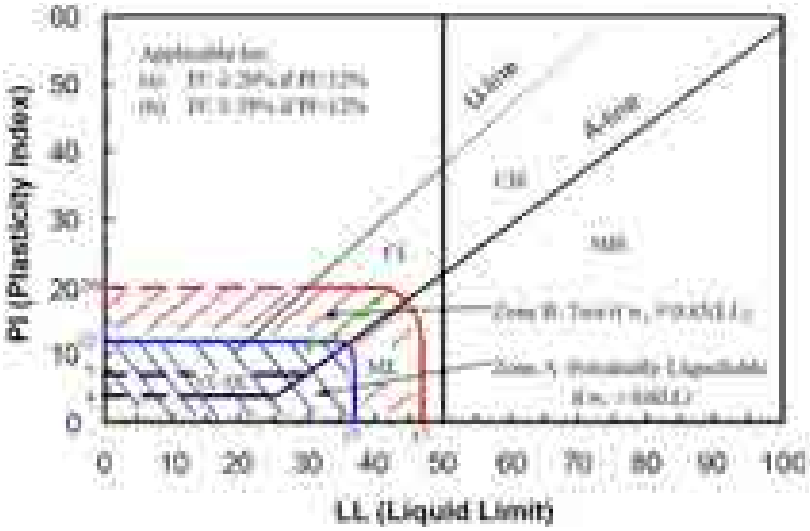
مطابق با این داده‌ها، مقادیر حد روانی و نشانه‌ی خمیری لایه‌های سیلتی برابر صفر بوده و این لایه‌ها بالقوه مستعد روانگرایی لرزه‌ای هستند. اما برای تعیین استعداد روانگرایی خاک‌های رسی ساختگاه، نقاط اتربرگ با مختصات (LL, PI) برای عمق‌های مختلف هر گمانه روی معیار استعداد اضافه شده‌اند که نتیجه در شکل‌های (۹-۱۱) تا (۹-۱۴) نشان داده شده است. همان‌گونه که در این شکل‌ها قابل مشاهده است، به جز نیمه‌ی پایینی لایه‌ی رسی در گمانه‌ی BH3 و میان‌لایه‌ی رسی قرار گرفته در عمق ۶ متری گمانه‌ی BH4 که به صورت جزیی مستعد روانگرایی هستند، سایر لایه‌های خمیری ساختگاه استعداد وقوع روانگرایی ندارند.



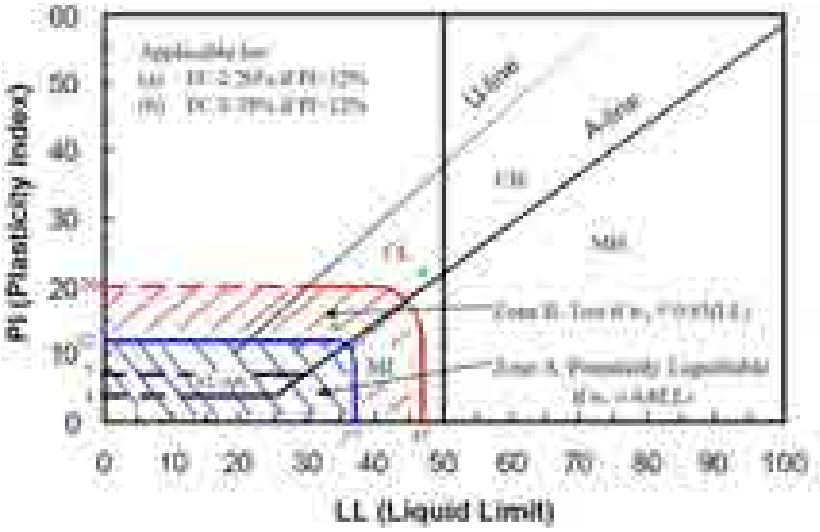
شکل ۹-۱۱- موقعیت نقاط اتربرگ روی صفحه‌ی LL-PI - گمانه‌ی BH1



شکل ۹-۱۲- موقعیت نقاط اتربرگ روی صفحه‌ی LL-PI - گمانه‌ی BH2



شکل ۹-۱۳- موقعیت نقاط اتربرگ روی صفحه‌ی LL-PI - گمانه‌ی BH3



شکل ۹-۱۴- موقعیت نقاط اتربرگ روی صفحه‌ی LL-PI - گمانه‌ی BH4

۹-۱-۲- ارزیابی پتانسیل روانگرایی با استفاده از نتایج آزمون‌های محلی

در بیش‌تر پروژه‌هایی که مسایل ژئوتکنیکی بخشی از روند طراحی آن‌ها را تشکیل می‌دهند، برنامه‌ی مطالعات ژئوتکنیک تعیین شده از سوی مشاور ژئوتکنیک به گونه‌ای است که نیازهای اولیه‌ی طراحی در ارتباط با مشخصات لایه‌های زیرسطحی را تامین کند. چنانچه پس از انجام تحلیل‌های ژئوتکنیکی خاص پروژه نظیر ارزیابی پتانسیل روانگرایی، برآورد ظرفیت باربری پی تاسیسات و تخمین نشست نیاز به انجام مطالعات ژئوتکنیک تکمیلی باشد، جزییات آن توسط مشاور ارایه می‌شود.

در این مساله، انجام آزمون‌های آزمایشگاهی تعیین مقاومت تناوبی در برنامه‌ی اولیه‌ی مطالعات زیرسطحی وجود نداشته است؛ اما چنانچه ارزیابی اولیه‌ی استعداد و پتانسیل روانگرایی لزوم انجام چنین آزمون‌هایی را نشان دهد، نظیر قرارگرفتن شاخص استعداد خاک ریزدانه در ناحیه‌ی B معیار Seed et al. (2003)، برنامه‌ی تهیه‌ی نمونه‌های لازم و انجام این آزمون‌ها باید از سوی مشاور ژئوتکنیک ارایه شود. با توجه به داده‌های موجود در این مساله از نتایج آزمون‌های محلی SPT و CPT برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی لایه‌های مستعد ماسه‌ای و سیلتی استفاده می‌شود.

۹-۱-۲-۱- پتانسیل روانگرایی بر اساس نتایج SPT

همان‌گونه که در بخش ۵-۳-۲-۲-۱ اشاره شد، برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی بر اساس داده‌های آزمون SPT دو روش شناخته شده‌ی Youd et al. (2001) که تحت عنوان دستورالعمل روانگرایی NCEER شناخته می‌شود و روش ارایه شده در گزارش EERC یا مرجع Cetin et al. 2004 وجود دارد. اما با توجه به این نکته که تقریبا تمام آیین‌نامه‌ها و راهنماهای طراحی لرزه‌ای که بخش ارزیابی روانگرایی در آن‌ها وجود دارد از پیشنهاد NCEER استفاده کرده‌اند، در این مساله نیز پتانسیل روانگرایی خاک‌های مستعد ساختگاه بر اساس این روش تعیین می‌شود. بدین منظور ابتدا با در اختیار داشتن مقادیر بیشینه‌ی شتاب افقی در سطح زمین و تنش کل و موثر قائم اولیه و استفاده از معادلات (۵-۵) و (۵-۷) نسبت تنش تناوبی یکنواخت معادل به دست می‌آید. با توجه به تغییر مقادیر تنش و ضریب کاهش تنش برشی در عمق نسبت به عمق، مقادیر این پارامترها به همراه سایر پارامترهای مورد نیاز در ارزیابی پتانسیل روانگرایی بر اساس SPT در کنار نتایج حاصل در جداول (۹-۷) تا (۹-۱۰) نشان داده شده است.

جدول ۹-۷- ارزیابی پتانسیل روانگرایی برای گمانه‌ی BH1

	A_{max}= 0.17g , Level 1							R_d= 1.00, mag. MSF = 1.00															
	C_N= 0.00		C_E= 1.0				C_B= 1.0			C_{rod}= 1.0													
BH1																							
	N_1	N_2	N_3	B	FC %	LL %	PI %	γ_{gross}	σ_{vc}	σ'_{vc}	r_d	CSR_{eq}	C_N	C_R	C_M	C_E	C_B	$N_{1,60}$	$N_{1,60,cs}$	$CRR_{7.5}$	K_σ	SF
1.0m	6	4	4	8	100	42	19	1.96	0.2040	0.1440	NON SUSCEPTIBLE												
2.0m	5	4	5	9	94	NL	NP	1.97	0.5905	0.2905	0.9795	0.2254	0.65	0.75	1.37	0.09	1.00	12.05	19.03	0.21	1.00	1.77
3.0m	6	6	5	17	94	NL	NP	1.97	0.9450	0.4350	0.9691	0.2179	0.65	0.85	1.22	0.09	1.00	20.91	28.96	0.47	1.00	3.99
4.0m	5	8	10	18	94	NL	NP	1.97	1.1805	0.5805	0.9577	0.2152	0.65	0.91	1.19	0.09	1.00	31.30	39.59	1.00	1.00	5.00
5.0m	11	24	27	51	42	NL	NP	1.97	1.4760	0.7260	0.9432	0.2119	0.65	0.97	1.06	0.09	1.00	84.32	89.82	1.00	1.00	5.00
6.0m	31	84		999	73	NL	NP	2.12	1.7940	0.8940	0.9229	0.2047	1.00	1.00	1.00	0.09	1.00	103.41	108.57	1.00	1.00	5.00
10.0m	16	24	26	46	99	47	33	2.11	2.7105	1.6105	NON SUSCEPTIBLE												
12.0m	21	31	36	68	73	NL	NP	2.11	3.4210	1.2210	0.8565	0.1972	1.00	0.95	0.88	0.09	1.00	99.40	72.92	1.00	0.92	5.00
15.0m	27	84		999	73	NL	NP	2.11	3.8025	1.5025	0.7608	0.1669	1.00	0.88	0.76	0.09	1.00	76.06	66.27	1.00	0.83	5.00
18.0m	40	84		999	73	NL	NP	2.11	4.6030	1.8030	0.6871	0.1458	1.00	0.73	0.68	0.09	1.00	69.06	57.06	1.00	0.73	5.00
21.0m	16	31	37	68	73	NL	NP	2.11	4.8250	2.2250	0.5900	0.1254	1.00	0.67	0.64	0.09	1.00	34.29	39.05	1.00	0.71	5.00
24.0m	25	31	34	59	73	NL	NP	2.11	5.0560	2.6160	0.5409	0.1171	1.00	0.63	0.59	0.09	1.00	30.75	33.50	1.00	0.68	5.00

جدول ۹-۸- ارزیابی پتانسیل روانگرایی برای گمانه‌ی BH2

	a_{max} = 0.17g & Level I				M_w = 5.00 and MSF = 1.824																	
	C_N = 0.95		C_R = 1.0		C_B = 1.0		FC_{th} = 5.0															
BH2																						
	N_1	N_2	N_3	N_{60}	FC %	LL %	Pl %	γ (gr/cm³)	σ_v (kg/cm²)	σ'_v (kg/cm²)	r_d	CSR_{eq}	C_N	C_R	C_{RM}	C_B	C_S	$N_{1(60)cs}$	$CRR_{7.5}$	K_σ	SF
1.5m	4	6	9	12	96	29	15	1.69	0.2535	0.1965	NON SUSCEPTIBLE											
3.0m	4	4	6	8	97	30	15	1.67	0.5040	0.3540	NON SUSCEPTIBLE											
4.5m	7	8	12	21	94	NL	NP	2.05	0.7695	0.4495	0.9891	0.2136	0.85	1.49	1.20	5.00	1.00	25.34	35.26	1.00	1.00	5.00
6.0m	9	10	15	25	91	NL	NP	2.05	1.0260	0.6260	0.9877	0.2101	0.95	1.28	1.16	5.00	1.00	25.94	46.26	1.00	1.00	5.00
7.5m	7	12	14	24	90	NL	NP	2.05	1.1460	0.7460	0.9432	0.2062	0.95	1.14	1.03	5.00	1.00	25.46	37.16	1.00	1.00	5.00
9.0m	9	13	21	34	95	NL	NP	2.05	1.5040	0.8040	0.9229	0.2013	1.00	1.04	0.99	5.00	1.00	33.46	45.32	1.00	1.00	5.00
10.5m	5	8	10	18	100	31	17	2.05	2.1135	1.5135	NON SUSCEPTIBLE											
12.0m	13	16	18	34	100	45	22	2.07	2.4600	1.4600	NON SUSCEPTIBLE											
15.0m	11	12	14	26	100	39	17	2.07	3.0900	1.9900	NON SUSCEPTIBLE											
18.0m	18	28	64	100	30	NL	NP	2.07	3.6900	1.6900	0.8871	0.1641	1.00	0.73	0.89	0.71	1.10	59.21	94.60	1.00	0.79	5.00
21.0m	58	50		100	30	NL	NP	2.07	4.3200	2.3200	0.8560	0.1290	1.00	0.67	0.84	0.71	1.10	60.90	78.06	1.00	0.71	5.00
24.5m	58	50		100	30	NL	NP	2.07	5.0225	2.5725	0.8469	0.1176	1.00	0.62	0.80	0.71	1.10	59.15	72.90	1.00	0.67	5.00

جدول ۹-۹- ارزیابی پتانسیل روانگرایی برای گمانه‌ی BH3

		a_{max} = 0.17g & Level I							M_w = 0.96 exp RBF = 1.834														
		C_d = 0.96		C_d = 1.0		C_d = 1.0		F/S_{ij} = 1.0															
	BH3																						
		N_1	N_2	N_3	N_4	FC %	LL %	PI %	γ_{sat}	$\sigma_{v,sat}$	$\sigma'_{v,sat}$	r_d	CSR_{eq}	C_N	C_d	C_{ss}	Δ	β	$N_{1,60,cs}$	$N_{1,60,cs}$	$CRR_{1,5}$	K_σ	SF
C_{1}	1.5m	27	29	30	40	100	30	15	2.09	0.3105	0.1905	NON SUSCEPTIBLE											
C_{2}	3.0m	9	11	14	23	93	24	12	2.05	0.6210	0.3210	NON SUSCEPTIBLE											
C_{3}	4.5m	10	13	9	22	94	20	11	2.05	0.9305	0.4705	NON SUSCEPTIBLE											
C_{4}	6.0m	5	5	13	22	98	21	12	2.06	1.2375	0.6375	NON SUSCEPTIBLE											
M_{1}	7.5m	9	10	20	30	35	NL	NP	2.04	1.5435	0.7935	0.9432	0.2027	0.95	1.12	1.01	0.00	1.20	38.00	51.20	1.00	1.00	5.00
M_{2}	9.0m	10	13	19	32	35	NL	NP	2.04	1.8465	0.9465	0.9229	0.1967	1.00	1.03	0.97	0.00	1.20	31.20	42.44	1.00	1.00	5.00
M_{3}	10.5m	11	5	9	15	35	NL	NP	2.04	2.1535	1.1535	0.8944	0.1927	1.00	0.95	0.90	0.00	1.20	18.20	24.52	0.20	0.97	2.60
M_{4}	12.0m	10	12	15	20	35	NL	NP	2.03	2.4690	1.2690	0.8565	0.1848	1.00	0.89	0.85	0.00	1.20	25.28	35.47	1.00	0.91	5.00
C_{5}	15.0m	12	29	40	69	91	40	19	2.03	3.0990	1.8990	NON SUSCEPTIBLE											
M_{5}	18.0m	13	17	39	99	49	NL	NP	2.03	3.6790	1.6790	0.6671	0.1444	1.00	0.73	0.69	0.00	1.20	39.60	51.58	1.00	0.77	5.00
M_{6}	21.0m	30	43	54	100	49	NL	NP	2.03	4.2870	2.1870	0.5580	0.1295	1.00	0.65	0.64	0.00	1.20	64.24	82.09	1.00	0.72	5.00
M_{7}	24.5m	23	40	54	100	49	NL	NP	2.03	4.9875	2.5875	0.5469	0.1185	1.00	0.63	0.60	0.00	1.20	69.82	76.42	1.00	0.67	5.00

جدول ۹-۱۰- ارزیابی پتانسیل روانگرایی برای گمانه‌ی BH4

		a_{max} = 0.15g ; Level I				R_d = 0.82 ⇒ MSF = 1.03																	
		C_R = 0.80		C_L = 1.0		C_S = 1.0		FS_{cr} = 1.5															
	BH4																						
		R_1	R_2	R_3	N_1	FC %	LL %	PI %	γ_{sat}	σ_{vo}	σ_{vo}'	r_d	CSR_{15}	C_R	C_N	C_{ss}	Δ_{σ}	β^{σ}	K_{σ}	$N_{1,60,cs}$	CRR_{15}	K_c	SF
[illegible]	1.5m	9	13	12	34	80	34	14	2.04	0.3060	0.1960	NON SUSCEPTIBLE											
[illegible]	3.0m	10	11	12	22	80	34	14	2.02	0.6030	0.3030	NON SUSCEPTIBLE											
[illegible]	4.5m	8	18	10	30	84	NL	NP	2.02	0.9120	0.4620	0.9691	0.2114	0.85	1.47	1.19	3.86	1.34	25.76	33.51	1.00	1.00	5.00
[illegible]	6.0m	6	9	11	30	63	29	11	2.01	1.2135	0.6135	MARGINAL LIQUEFIABLE											
[illegible]	7.5m	9	18	12	22	34	NL	NP	2.01	1.5750	0.7650	0.9432	0.2064	0.95	1.14	1.03	4.03	1.19	20.76	31.91	1.00	1.00	5.00
[illegible]	9.0m	9	12	13	30	34	NL	NP	2.01	1.8180	0.9180	0.9229	0.2021	1.00	1.04	0.99	4.03	1.19	25.01	34.41	1.00	1.00	5.00
[illegible]	10.5m	9	12	18	30	86	47	22	2.07	2.1375	1.0775	NON SUSCEPTIBLE											
[illegible]	12.0m	16	39	29	40	86	47	22	2.07	3.4375	1.2375	NON SUSCEPTIBLE											
[illegible]	15.0m	12	14	18	22	28	NL	NP	2.07	3.0000	1.0000	0.7608	0.1650	1.00	0.89	0.76	3.81	1.88	25.00	29.90	0.46	0.83	4.25
[illegible]	18.0m	18	33	40	63	28	NL	NP	2.07	3.6750	1.0750	0.6671	0.1443	1.00	0.73	0.69	3.81	1.88	43.80	50.74	1.00	0.76	5.00
[illegible]	21.0m	30	36	42	70	19	NL	NP	2.07	4.3000	2.2000	0.5960	0.1291	1.00	0.67	0.64	3.42	1.87	49.60	57.02	1.00	0.72	5.00
[illegible]	24.5m	31	54		100	19	NL	NP	2.07	5.2250	2.5750	0.5469	0.1179	1.00	0.62	0.59	3.42	1.87	59.30	66.95	1.00	0.67	5.00

همان‌گونه که در این جداول مشاهده می‌شود پارامترهای مستقل مساله در ستون‌های اول تا دهم قرار گرفته‌اند به طوری که ستون اول توصیف نوع خاک بر اساس سیستم طبقه‌بندی متحد، ستون دوم عمق انجام آزمون نفوذ استاندارد که به عنوان نقاط دریافت داده‌های ورودی و تولید نتایج خروجی مساله در نظر گرفته می‌شود- به عبارت دیگر در صورت عدم ثبت پارامترهای ورودی برای این نقاط از درونیابی مشخصات خاک اطراف استفاده می‌شود- ستون‌های سوم تا ششم مقادیر اندازه‌گیری شده‌ی عدد نفوذ استاندارد در هر مرحله به همراه مقدار نهایی آن، ستون هفتم درصد ریزدانه، ستون‌های هشتم و نهم حد روانی و شاخص خمیری که در تعیین استعداد خاک‌های ریزدانه مورد استفاده قرار گرفتند و در نهایت ستون دهم مقدار وزن مخصوص مرطوب خاک را نشان می‌دهد. از ستون یازدهم تا ستون آخر مقادیر پارامترهای وابسته بر اساس پارامترهای اولیه به دست آمده است که در ادامه توضیحات بیش‌تری در خصوص هر کدام ارایه می‌شود.

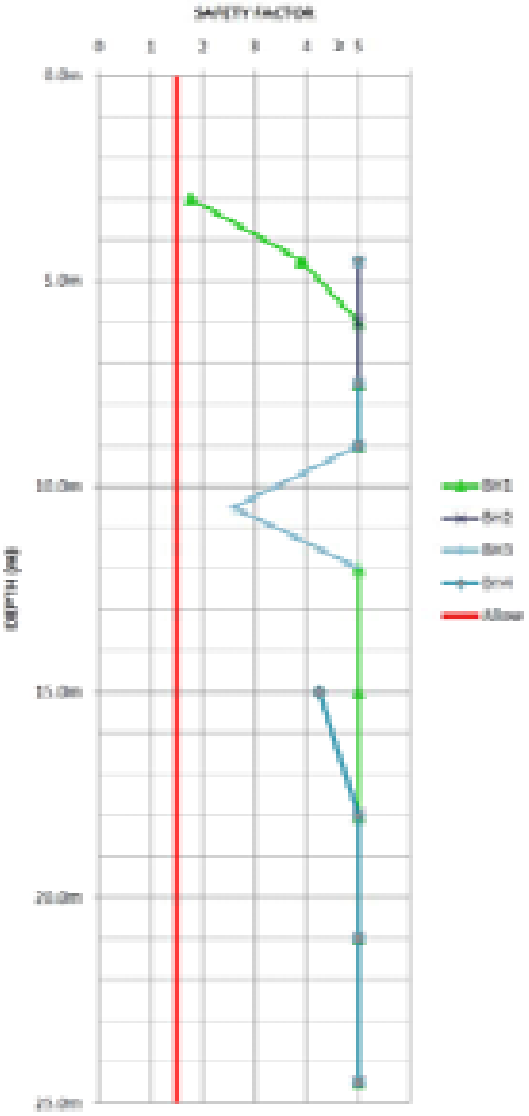
در ستون‌های یازدهم و دوازدهم مقادیر تنش قائم کل و موثر اولیه بر اساس عمق و وزن مخصوص خاک تعیین می‌شود. همچنین با استفاده از معادله‌ی (۵-۷) ضریب کاهش تنش برشی در عمق محاسبه شده و در ستون سیزدهم ثبت می‌شود. حال با در اختیار داشتن سه پارامتر قبلی و استفاده از معادله‌ی (۵-۵)، مقدار نسبت تنش تناوبی یکنواخت (CSR_{eq}) به دست می‌آید که در ستون چهاردهم نشان داده شده است. لازم به ذکر است که برای سطرهای متناظر با لایه‌های ریزدانه‌ی رسی که در قسمت قبل استعداد آن‌ها بر اساس معیار انتخابی تعیین شد، به جز ستون‌های یازدهم و دوازدهم که برای محاسبه‌ی تنش در لایه‌های بعدی مورد نیاز هستند، سایر ستون‌ها غیرفعال بوده و فقط میزان استعداد آن لایه ذکر شده است.

اما پس از تعیین نسبت تنش تناوبی یکنواخت نوبت به تعیین نسبت مقاومت تناوبی می‌رسد. بدین منظور بر اساس گام‌های ارایه-شده در روش NCEER ابتدا مقدار اندازه‌گیری شده‌ی مقاومت نفوذ استاندارد که در ستون ششم نشان داده شده است، با استفاده از رابطه‌ی (۵-۱۴) برای اثرات تنش سربار و شرایط انجام آزمایش اصلاح می‌شود؛ به طوری که ضرایب اصلاحی مربوط به شرایط آزمایش از جدول (۵-۳) و ضریب اثر سربار از رابطه‌ی (۵-۱۵) تعیین می‌شود. مطابق اطلاعات ارایه شده در گزارش مکانیک خاک، آزمایش نفوذ استاندارد با چکش ایمنی و نمونه‌گیر استاندارد انجام شده است؛ بنابراین همان‌گونه که مشاهده می‌شود نسبت انرژی چکش به صورت حد میانی محدوده‌ی پیشنهادی و ضریب روش نمونه‌گیری برابر ۱ انتخاب شده است. در جدول اطلاعات گمانه‌ها قطر گمانه برابر 115mm ثبت شده است؛ در نتیجه ضریب قطر گمانه برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود. این ۳ ضریب، ضرایب ثابت شرایط آزمایش هستند که در بالای جدول به صورت یکسان برای تمام عمق‌ها ارایه شده‌اند. اما ستون‌های پانزدهم و شانزدهم جدول ضرایب اصلاحی تابع عمق را نشان می‌دهند. همان‌طور که مشاهده می‌شود با افزایش عمق نمونه، ضریب طول میله به سمت ۱ میل کرده و ضریب اثر تنش سربار از مقدار حدی خود یعنی ۱/۷ به سمت مقادیر کم‌تر حرکت می‌کند. حاصل‌ضرب ۵ ضریب اصلاحی نشان داده شده در معادله‌ی (۵-۱۴) که بر روی مقدار اندازه‌گیری شده‌ی عدد نفوذ استاندارد اعمال می‌شوند، با عنوان C_{tot} در ستون هفدهم نشان داده شده است. در نهایت مقدار اصلاح شده‌ی عدد نفوذ استاندارد نسبت به شرایط آزمایش و اثر سربار ($N_{1,60}$) در ستون بیستم ثبت شده است. یکی دیگر از عوامل موثر بر نسبت مقاومت تناوبی مقدار ریزدانه است که برای در نظر گرفتن این اثر مقاومت نفوذ به دست آمده در قسمت قبل با استفاده از معادله‌ی (۵-۱۳) مورد اصلاح بیش‌تر قرار می‌گیرد. ضرایب اصلاحی ارایه شده در این رابطه (α و β) در ستون‌های هجدهم و نوزدهم و مقدار نهایی عدد نفوذ استاندارد ($N_{1,60,cs}$) در ستون بیست و یکم نشان داده شده است.

حال می‌توان با در اختیار داشتن عدد نفوذ اصلاح شده برای تمام ضرایب موثر بر آن، مقدار نسبت مقاومت تناوبی متناسب با بزرگای ۷/۵ ($CRR_{7.5}$) را با استفاده از معادله‌ی (۵-۱۲) به دست آورد (ستون بیست و دوم). نکته‌ی قابل توجه در ارتباط با مقادیر $CRR_{7.5}$ آن است که با توجه به نمودار شکل (۵-۱۱) مقدار بیشینه‌ی این پارامتر به ۱ محدود شده است.

در گام بعد با معلوم بودن بزرگای زلزله، ضریب مقیاس بزرگا (MSF) به صورت میانگین مقادیر به‌دست آمده از معادلات (۵-۳۵) و (۵-۳۶) تعیین می‌شود که در بالای جدول نشان داده شده است. همچنین ضریب اصلاح K_σ با استفاده از رابطه‌ی (۵-۳۷) به دست می‌آید که در این رابطه توان f بر اساس مقدار تراکم نسبی متناظر با عدد نفوذ استاندارد تعیین می‌شود.

در نهایت با در اختیار داشتن مقادیر CSR_{eq}، $CRR_{7.5}$، MSF، و K_σ ضریب اطمینان در مقابل وقوع روانگرایی با استفاده از معادله‌ی (۵-۳۴) به دست می‌آید که مقادیر آن در ستون آخر جدول نشان داده شده است. به منظور ارایه‌ی تصویری مناسب‌تر از تغییرات ضریب اطمینان در اطراف مقدار مجاز- که مطابق بند ۵-۴-۲-۲ برابر ۱/۵ انتخاب شده است- مقدار بیشینه‌ی این ضریب به ۵ محدود شده است. تغییرات ضریب اطمینان نسبت به عمق برای هر ۴ گمانه در شکل (۹-۱۵) نشان داده شده است.



شکل ۹-۱۵- تغییرات ضریب اطمینان روانگرایی نسبت به عمق (بر اساس داده‌های SPT)

۹-۱-۲-۲- پتانسیل روانگرایی بر اساس نتایج CPT

با توجه به توضیحات ارایه شده در بخش ۹-۱-۲-۱ در خصوص مبنای انتخاب روش ارزیابی پتانسیل روانگرایی، از میان دو روش ارایه شده در بخش ۵-۳-۲-۱-۲ روش پیشنهادی NCEER برای تعیین پتانسیل روانگرایی بر اساس داده‌های آزمون CPT مورد استفاده قرار می‌گیرد. همچنین به منظور ارایه‌ی خلاصه‌ی داده‌های ورودی، مراحل محاسبه و نتایج خروجی از جداولی مشابه با بخش قبلی استفاده می‌شود که نمونه‌ی کامل شده‌ی آن برای آزمون CP1 در جدول (۹-۱۱) نشان داده شده است.

همان‌طور که در این جدول مشاهده می‌شود، پارامترهای ورودی مساله در پنج ستون ابتدایی قرار گرفته‌اند که به ترتیب شامل عمق ثبت نتایج، مقادیر مقاومت نفوذ مخروط و اصطکاک جدار، وزن مخصوص مرطوب خاک و ضریب c که نماینده‌ی نوع خاک می‌باشد، هستند. همان‌گونه که قبلا نیز اشاره شد، عمق انجام آزمون به عنوان نقاط دریافت داده‌های ورودی و تولید نتایج خروجی در نظر گرفته می‌شود. از سوی دیگر با توجه به مزیت اصلی آزمون نفوذ مخروط نسبت به آزمون نفوذ استاندارد یعنی ثبت پروفیل نسبتا پیوسته از مقاومت لایه -که در بخش ۵-۳-۲-۱-۲ به آن اشاره شد- تعداد نقاط ثبت مقاومت در آزمون CPT بسیار بیش‌تر از آزمون SPT است. در این مساله از تمام نقاط داده‌ای آزمون CPT موجود در گزارش مکانیک خاک -در فواصل 0.2m- استفاده شده است. چنانچه مهندس طراح از عدم وجود میان‌لایه‌های با خواص متفاوت اطمینان حاصل کند، می‌تواند با افزایش فاصله، نقاط داده-ای کم‌تری را در تحلیل و ارایه‌ی نتایج وارد کند.

ستون‌های چهارم و پنجم در واقع نشان‌دهنده‌ی ضعف اصلی آزمون CPT هستند، چراکه در این روش نمونه‌ای از خاک زیرسطحی گرفته نشده و بنابراین قضاوت در مورد نوع خاک و وزن مخصوص آن بر اساس میزان مقاومت نوک و اصطکاک جدار صورت می‌گیرد. برای تعیین وزن مخصوص خاک در آزمون CPT پیشنهادات مختلفی از سوی محققان ارایه شده است که در این مساله از پیشنهاد ساده و کاربردی Lunne et al. (1997) استفاده می‌شود. به این صورت که با در اختیار داشتن مقاومت نوک و نسبت اصطکاک، ناحیه‌ی توصیفی خاک از جدول (۵-۷) مرجع به دست آمده و سپس وزن مخصوص تقریبی خاک بر اساس جدول (۵-۲) تعیین می‌شود. لازم به ذکر است که در برخی پروژه‌ها هدف از انجام آزمون CPT کنترل صحت نتایج به دست آمده از آزمون SPT بوده و این امکان وجود دارد که در نزدیکی محل حفر گمانه‌ها اجرا شود. در این حالت می‌توان با توجه به نمونه‌های گرفته شده از گمانه‌ی مجاور، نوع خاک و وزن مخصوص آن را به طور دقیق تعیین کرد. با توجه به ارتباط پارامتر c با شاخص نوع رفتار خاک (I_c) این ستون در قسمت بعدی توضیح داده می‌شود.

ستون‌های ششم تا نهم مقادیر تنش قائم کل و موثر، ضریب کاهش تنش برشی و در نهایت نسبت تنش تناوبی هستند که در بخش قبل توضیح داده شدند. ستون‌های دهم تا دوازدهم مربوط به محاسبه‌ی شاخص نوع رفتار خاک می‌باشد. با استفاده از معادله‌ی (۵-۲۳) و توضیحات ارایه شده در بخش الف روش NCEER از یک روند تکراری برای تعیین توان c و در نهایت شاخص نوع رفتار خاک استفاده می‌شود. در این روند، مقدار توان c که در ستون پنجم به عنوان پارامتر ورودی در نظر گرفته شده است، از بین مقادیر ۱، ۰/۵ و ۰/۷ طوری انتخاب می‌شود که شرط تعیین شده برای I_c ارضا شود. برای در نظر گرفتن اثر ریزدانه روی مقاومت نوک مخروط باید پارامتر K_c تعیین شود که با استفاده از فرمول (۵-۲۵) و با معلوم بودن I_c به دست می‌آید. مشابه با عدد نفوذ استاندارد، مقاومت نوک مخروط نیز باید برای اثرات تنش سربار اصلاح شود که این اصلاح با تعریف پارامتر C_q و مطابق با معادله‌ی (۵-۲۲) انجام می‌شود. این پارامتر به تنش قائم موثر و توان c بستگی دارد که هر دو در ستون‌های قبلی به دست آمدند.

جدول ۹-۱۱- ارزیابی پتانسیل روانگرایی برای آزمون CP1

CP1																		
1.5m	3400	2800	1.70	1.04	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.00	[illegible]	[illegible]	1.00	1.04	0.00
1.6m	3400	3200	1.75	1.04	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.00	[illegible]	[illegible]	1.00	1.04	0.00
2.0m	3400	400	1.75	0.94	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.00	[illegible]	[illegible]	1.00	1.04	0.00
2.2m	3400	1200	1.75	1.04	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.00	[illegible]	[illegible]	1.00	1.04	0.00
2.4m	3400	1800	1.75	1.04	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.00	[illegible]	[illegible]	1.00	1.04	0.00
2.6m	3400	2800	1.75	1.00	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.00	[illegible]	[illegible]	1.00	1.04	0.00
2.8m	3400	3800	1.75	1.04	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.00	[illegible]	[illegible]	1.00	1.04	0.00
3.0m	3400	4800	1.75	1.04	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.00	[illegible]	[illegible]	1.00	1.04	0.00
3.2m	3400	4200	1.75	1.00	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.00	[illegible]	[illegible]	1.00	1.04	0.00
3.4m	3200	3800	1.75	1.04	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.00	[illegible]	[illegible]	1.00	1.04	0.00
3.6m	10800	400	1.75	0.94	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.00	[illegible]	[illegible]	1.00	1.04	0.00
3.8m	7400	3800	1.75	1.04	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.00	[illegible]	[illegible]	1.00	1.04	0.00
4.0m	3400	1400	1.75	0.94	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.00	[illegible]	[illegible]	1.00	1.04	0.00
4.2m	3400	1800	1.75	1.04	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.00	[illegible]	[illegible]	1.00	1.04	0.00
4.4m	3400	1800	1.75	1.00	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.00	[illegible]	[illegible]	1.00	1.04	0.00
4.6m	3400	1800	1.75	0.94	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.00	[illegible]	[illegible]	1.00	1.04	0.00
4.8m	3200	1200	1.75	1.04	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.00	[illegible]	[illegible]	1.00	1.04	0.00
5.0m	3400	1200	1.75	1.00	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.00	[illegible]	[illegible]	1.00	1.04	0.00
5.2m	3400	1800	1.75	1.04	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.00	[illegible]	[illegible]	1.00	1.04	0.00
5.4m	3400	400	1.75	0.94	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.00	[illegible]	[illegible]	1.00	1.04	0.00
5.6m	3200	1800	1.75	0.94	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.00	[illegible]	[illegible]	1.00	1.04	0.00
5.8m	3400	1400	1.75	1.04	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.00	[illegible]	[illegible]	1.00	1.04	0.00

جدول ۹-۱۱- ارزیابی پتانسیل روانگرایی برای آزمون CP1 (ادامه)

CP1																			
	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
6.0m	9600	1400	1.75	1.00	1.0500	0.8500	0.9007	0.2469	14.44	295.73	2.62	2.54	1.70	194.42	501.80	1.00	1.00	0.40
6.2m	10200	1600	1.75	1.00	1.0850	0.8400	0.8994	0.2468	15.00	251.04	2.61	2.17	1.70	177.13	648.84	1.00	1.00	0.40
6.4m	10800	1600	1.75	1.00	1.1200	0.8400	0.8942	0.2460	14.57	237.70	2.64	2.09	1.70	181.20	600.53	1.00	1.00	0.40
6.6m	10800	2000	1.75	1.00	1.1550	0.8000	0.8924	0.2458	18.44	234.90	2.76	4.45	1.70	154.48	775.24	1.00	1.00	0.40
6.8m	8400	1800	1.75	1.00	1.1900	0.8700	0.8820	0.2451	21.73	185.82	2.88	3.10	1.70	184.05	532.20	1.00	1.00	0.40
7.0m	7600	1800	1.75	1.00	1.2250	0.8200	0.8460	0.2448	20.87	185.10	2.88	8.32	1.70	136.07	608.85	1.00	1.00	0.40
7.2m	9600	2400	1.75	1.00	1.2600	0.8400	0.8400	0.2448	24.90	182.73	2.88	10.51	1.70	184.42	848.42	1.00	1.00	0.40
7.4m	14000	2000	1.75	1.00	1.2850	0.8500	0.8441	0.2445	14.40	254.00	2.91	5.34	1.70	334.00	598.33	1.00	1.00	0.40
7.6m	16200	6000	1.75	1.00	1.3300	0.8700	0.8421	0.2439	37.91	293.00	2.98	10.86	1.70	286.48	1761.68	1.00	1.00	0.40
7.8m	14200	2000	1.75	1.00	1.2850	0.8400	0.8387	0.2438	19.42	291.68	2.92	3.42	1.70	234.08	898.06	1.00	1.00	0.40
8.0m	12200	2000	1.75	1.00	1.4000	0.8900	0.8352	0.2418	19.86	231.40	2.71	4.02	1.70	231.13	818.87	1.00	1.00	0.40
8.2m	12200	6000	1.75	1.00	1.4850	0.8100	0.8346	0.2418	55.59	184.43	3.10	10.35	1.68	184.98	1799.98	1.00	1.00	0.40
8.4m	4800	200	1.75	0.80	1.4700	0.8300	0.8049	0.2402	4.48	50.32	2.54	2.08	1.28	58.14	675.70	0.87	1.00	4.31
8.6m	2400	400	1.75	1.00	1.0550	0.8400	0.8391	0.2399	17.78	32.61	2.10	8.27	1.62	27.84	318.79	1.00	1.00	0.40
8.8m	1800	1000	1.75	1.00	1.0900	0.8400	0.8361	0.2398	60.84	25.49	2.68	16.97	1.57	27.81	468.34	1.00	1.00	0.40
9.0m	1400	840	1.75	1.00	1.0750	0.8700	0.8329	0.2395	64.23	19.62	2.74	18.51	1.52	21.15	398.85	1.00	1.00	0.40
9.2m	2400	840	1.75	1.00	1.0500	0.8400	0.8296	0.2371	35.46	24.15	2.38	12.18	1.52	16.47	430.83	1.00	1.00	0.40
9.4m	3400	1000	1.75	1.00	1.0450	0.7900	0.8192	0.2362	44.67	22.33	2.48	13.48	1.47	24.71	475.44	1.00	1.00	0.40
9.6m	2800	1400	1.75	1.00	1.0800	0.7200	0.8126	0.2342	33.13	27.22	2.62	14.18	1.44	29.60	541.49	1.00	1.00	0.40
9.8m	3400	1000	1.75	1.00	1.2750	0.7200	0.8089	0.2343	33.13	44.84	2.33	11.18	1.41	41.12	827.30	1.00	1.00	0.40
10.0m	1400	2400	1.75	1.00	1.7500	0.7500	0.8049	0.2318	45.80	40.73	4.11	25.52	1.38	19.02	541.89	1.00	1.00	0.40
10.2m	3800	840	1.75	1.00	1.2850	0.7600	0.8030	0.2318	16.55	49.32	3.05	7.26	1.36	50.87	254.84	1.00	1.00	0.40

پس از تعیین مقاومت نفوذ همپایه شده (q_{c1N})، این مقدار با استفاده از رابطه‌ی (۵-۲۵) برای در نظر گرفتن مقدار ریزدانه اصلاح می‌شود که مقدار نهایی آن در ستون شانزدهم نشان داده شده است. در ادامه نسبت مقاومت تناوبی یکنواخت برای بزرگای ۷/۵ ($CRR_{7.5}$) با استفاده از رابطه‌ی (۵-۲۱) به دست می‌آید.

مشابه با قسمت قبل، برای تعریف ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی از معادله‌ی (۵-۳۴) استفاده می‌شود. بدین منظور ابتدا ضرایب اصلاحی مربوط به بزرگا و تنش همه‌جانبه به کمک معادلات (۵-۳۵)، (۵-۳۶) و (۵-۳۷) تعیین شده و سپس با در اختیار داشتن تمام اجزای معادله، ضریب اطمینان به دست می‌آید که در ستون آخر جدول نشان داده شده است. نتایج به دست آمده از ارزیابی پتانسیل روانگرایی برای سایر آزمون‌های CPT نشان می‌دهد که به جز برخی نقاط پراکنده ضریب اطمینان در سایر نقاط بزرگ‌تر از ۵ است.

همان‌طور که مشاهده می‌شود، ضرایب اطمینان به دست آمده از داده‌های CPT مشابه با نتایج SPT بسیار بالا است که دلیل اصلی آن را می‌توان در درصد بالای ریزدانه‌ی خاک جستجو کرد. نکته‌ی قابل توجه دیگر قضاوت صحیح در خصوص نتایج CPT است. توان c نشان داده شده در ستون پنجم جدول پس از حل تکراری در بیش‌تر عمق‌ها برابر ۱ به دست آمده است که معادل خاک رسی است؛ حال آن‌که نمونه‌های گرفته شده از آزمون SPT نشان می‌دهد که در بیش‌تر اعماق خاک سیلتی وجود دارد. علت این اختلاف می‌تواند ثبت نادرست اصطکاک جدار باشد که باید توسط طراح ژئوتکنیک مورد توجه قرار گیرد و در صورت مشاهده‌ی اختلاف تعیین کننده با نتایج SPT پیشنهاد تکرار آزمایش CPT ارایه شود.

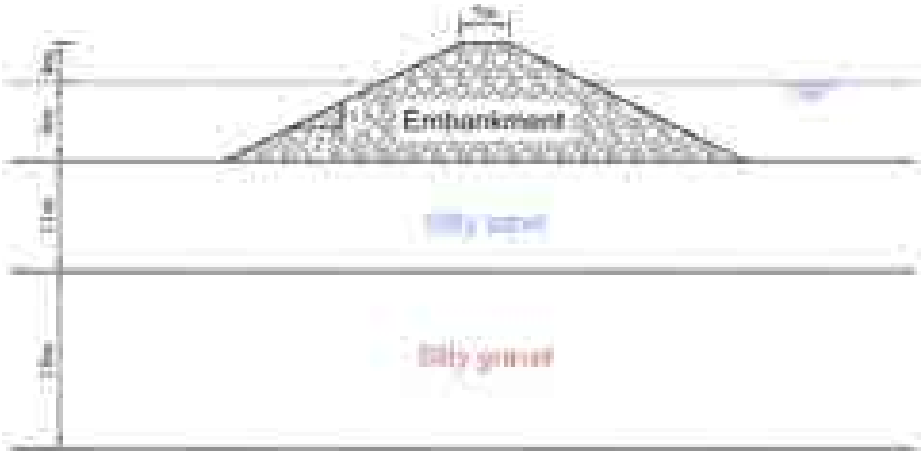
۹-۱-۳- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

به منظور بررسی امکان وقوع روانگرایی در ساختگاه مساله‌ی حاضر، ابتدا استعداد روانگرایی خاک محل که مطابق با گزارش مکانیک خاک شامل ۴ لایه است، مورد ارزیابی قرار گرفت و مشخص شد که لایه‌های اول و سوم که متشکل از خاک‌های چسبنده هستند، مستعد وقوع روانگرایی لرزه‌ای نیستند؛ اما نهشته‌های سیلتی موجود در لایه‌های دوم و چهارم در کنار خاک‌های ماسه‌ای مستعد وقوع روانگرایی هستند. ارزیابی پتانسیل روانگرایی این خاک‌ها و ضرایب اطمینان بالای به دست آمده نشان می‌دهد که لایه-های دوم و چهارم ساختگاه پتانسیل وقوع روانگرایی ندارند. با توجه به این نکته که ضریب اطمینان روانگرایی در محل کلیه‌ی آزمون‌های SPT و CPT بالا بوده و لایه‌بندی ژئوتکنیکی ارایه شده در گزارش مکانیک خاک وجود لایه‌های نسبتا همگن را نشان می‌دهد، می‌توان نتیجه گرفت که به طور کلی در این ساختگاه پتانسیل وقوع روانگرایی وجود ندارد.

۹-۲- بررسی پایداری کلی پس از زلزله

مطالعات ژئوتکنیک انجام شده در محل احداث یک پروژه‌ی دریایی شامل موج شکن نشان می‌دهد که خاک زیرسطحی دارای دو لایه است. این لایه‌ها از تراز زمین به ترتیب ماسه‌ی لای‌دار به ضخامت ۱۱ متر و شن لای‌دار به ضخامت ۱۸ متر می‌باشند. تراز آب دریا در ارتفاع ۸ متری بالای سطح زمین قرار دارد. به منظور احداث موج شکن توده سنگی[1] از یک خاکریز با مشخصات هندسی نشان داده شده در شکل (۹-۱۶) استفاده می‌شود. همچنین مشخصات ژئوتکنیکی خاکریز و لایه‌های زیرسطحی که برای تحلیل پایداری مورد نیاز است، در جدول (۹-۱۲) ارایه شده است. بر اساس مطالعات لرزه‌خیزی احتمالاتی انجام شده برای دوره‌ی بازگشت ۷۵ ساله‌ی زلزله‌ای به بزرگای گشتاوری ۶٫۳، شتاب مبنای طرح برابر ۰٫۲۷ شتاب ثقل به دست آمده است. چنانچه ضریب افقی زلزله در تحلیل پایداری شبه استاتیکی برابر ۵۰ درصد شتاب مبنای طرح در نظر گرفته شود، هدف بررسی پایداری موج شکن برای سه حالت مختلف شرایط خاک زیرسطحی است. با توجه به اینکه زلزله‌ی مذکور میدان دور است، از شتاب قائم زلزله صرف‌نظر می‌شود. در این تحلیل‌ها از سه نوع پروفیل ژئوتکنیکی متفاوت از نظر عدد نفوذ استاندارد استفاده شده است درحالی‌که بقیه‌ی مشخصات کاملا یکسان هستند. هر چند که تغییر در عدد نفوذ استاندارد در واقع به معنای تغییر در مشخصات ژئوتکنیکی لایه‌ها (زاویه‌ی اصطکاک داخلی) است اما در این مثال فرض می‌شود که زاویه‌ی اصطکاک لایه‌های زمین در هر سه حالت یکسان است.

همچنین طبق مشخصات ارایه شده در اسناد مناقصه، ضرایب اطمینان مجاز پایداری شیب برای حالت‌های استاتیکی و شبه-استاتیکی (لرزه‌ای) برابر ۱٫۳ و ۱ در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۹-۱۶- مشخصات هندسی موج شکن و لایه‌های زیرین خاک

جدول ۹-۱۲- مشخصات ژئوتکنیکی موج شکن و لایه‌های زیرین خاک

Layer	φ(degree)	Cohesion (kPa)	γ_{sat} (gr/cm^3)	γ_{dry} (gr/cm^3)
Embankment	44	7	1.9	1.6
Silty sand	28	0	1.76	1.6
Silty gravel	43	0	2.1	1.8

1- Rubble Mound Breakwater

۹-۲-۱- حالت اول

در این حالت تغییرات عدد نفوذ استاندارد، درصد ریزدانه، حدود اتربرگ و وزن مخصوص مرطوب خاک با عمق مطابق جدول (۹-۱۳) ارایه شده است.

جدول ۹-۱۳- تغییرات مشخصات ژئوتکنیکی ساختگاه با عمق – حالت اول

Soil Type	Depth	N_1	N_2	N_3	N	FC (%)	LL (%)	PI (%)	γ (gr/cm^3)
S	1.0m	2	6	6	12	66	NL	NP	1.68
S	2.5m	4	5	8	13	75	NL	NP	1.69
S	4.0m	5	5	7	12	85	NL	NP	1.80
S	5.5m	9	7	8	15	88	27	NP	1.78
S	7.5m	12	6	10	16	90	27	NP	1.81
S	9.5m	11	10	8	18	91	27	6	1.78
S	11.0m	13	9	11	20	98	26	4	1.81
G	14.5m	2	50		100	59	27	6	2.15
G	16.0m	50			100	58	24	5	2.15
G	17.5m	50			100	58	24	5	2.15
G	19.0m	50			100	40	NL	NP	2.26
G	21.0m	50			100	23	NL	NP	2.10
G	22.5m	50			100	23	NL	NP	2.10
G	24.0m	50			100	23	NL	NP	2.03
G	26.0m	50			100	23	NL	NP	2.03
G	27.5m	50			100	23	NL	NP	2.03
G	29.0m	50			100	25	NL	NP	2.03

۹-۲-۱-۱- فرضیات مساله

همان‌گونه که در جدول (۹-۱۳) مشاهده می‌شود مقاومت نفوذ استاندارد برای لایه‌ی شنی، به علت عدم سازگاری این آزمایش در خاک‌های شنی و یا مقاومت بیش از حد لایه، مقادیر بیش از ۵۰ ضربه در مرحله‌ی اول را نشان می‌دهد که بنابر توصیه‌های موجود انجام آزمایش متوقف می‌شود. ارزیابی پتانسیل روانگرایی برای خاک‌های ماسه‌ای و شنی با استفاده از روش‌های ارایه شده در بخش ۵-۳-۲-۲-۱ انجام می‌شود. لازم به ذکر است که لایه‌ی شنی مد نظر این مثال نبوده و فرض می‌شود که ضریب اطمینان بالایی در برابر روانگرایی دارد.

به صورت محافظه‌کارانه از اثر خاکریز در افزایش مقاومت نفوذ استاندارد خاک زیرسطحی صرف‌نظر می‌شود. اثر دیگر خاکریز بر روی مقاومت روانگرایی است که از طریق ضریب اصلاح سربار وارد می‌شود. همان‌طور که پیش از این در فصل ۵ اشاره شد، افزایش سربار منجر به کاهش نسبت مقاومت تناوبی می‌شود. با توجه به این‌که ارتفاع موج‌شکن در شیب‌های دو طرف کاهش یافته و به صفر می‌رسد، مقدار ضریب اصلاح سربار (K_σ) متغیر بوده و حالت بحرانی در نقاطی به وجود می‌آید که تحت اثر سربار بیشینه هستند. در این مثال، درجهت اطمینان، ارتفاع بیشینه‌ی خاکریز به عنوان مبنای محاسبه‌ی سربار در نظر گرفته می‌شود. لازم به ذکر است که احداث خاکریز بر روی یک لایه‌ی خاک روانگرا در نهایت منجر به کاهش پتانسیل روانگرایی یا افزایش مقاومت روانگرایی می‌شود.

به عبارت دیگر اثر افزایش تراکم خاک به مراتب بیش‌تر از اثر کاهش نسبت مقاومت تناوبی است. با توجه به این که روابط دقیقی برای در نظر گرفتن اثر سربار بر افزایش مقاومت نفوذ استاندارد (تراکم خاک) وجود ندارد، در مثال حاضر از این اثر صرف نظر شده است. اما در مسایل عملی می‌توان با در نظر گرفتن ملاحظات لازم (نظیر پایداری پنجه‌ی شیب‌های دو طرف) و استفاده از روابط مناسب از این ضریب افزایشی استفاده کرد.

۹-۲-۱-۲- ارزیابی پتانسیل روانگرایی

روند ارزیابی پتانسیل روانگرایی لایه‌ی ماسه‌ای بر اساس مقاومت نفوذ استاندارد به صورت گام به گام در جدول (۹-۱۴) نشان داده شده است. تنها مورد ذکر نشده در این جدول ضریب مقیاس بزرگای زلزله است که برای بزرگای ۶/۳ برابر ۱/۵۶۲ به‌دست می‌آید. مشابه با جداول ارزیابی پتانسیل روانگرایی در مثال اول، پارامترهای مستقل مساله در ستون‌های ابتدایی قرار گرفته است به طوری که ستون اول عمق انجام آزمون نفوذ استاندارد، ستون دوم عدد نفوذ استاندارد خام و ستون‌های سوم و چهارم به ترتیب درصد ریزدانه و وزن مخصوص مرطوب خاک را نشان می‌دهند. ستون‌های پنجم تا آخر مقادیر پارامترهای وابسته‌ی به دست آمده بر اساس پارامترهای اولیه را نشان می‌دهد. مقادیر تنش قائم کل و موثر اولیه و نهایی (پس از اضافه شدن سربار) در ستون‌های پنجم تا هفتم قرار گرفته است. ضریب کاهش تنش برشی در عمق، نسبت تنش تناوبی یکنواخت، ضرایب اصلاح طول میله، سربار و ریزدانه برای عدد نفوذ استاندارد و مقدار نهایی عدد نفوذ استاندارد ($N_{1,60,cs}$) در ستون‌های نهم تا شانزدهم نشان داده شده است. در نهایت سه ستون آخر معرف نسبت مقاومت تناوبی متناسب با بزرگای ۷/۵ ($CRR_{7.5}$) ، ضریب اصلاح K_σ و ضریب اطمینان در مقابل وقوع روانگرایی هستند.

همان‌طور که در جدول (۹-۱۴) مشاهده می‌شود، بر اساس روش تحلیل ارایه شده لایه‌ی ماسه‌ای در هیچ یک از اعماق روانگرا نمی‌شود. همچنین با توجه به این نکته که مقادیر ضریب اطمینان در برابر روانگرایی بیش‌تر از ۱/۵ می‌باشند، مطابق بخش ۶-۲ لایه‌ی ماسه‌ای تحت اثر زلزله‌ی طرح پتانسیل کمی برای تولید فشار آب منفذی دارد. بنابراین در تحلیل پایداری خاکریز نیازی به کاهش مقاومت برشی این لایه نیست.

جدول ۹-۱۴- ارزیابی پتانسیل روانگرایی لایه‌ی ماسه‌ای – حالت اول

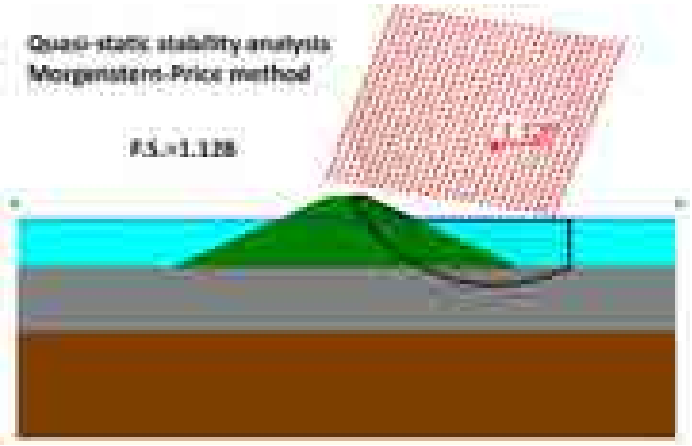
1.5m	12	98	1.68	0.11	2.52	0.07	1.41	0.94	0.38	1.00	1.73	5.00	1.20	18.20	20.26	0.36	0.90	4.87
2.5m	11	15	1.66	2.42	4.55	0.17	1.51	0.94	0.38	1.00	1.73	5.00	1.20	21.00	60.19	1.00	0.89	0.71
4.5m	12	93	1.80	0.80	2.02	0.28	1.89	0.91	0.39	1.00	1.73	5.00	1.22	19.30	22.25	0.38	0.88	1.73
6.5m	11	89	1.19	2.96	5.12	0.41	1.77	0.89	0.40	1.00	1.58	5.00	1.00	22.30	51.71	1.00	0.85	4.19
7.5m	10	90	2.81	1.52	4.68	0.47	1.80	0.84	0.40	1.00	1.12	5.00	1.20	20.12	23.18	0.42	0.80	1.79
8.5m	10	91	1.79	1.68	5.44	0.73	2.06	0.81	0.40	1.00	1.17	5.50	1.20	20.00	25.07	0.41	0.77	1.69
11.5m	20	94	1.81	1.86	4.17	0.48	2.23	0.68	0.40	1.00	1.00	5.00	1.20	20.60	29.78	0.43	0.75	1.80

۹-۲-۱-۳- تحلیل پایداری شیب

در این مساله تحلیل پایداری شیب موج شکن با استفاده از روش تعادل حدی انجام می‌شود. از میان روش‌های تعادل حدی، روش Morgenstern-Price که بر اساس بررسی توام تعادل لنگر دورانی و تعادل لغزش است، مورد استفاده قرار می‌گیرد. بدین منظور از نرم افزار SLOPE/W موجود در بسته‌ی نرم افزاری GEO-SLOPE استفاده می‌شود. دو حالت مختلف مورد نظر برای بررسی پایداری شیب شامل پایداری استاتیکی و پایداری شبه استاتیکی با ضریب زلزله‌ی ارایه شده در بخش قبلی (0.135g) است. در تمام تحلیل‌ها از مدل مقاومتی مور-کلمب استفاده می‌شود. برای مصالح واقع در بالای تراز آب دریا از وزن مخصوص خشک و در پایین آن از وزن مخصوص اشباع استفاده می‌شود.

شکل‌های (۹-۱۷) و (۹-۱۸) نتایج تحلیل پایداری را به ترتیب در دو حالت استاتیکی و شبه استاتیکی نشان می‌دهند. همان‌گونه که مشاهده می‌شود ضرایب اطمینان در این حالت‌ها به ترتیب برابر ۱٫۸۸۲ و ۱٫۱۲۸ به دست آمده‌اند که این مقادیر حداقلِ ضرایب اطمینان در حالت‌های تعادل نیرو و تعادل لنگر هستند. نتایج نشان می‌دهند که مقادیر ضریب اطمینان با فاصله‌ی مناسبی بیش‌تر از مقادیر مجاز استاتیکی و شبه استاتیکی هستند. به علاوه مشاهده می‌شود که در هر دو حالت، گوه‌های گسیختگی بحرانی از داخل لایه‌ی ماسه‌ای عبور می‌کنند.

شکل ۹-۱۷- گوه‌ی گسیختگی بحرانی و ضریب اطمینان متناظر با آن در تحلیل پایداری استاتیکی



شکل ۹-۱۸- گوه‌ی گسیختگی بحرانی و ضریب اطمینان متناظر با آن درتحلیل پایداری شبه استاتیکی

۹-۲-۲- حالت دوم

تغییرات عدد نفوذ استاندارد، درصد ریزدانه، حدود اتربرگ و وزن مخصوص مرطوب خاک با عمق برای حالت دوم مساله مطابق جدول (۹-۱۵) ارایه شده است.

جدول ۹-۱۵- تغییرات مشخصات ژئوتکنیکی ساختگاه با عمق – حالت دوم

Soil Type	Depth	N_1	N_2	N_3	N	FC (%)	LL (%)	PI (%)	γ (gr/cm^3)
S	1.0m	2	4	4	8	66	NL	NP	1.68
S	2.5m	4	3	6	9	75	NL	NP	1.69
S	4.0m	5	4	5	9	85	NL	NP	1.80
S	5.5m	6	5	5	10	88	27	NP	1.78
S	7.5m	2	4	7	11	90	27	NP	1.81
S	9.5m	2	6	8	14	91	27	6	1.78
S	11.0m	6	6	8	14	98	26	4	1.81
G	14.5m	2	50		100	59	27	6	2.15
G	16.0m	50			100	58	24	5	2.15
G	17.5m	50			100	58	24	5	2.15
G	19.0m	50			100	40	NL	NP	2.26
G	21.0m	50			100	23	NL	NP	2.10
G	22.5m	50			100	23	NL	NP	2.10
G	24.0m	50			100	23	NL	NP	2.03
G	26.0m	50			100	23	NL	NP	2.03
G	27.5m	50			100	23	NL	NP	2.03
G	29.0m	50			100	25	NL	NP	2.03

۹-۲-۲-۱- فرضیات مساله

همان‌گونه که در جدول (۹-۱۵) مشاهده می‌شود، در حالت دوم تنها مقاومت نفوذ استاندارد در اعماق مختلف تغییر کرده است در حالی‌که بقیه‌ی اطلاعات مشابه حالت اول است. فرضیات در نظر گرفته شده در این حالت کاملا مشابه حالت اول است.

۹-۲-۲-۲- ارزیابی پتانسیل روانگرایی

مشابه با حالت اول، روند گام به گام ارزیابی پتانسیل روانگرایی برای حالت دوم مشخصات ژئوتکنیکی در جدول (۹-۱۶) ارایه شده است. نتایج محاسبات انجام شده نشان می‌دهد که لایه‌ی ماسه‌ای روانگرا نخواهد شد اما ضرایب اطمینان به ضریب اطمینان بحرانی ۱ نزدیک است. با توجه به محدوده‌ی ضرایب اطمینان به دست آمده ($1<FS<1.5$) می‌توان نتیجه گرفت که تحت اثر حرکات لرزه‌ای اضافه فشار منفذی جزیی در لایه‌ی ماسه‌ای ایجاد می‌شود. این اضافه فشار منفذی مقاومت خاک را کاهش داده و باید در محاسبات پایداری شیب در نظر گرفته شود.

جدول ۹-۱۶- ارزیابی پتانسیل روانگرایی لایه‌ی ماسه‌ای – حالت دوم

[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]

۹-۲-۲-۳- تحلیل پایداری شیب

بر اساس ضرایب اطمینان به‌دست آمده برای لایه‌ی ماسه‌ای و توضیحات ارایه شده در بخش ۶-۲-۱، می‌توان از نمودار (۶-۲) برای تخمین اضافه فشار منفذی پس‌ماند استفاده کرد. در این شکل، محدوده‌ی تغییرات نسبت اضافه فشار منفذی پس‌ماند بر حسب ضریب اطمینان خاک در برابر روانگرایی ارایه شده است. جدول (۹-۱۷) مقادیر به دست آمده از این نمودار را برای اعماق مختلف لایه‌ی ماسه‌ای نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که در این تخمین به صورت محافظه‌کارانه از مرز بالایی محدوده‌ی پیشنهادی خاک‌های ماسه‌ای استفاده شده است.

همان‌گونه که در بخش ۶-۲-۱ ذکر شد، به منظور در نظر گرفتن اثر اضافه فشار منفذی ایجاد شده روی مقاومت برشی خاک می‌توان از زاویه‌ی اصطکاک موثر کاهش یافته‌ی معادل در رابطه‌ی مور-کلمب استفاده کرد. همچنین در برخی نرم افزارها نظیر SLOPE/W این امکان وجود دارد که نسبت فشار منفذی اولیه به صورت مستقیم برای لایه‌ی دلخواه تعریف شود. نکته‌ی قابل توجه در اعمال فشار منفذی، تفاوتی است که میان تعریف نسبت فشار آب منفذی در روش‌ها و برنامه‌های تحلیل حدی با مبحث روانگرایی وجود دارد. به عبارت دیگر منظور از نسبت فشار منفذی در بحث روانگرایی و به طور خاص نمودار (۶-۲)، نسبت اضافه فشار منفذی ناشی از زلزله به تنش موثر اولیه است ($r'_u = \Delta u / \sigma'_{vo}$)؛ در حالی که نسبت فشار آب منفذی در تحلیل‌های حدی پایداری شیب به صورت نسبت فشار منفذی کل یک نقطه به تنش کل همان نقطه است ($r_u = u / \sigma_{vo}$). با فرض لایه‌بندی افقی زمین می‌توان این دو مقدار را با محاسبات ساده‌ی زیر به هم ارتباط داد:

$$r'_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{vo}} \rightarrow \Delta u = r'_u \cdot \sigma'_{vo}$$

$$r_u = \frac{u}{\sigma_{vo}} = \frac{u_o + \Delta u}{\sigma'_{vo} + u_o} = \frac{u_o + r'_u \cdot \sigma'_{vo}}{\sigma'_{vo} + u_o} = \frac{u_o\left(1 + r'_u \cdot \left(\frac{\sigma'_{vo}}{u_o}\right)\right)}{u_o\left(1 + \left(\frac{\sigma'_{vo}}{u_o}\right)\right)} = \frac{1 + r'_u \cdot \left(\frac{\sigma'_{vo}}{u_o}\right)}{1 + \left(\frac{\sigma'_{vo}}{u_o}\right)} \qquad (۹-۱)$$

با فرض آن‌که تراز آب در سطح زمین باشد، برای هر نقطه در عمق دلخواه h می‌توان نوشت:

$$\sigma'_{vo} = \gamma' \cdot h$$

$$u_o = \gamma_w \cdot h$$

$$r_u = \frac{1 + r'_u \cdot \left(\frac{\gamma' \cdot h}{\gamma_w \cdot h}\right)}{1 + \left(\frac{\gamma' \cdot h}{\gamma_w \cdot h}\right)} = \frac{1 + r'_u \cdot \left(\frac{\gamma'}{\gamma_w}\right)}{1 + \left(\frac{\gamma'}{\gamma_w}\right)}$$

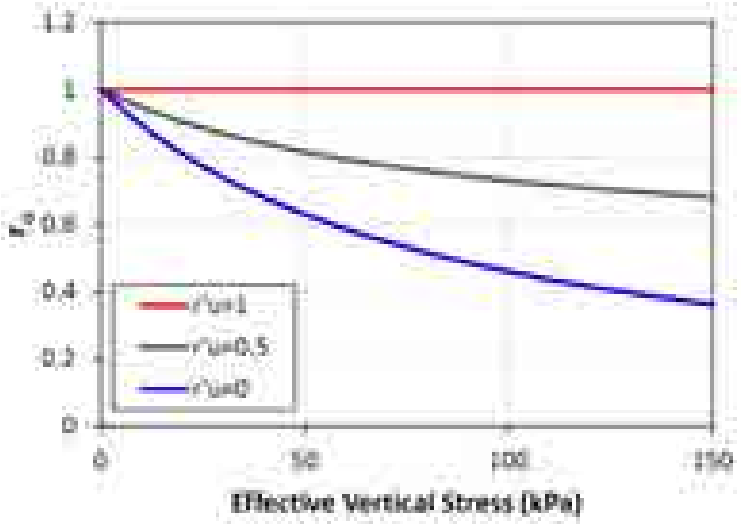
در نهایت با فرض تقریبی $\gamma'/\gamma_w = 1$ می‌توان رابطه‌ی ساده‌تر زیر را بین دو نسبت فشار منفذی به دست آورد:

$$r_u = 0.5(1 + r'_u) \qquad (۹-۲)$$

لازم به ذکر است که در مسایل واقعی، روش بهتر آن است که بدون در نظر گرفتن فرضیات ساده کننده‌ی بالا از رابطه‌ی دقیق میان نسبت‌های فشار منفذی استفاده شود. جدول (۹-۱۷) مقادیر نهایی نسبت فشار منفذی مورد استفاده در نرم افزار SLOPE/W را برای هر دو حالت دقیق و تقریبی نشان می‌دهد. با توجه به این نکته که سربار موثر ناشی از احداث موج شکن متغیر بوده و در پنجه‌ی شیب‌های دو طرف به صفر می‌رسد، لازم است مقدار تنش موثر اولیه در رابطه‌ی (۹-۱) به صورت محافظه‌کارانه در نظر گرفته شود. به عنوان مثال، برای نوار افقی ابتداییِ لایه‌ی ماسه‌ای با ضخامت واحد، تنش موثر سربار اعمالی در امتداد افق از صفر تا حدود 120kPa تغییر می‌کند. شکل (۹-۱۹) تغییرات نسبت فشار منفذی کل (r_u) را نسبت به تنش موثر سربار و برای سه مقدار مختلف نسبت فشار منفذی موثر (r'_u) نشان می‌دهد. این سه مقدار به ترتیب نمایان‌گر حالت قبل از تولید فشار آب منفذی، حالت بینابینی تولید فشار آب منفذی و حالت نهایی وقوع روانگرایی هستند. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، به جز حالت وقوع روانگرایی که منحنی متناظر آن افقی است، در دو حالت دیگر نسبت فشار آب منفذی با افزایش سربار موثر کاهش می‌یابد. بنابراین حالت محافظه-کارانه در این قسمت در نظر نگرفتن سربار موثر ناشی از احداث موج شکن است. دو ستون آخر جدول (۹-۱۷) نیز با همین فرض به دست آمده است.

جدول ۹-۱۷- مقادیر نسبت فشار آب منفذی موثر و کل

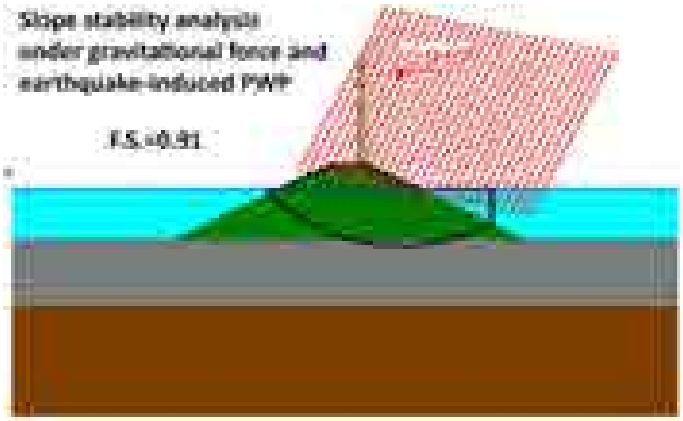
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]



شکل ۹-۱۹- تغییرات r_u نسبت به تنش موثر قائم برای سه مقدار مختلف r'_u در وسط نوار اول لایه‌ی ماسه‌ای

در بررسی پایداری شیب موج شکن در حالت دوم از تحلیل استاتیکی بدون در نظر گرفتن ضریب زلزله استفاده شده و مقاومت برشی لایه‌ی ماسه‌ای با استفاده از نسبت فشار منفذی کل کاسته می‌شود. نکته‌ی قابل توجه آن است که ضرایب اطمینان به دست آمده باید با ضریب اطمینان مجاز حالت لرزه‌ای مقایسه شوند چرا که اثر زلزله روی لایه‌ی روانگرا به صورت غیر مستقیم در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است که در نظر گرفتن توام ضریب زلزله و کاهش مقاومت برشی لایه‌ی روانگرا بسیار محافظه‌کارانه و غیر اقتصادی است چراکه در عمل بیشینه‌ی فشار آب منفذی و بیشینه‌ی شتاب زلزله به‌طور همزمان رخ نمی‌دهند. در واقع، در روش مورد استفاده در این مساله شتاب زلزله و اثر آن روی لایه‌ی روانگرا (یعنی تولید فشار آب منفذی و کاهش مقاومت برشی) به صورت مجزا[2] لحاظ شده‌اند. در هر دو حالت ضریب اطمینان به دست آمده با ضریب اطمینان حالت لرزه‌ای مقایسه شده است. در کنار این تحلیل لازم است تا تحلیل‌های استاتیکی و شبه استاتیکی نیز انجام شده و ضرایب اطمینان به دست آمده با مقادیر مجاز مقایسه شوند. به علت تشابه کامل این دو تحلیل با حالت اول از ارایه‌ی مجدد نتایج آن‌ها صرف‌نظر می‌شود.

به منظور انجام تحلیل پایداری شیب با برنامه‌ی SLOPE/W، لایه‌ی روانگرا به چند زیرلایه تقسیم شده و به هر یک مدل مقاومتی مور–کلمب به همراه نسبت فشار منفذی متناظر اختصاص داده شده است. در این نوع تحلیل، فشار آب ایستابی و اضافه فشار آب منفذی ناشی از زلزله با هم جمع می‌شوند. شکل (۹–۲۰) ضریب اطمینان به دست آمده از این تحلیل را نشان می‌دهد. همان‌گونه که در شکل مشاهده می‌شود، گوه‌ی گسیختگی متناظر با ضریب اطمینان ۰/۹۱ با ابعاد قابل توجه روی اعماق سطحی لایه‌ی ماسه‌ای ضعیف می‌لغزد. در نتیجه موج شکن در این حالت ناپایدار است و باید تمهیدات لازم برای بهسازی خاک زیرسطحی در نظر گرفته شود.



شکل ۹–۲۰– گوه‌ی گسیختگی بحرانی و ضریب اطمینان آن درتحلیل پایداری استاتیکی به همراه مقاومت کاهش یافته در لایه‌ی ماسه‌ای

۹–۲–۳– حالت سوم

جدول (۹–۱۸) تغییرات عدد نفوذ استاندارد، درصد ریزدانه، حدود اتربرگ و وزن مخصوص مرطوب خاک با عمق را برای حالت سوم مشخصات ژئوتکنیکی نشان می‌دهد.

2- Decoupled

جدول ۹-۱۸- تغییرات مشخصات ژئوتکنیکی ساختگاه با عمق – حالت سوم

Soil Type	Depth	N_1	N_2	N_3	N	FC (%)	LL (%)	PI (%)	γ (gr/cm^3)
S	1.0m	2	1	2	3	66	NL	NP	1.68
S	2.5m	1	3	2	5	75	NL	NP	1.69
S	4.0m	3	2	1	3	85	NL	NP	1.80
S	5.5m	2	3	2	5	88	27	NP	1.78
S	7.5m	1	4	4	8	90	27	NP	1.81
S	9.5m	2	2	7	9	91	27	6	1.78
S	11.0m	1	2	1	3	98	26	4	1.81
G	14.5m	2	50		100	59	27	6	2.15
G	16.0m	50			100	58	24	5	2.15
G	17.5m	50			100	58	24	5	2.15
G	19.0m	50			100	40	NL	NP	2.26
G	21.0m	50			100	23	NL	NP	2.10
G	22.5m	50			100	23	NL	NP	2.10
G	24.0m	50			100	23	NL	NP	2.03
G	26.0m	50			100	23	NL	NP	2.03
G	27.5m	50			100	23	NL	NP	2.03
G	29.0m	50			100	25	NL	NP	2.03

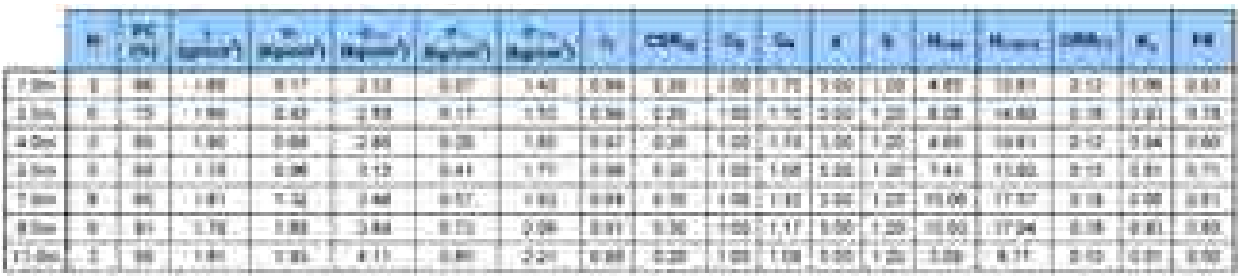
۹-۲-۳-۱- فرضیات مساله

در این حالت نیز تنها مقاومت نفوذ استاندارد در اعماق مختلف لایه‌ی ماسه‌ای تغییر کرده است در حالی که سایر اطلاعات مشابه دو حالت قبلی است. فرضیات در نظر گرفته شده در این حالت نظیر حالت‌های اول و دوم است.

۹-۲-۳-۲- ارزیابی پتانسیل روانگرایی

نتایج ارزیابی پتانسیل روانگرایی برای حالت سوم در جدول (۹-۱۹) ارایه شده است. بر اساس مقادیر به دست آمده می‌توان نتیجه گرفت که تحت اثر زلزله‌ی طرح کل لایه‌ی ماسه‌ای با ضریب اطمینان کم‌تر از ۱ روانگرا خواهد شد.

جدول ۹-۱۹- ارزیابی پتانسیل روانگرایی لایه‌ی ماسه‌ای – حالت سوم



۹-۲-۳-۳- تحلیل پایداری شیب

همان‌گونه که در بخش ۶-۲ اشاره شد، در ضرایب اطمینان کوچک‌تر از یک (وقوع روانگرایی) خاک تولید فشار منفذی کامل را تجربه کرده و روی محدوده‌ی بزرگی از کرنش به مقاومت پس‌ماند خود می‌رسد. برای تعیین مقاومت پس‌ماند بر حسب مقادیر عدد نفوذ استاندارد می‌توان از شکل‌های (۶-۷) و (۶-۸) که به ترتیب مربوط به روش مستقل از تنش برجا (Seed and Harder, 1990) و روش نسبت مقاومت پس‌ماند (Stark and Mesri, 1992) هستند، استفاده کرد. جدول (۹-۲۰) مقادیر عدد نفوذ استاندارد معادل ماسه‌ی تمیز ($N_{1,60,cs}$) و مقاومت پس‌ماند متناظر با آن‌ها را در اعماق مختلف لایه‌ی ماسه‌ای نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که در هر دو نمودار از مقادیر متوسط محدوده‌ی تغییرات مقاومت استفاده شده است.

در این جدول، برای تبدیل نسبت مقاومت پس‌ماند به دست آمده از روش دوم به مقاومت زهکشی نشده نیاز به تعیین تنش موثر قائم در اعماق مختلف لایه‌ی ماسه‌ای است. با توجه به وجود خاکریز و تغییر مقدار تنش سربار از یک مقدار بیشینه در نقطه‌ی میانی تا صفر در محدوده‌ی پنجه، لازم است تا محافظه‌کارانه‌ترین حالت در نظر گرفته شود. واضح است که کاهش تنش موثر قائم مقدار مقاومت زهکشی نشده‌ی به دست آمده از نسبت مقاومت پس‌ماند را کاهش می‌دهد. بنابراین در این قسمت از اثر سربار صرف‌نظر شده و به جای σ'_{vo+q} از σ'_{vo} به عنوان تنش موثر قائم استفاده می‌شود.

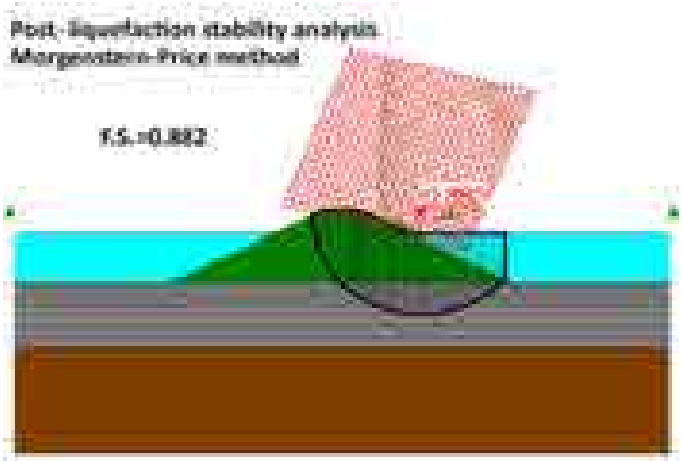
پس از تعیین مقادیر مقاومت زهکشی نشده با هر دو روش، پیشنهاد ارایه شده در بخش ۶-۲-۲-۲ مبنی بر میانگین‌گیری وزنی بر اساس درصد ریزدانه برای محاسبه‌ی مقاومت پس‌ماند متوسط به کار می‌رود. همچنین با توجه به این نکته که مقاومت زهکشی نشده‌ی پس‌ماند نباید بیش‌تر از مقاومت زهکشی شده در نظر گرفته شود، مقادیر این حد بالایی با در اختیار داشتن زاویه‌ی اصطکاک داخلی لایه‌ی ماسه‌ای ($\varphi = 28^\circ$) و تنش موثر قائم محاسبه می‌شود. در نهایت کمینه‌ی دو مقدار مقاومت زهکشی نشده‌ی پس‌ماند و مقاومت زهکشی شده به عنوان مقاومت لایه‌ی ماسه‌ای در تحلیل پایداری مورد استفاده قرار می‌گیرد. همان‌گونه که در جدول (۹-۲۰) مشاهده می‌شود، به جز اعماق ۴ و ۱۱ متر در سایر موارد مقاومت برشی زهکشی شده کنترل کننده‌ی مقاومت نهایی پس‌ماند است. دلیل این امر مقادیر بالای ($N_{1,60,cs}$) است که خود ناشی از درصد بالای ریزدانه در لایه‌ی ماسه‌ای می‌باشد.

جدول ۹-۲۰- تعیین مقاومت زهکشی نشده‌ی پس‌ماند

[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]

مشابه با حالت دوم، برای انجام تحلیل پایداری در برنامه‌ی SLOPE/W، لایه‌ی روانگرا به چند زیرلایه تقسیم شده و به هر یک از آن‌ها مقدار نهایی مقاومت پس‌ماند به عنوان مقاومت زهکشی نشده اختصاص داده می‌شود. شکل (۹-۲۱) نتیجه‌ی تحلیل پایداری موج شکن در حالت سوم را نشان می‌دهد. ضریب اطمینان به دست آمده برای گوه‌ی گسیختگی عمیق برابر ۰٫۸۸۲ است که در مقایسه با مقدار مجاز ناپایداری پس از روانگرایی خاکریز را نشان می‌دهد. مشابه توضیحات ارایه شده در حالت دوم، ضریب اطمینان

به دست آمده در این قسمت نیز با ضریب اطمینان مجاز لرزه‌ای مقایسه می‌شود. در حالت سوم فرض می‌شود که وقوع روانگراییِ کامل و بیشینه‌ی شتاب زلزله به طور همزمان رخ نمی‌دهند. همچنین لازم است تحلیل‌های استاتیکی و شبه استاتیکی نیز انجام شده و ضرایب اطمینان به دست آمده با مقادیر مجاز مقایسه شوند (مشابه حالت اول).



شکل ۹-۲۱- گوه‌ی گسیختگی بحرانی و ضریب اطمینان متناظر با آن درتحلیل پایداری استاتیکی با مقاومت زهکشی نشده‌ی پس‌ماند

۹-۲-۴- جمع بندی و نتیجه‌گیری

تحلیل‌های انجام شده برای سه حالت مختلف شرایط ژئوتکنیکی خاک زیرسطحی نشان می‌دهد که موج شکن در حالت‌های دوم و سوم، به علت کاهش مقاومت لایه‌ی ماسه‌ای در اثر اضافه فشار آب منفذی ناشی از زلزله، دچار ناپایداری خواهد شد. بنابراین پیش از اجرای موج شکن لازم است با به‌کارگیری روش‌های بهسازی اشاره شده در فصل هشتم، تراکم لایه‌ی ماسه‌ای افزایش یافته و از عدم کاهش مقاومت آن در طی زلزله اطمینان حاصل شود. همان‌گونه که پیش از این ذکر شد، در این مساله به صورت محافظه-کارانه از افزایش تراکم لایه‌ی ماسه‌ای تحت اثر سربار ناشی از احداث موج شکن صرف‌نظر شده است. با توجه به نزدیکی ضرایب اطمینان به دست آمده در حالت‌های دوم و سوم به ضریب اطمینان مجاز لرزه‌ای، ممکن است با لحاظ کردن اثر مذکور پایداری شیب تامین شود. اما توجه به این نکته ضروری است که محدوده‌ی پنجه‌ی شیب‌های دو طرف، که دارای سربار کمی هستند، کم‌تر متراکم شده و در صورت عدم محافظت ممکن است دچار ناپایداری موضعی شوند. این ناپایداری موضعی می‌تواند زمینه‌ساز یک ناپایداری کلی به صورت گسیختگی پیش رونده[3] شود. بنابراین در چنین مسایلی در نظر گرفتن اثر افزایش تراکم ناشی از سربار نیازمند ملاحظات خاص است. از سوی دیگر، با توجه به انحراف معیار بالای نمودارهای پیشنهادی برای تخمین مقاومت زهکشی نشده‌ی پس‌ماند، در نظر گرفتن فرض‌های محافظه‌کارانه در تحلیل پایداری شیب منطقی به نظر می‌رسد.

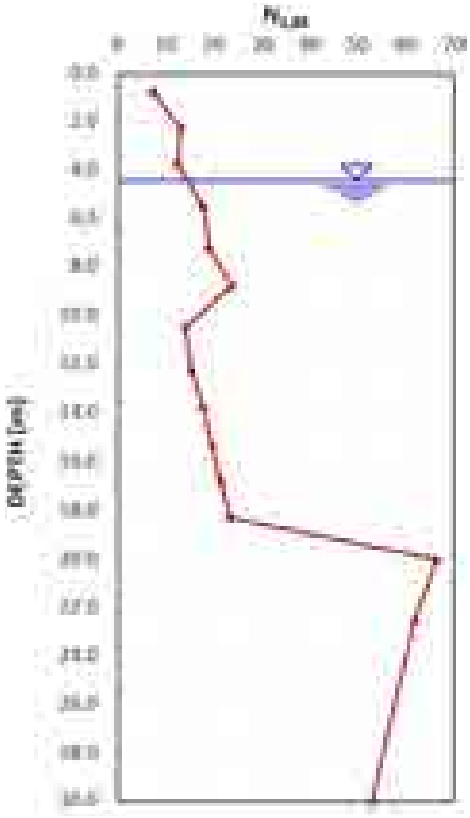
3- Progressive Failure

۹-۳- تخمین نشست ناشی از روانگرایی

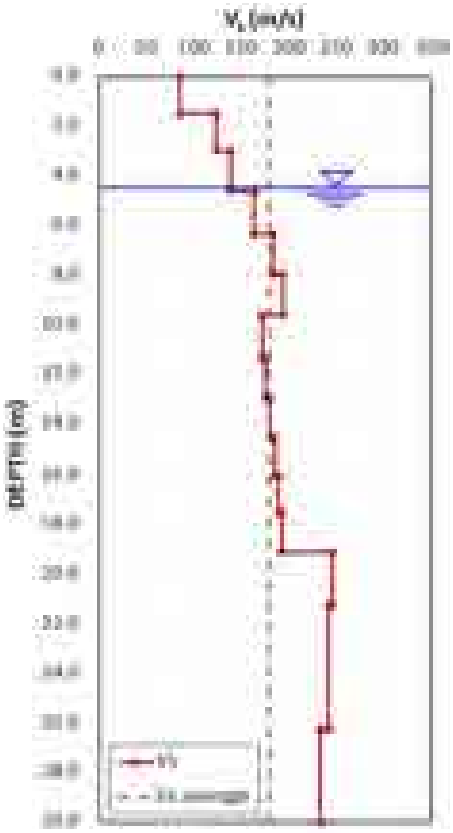
ساختگاهی که مشخصات ژئوتکنیکی ۳۰ متر بالایی آن در جدول (۹-۲۱) نشان داده شده است، تحت اثر زلزله‌ای به بزرگای ۷/۵ قرار گرفته است. این زلزله به موجب گسلشی نامعین در فاصله‌ی ۱۵ کیلومتری (R_{JB}=15 km) شکل گرفته است. پس از انجام مطالعات هیدرولوژی منطقه، حداکثر تراز آب زیرزمینی در ساختگاه مورد نظر برابر ۴/۵- متر به دست آمده است. عملیات شناسایی ژئوتکنیکی ساختگاه در دو بخش مطالعات محلی و آزمون‌های آزمایشگاهی انجام شده است. مطالعات محلی ساختگاه شامل حفر گمانه به منظور شناسایی خاک، اخذ نمونه‌های دست نخورده در بالای تراز آب زیرزمینی، انجام آزمایش نفوذ استاندارد و همچنین آزمایش سرعت موج برشی می‌باشد. تغییرات عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده برای شرایط آزمایش و اثر سربار ($N_{1,60}$) و سرعت موج برشی (V_s) نسبت به عمق به ترتیب در شکل‌های (۹-۲۲) و (۹-۲۳) نشان داده شده است. به عنوان بخشی از مطالعات آزمایشگاهی انجام شده منحنی‌های دانه‌بندی در اعماق مختلف ساختگاه مطابق شکل (۹-۲۴) به دست آمده است. هدف تخمین نشست کل در زیر پی مفروض نشان داده شده در شکل (۹-۲۵) و پیاده‌روی کنار آن است. به علاوه لازم است وضعیت بروز سطحی در هر دو حالت مورد بررسی قرار گیرد. مقدار مجاز ضریب اطمینان در برابر روانگرایی در این ساختگاه برابر ۱/۰ بوده و فرض می‌شود فشاری معادل وزن خاک گود برداری شده در زیر تراز پی اعمال شود.

جدول ۹-۲۱- مشخصات ژئوتکنیکی ساختگاه شامل نوع خاک، عدد نفوذ استاندارد و سرعت موج برشی

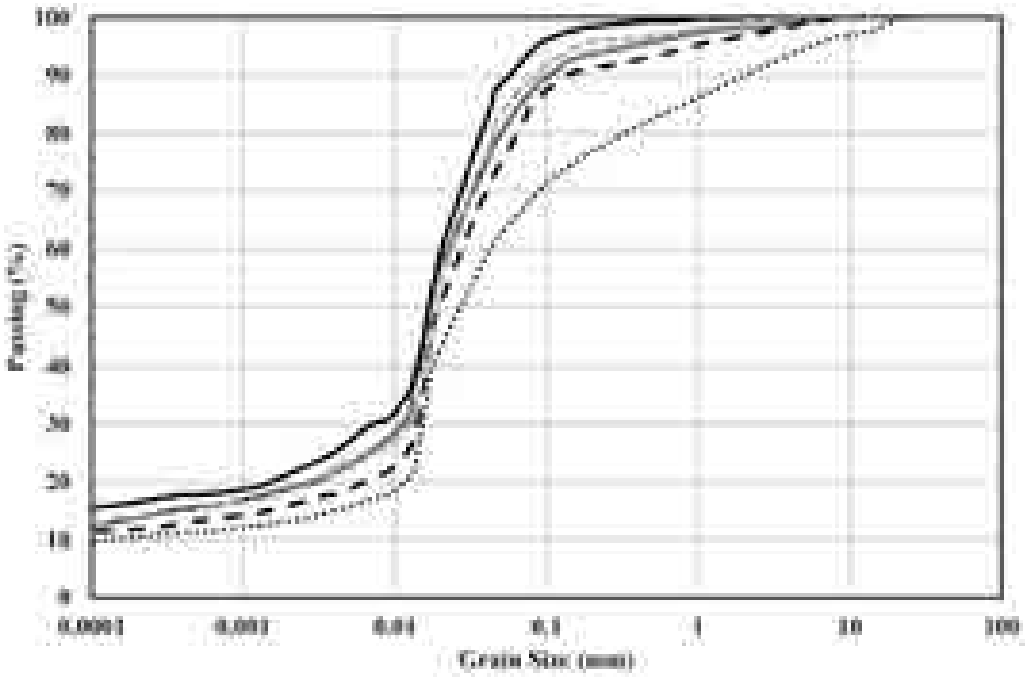
Soil Type	Thickness (m)	Depth (m)	$N_{1,60}$	FC (%)	LL (%)	PI (%)	V_s (m/s)
Clean Sand	1.50	0.75	7.27	0	NL	NP	85.54
Clean Sand	1.50	2.25	12.92	0	NL	NP	123.57
Clean Sand	1.50	3.75	12.35	0	NL	NP	138.97
Clean Sand	2.00	5.50	17.66	0	NL	NP	163.59
Clean Sand	1.50	7.25	18.94	0	NL	NP	183.85
Clean Sand	1.50	8.75	23.82	20	NL	NP	193.86
Silty Sand	2.00	10.50	13.97	20	NL	NP	171.38
Silty Sand	1.50	12.25	15.32	20	NL	NP	175.07
Silty Sand	1.50	13.75	17.59	20	NL	NP	180.74
Silty Sand	1.50	15.25	19.52	21	NL	NP	185.15
Silty Sand	1.50	16.75	21.30	23	15	NP	188.91
Silty Sand	1.50	18.25	23.22	23	18	NP	192.71
Sandy Clay	2.00	18.25	66.45	25	25	10	245.70
Sandy Clay	3.00	22.5	61.85	29	17	4	241.67
Sandy Clay	6.00	30	52.93	31	17	4	233.13



شکل ۹-۲۲- تغییرات عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده با عمق



شکل ۹-۲۳- تغییرات سرعت موج برشی با عمق



شکل ۹-۲۴- محدوده‌ی دانه بندی خاک ساختگاه

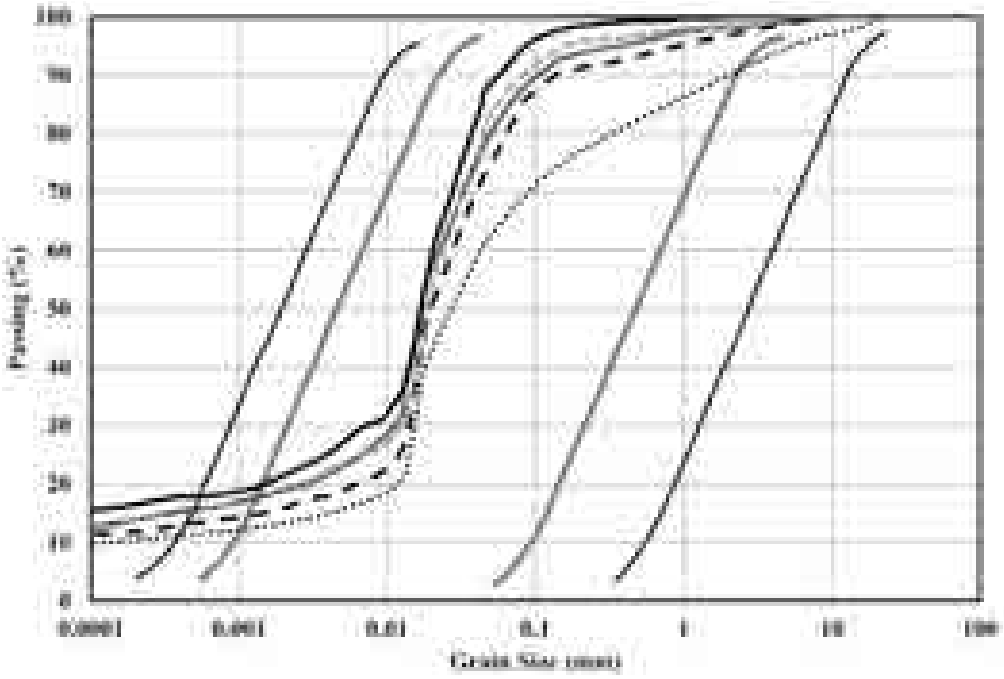
شکل ۹-۲۵- موقعیت پی و پیاده‌روی مفروض

۹-۳-۱- تعیین عمق مورد نیاز در ارزیابی پتانسیل روانگرایی

همان‌گونه که در بخش ۳-۱-۹ اشاره شد، یکی از عواملی که استعداد روانگرایی خاک‌ها را کاهش می‌دهد، افزایش تنش همه-جانبه در اعماق زیاد است. با توجه به این معیار لازم است پیش از ارزیابی پتانسیل روانگرایی، حداقل عمق مورد نیاز برای تحلیل تعیین شود. بر اساس توصیه‌های ارایه شده در این بخش، عمق بررسی پتانسیل روانگرایی برای پی برابر ۱۵ متر از تراز زیر پی و برای پیاده‌رو ۱۵ متر از سطح زمین در نظر گرفته می‌شود.

۹-۳-۲- بررسی استعداد روانگرایی

مشخصات ژئوتکنیکی ارایه شده در جدول (۹-۲۱) نشان می‌دهد که عمق مورد نیاز برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی شامل دو نوع مصالح ماسه‌ی تمیز و ماسه‌ی لای‌دار می‌باشد. همان‌طور که در بخش ۳-۱-۲ ذکر شد، خاک‌های ماسه‌ای تمیز به صورت ذاتی دارای استعداد روانگرایی هستند. در خصوص ماسه‌ی لای‌دار می‌توان از معیار دانه‌بندی ارایه شده در بخش ۳-۱-۴ استفاده کرد. شکل (۹-۲۶) نشان می‌دهد که منحنی‌های دانه‌بندی خاک ساختگاه در منطقه‌ی "امکان وقوع روانگرایی" معیار دانه‌بندی قرار می‌گیرند. در نتیجه هر دو لایه‌ی قرار گرفته در عمق تحلیل مستعد وقوع روانگرایی لرزه‌ای بوده و لازم است پتانسیل روانگرایی آن‌ها به کمک روش‌های ارایه شده در فصل پنجم مورد ارزیابی قرار گیرد. اما پیش از آن باید شتاب بیشینه بر روی سطح زمین تعیین شود.



شکل ۹-۲۶- نحوه قرار گیری منحنی‌های دانه بندی خاک ساختگاه بر روی معیار دانه‌بندی استعداد روانگرایی

۹-۳-۳- تعیین شتاب بیشینه بر روی سطح زمین با استفاده از روابط کاهندگی

روابط کاهندگی برای پیش‌بینی پارامترهایی از حرکت زمین که با افزایش فاصله از منبع لرزه‌ای کاهش می‌یابند (نظیر شتاب و سرعت بیشینه)، به صورت تابعی از بزرگا، فاصله، مشخصات ساختگاه و متغیرهای دیگر به کار می‌روند. در این مثال به منظور تخمین حرکات زمین از رابطه‌ی کاهندگی پیشنهادی Boore and Atkinson (2007) با فرم کلی زیر استفاده می‌شود.

$$\ln Y = F_M(M) + F_D(R_{JB}, M) + F_S(V_{s30}, R_{JB}, M) + \varepsilon\sigma_T \qquad (۹-۳)$$

که در آن:

Y: متغیر پاسخ (به طور مثال شتاب بیشینه بر روی سطح زمین)؛

F_M: مقیاس بزرگا؛

F_D: تابع فاصله؛

F_S: ضریب بزرگ‌نمایی ساختگاه؛

M: بزرگای گشتاوری؛

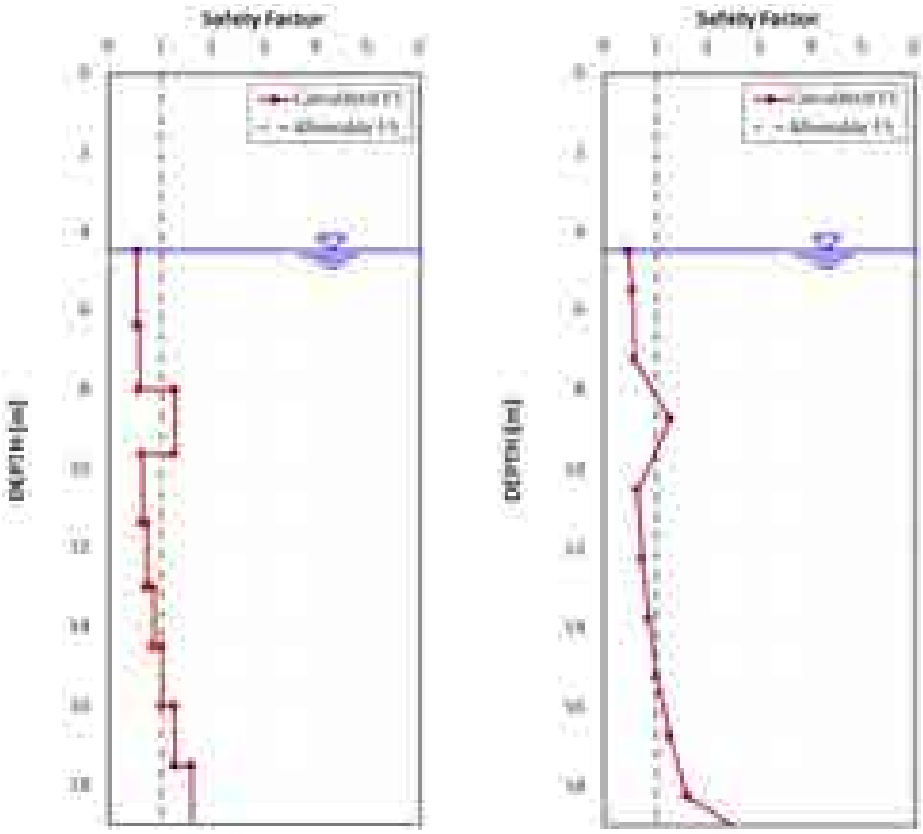
R_{JB}: فاصله‌ی Joyner-Boore که به صورت نزدیک‌ترین فاصله به تصویر سطحی گسل تعریف می‌شود؛

V_{s30}: متوسط زمانی سرعت موج برشی در ۳۰ متر بالایی ساختگاه.

با قرار دادن مقادیر $V_{s30} = 179$ m/s، $R_{JB} = 15$km و $M_w = 7.5$ در معادله‌ی (۹-۳)، شتاب بیشینه بر روی سطح زمین برابر $a_{max} = 0.25$g تخمین زده می‌شود.

۹-۳-۴- ارزیابی پتانسیل روانگرایی

به منظور ارزیابی پتانسیل روانگرایی خاک ساختگاه با استفاده از نتایج آزمون SPT، از پیشنهاد NCEER در بخش ۵-۳-۲-۲-۱ استفاده می‌شود. شکل (۹-۲۷) نتایج حاصل را در قالب تغییرات ضریب اطمینان نسبت به عمق نشان می‌دهد. همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود، ضریب اطمینان در انتهای عمق تحلیل روانگرایی نشان‌دهنده‌ی وجود پتانسیل روانگرایی در اعماق بیش‌تر است. بنابراین مطابق پیشنهاد ارایه شده در بخش ۳-۱-۹ مبنی بر وجود بیش از ۳ متر لایه‌ی غیر روانگرا در پایین‌ترین تراز تحلیل، عمق مورد نیاز برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی به میزان ۳ متر افزایش یافته است. لازم به ذکر است که محاسبه‌ی نشست در قسمت بعدی مساله تا این عمق ادامه خواهد یافت.



شکل ۹-۲۷- تغییرات ضریب اطمینان روانگرایی با عمق - نمایش نقطه‌ای (راست) و لایه‌ای (چپ)

۹-۳-۵- تعیین نشست کل

همان‌گونه که در فصل هفتم اشاره شد، برای محاسبه‌ی نشست خاک تحت اثر بارگذاری لرزه‌ای ابتدا لازم است نهشته‌ی خاک به دو بخش خشک (یا غیر اشباع) و اشباع تقسیم شود. در این تقسیم‌بندی خاک خشک به خاکی گفته می‌شود که در بالای تراز آب زیرزمینی قرار گرفته است.

۹-۳-۵-۱- نشست خاک خشک

به منظور ارزیابی نشست لرزه‌ای لایه‌ی خشک خاک ساختگاه از روند گام به گام ارایه شده در بخش ۷-۱-۱ استفاده می‌شود. جدول (۹-۲۲) خلاصه‌ی مراحل محاسبه را به همراه مقدار نهایی نشست خاک خشک نشان می‌دهد. در ابتدا برای در نظر گرفتن تغییرات تراکم و تنش سربار با عمق، پروفیل خاک به تعدادی زیرلایه با ضخامت ۰/۷۵ متر تقسیم شده است (ستون‌های اول و دوم). ستون سوم جدول عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده برای اثرات سربار، آزمایش و ریزدانه را نشان می‌دهد. ستون چهارم معرف تراکم نسبی به دست آمده از مقاومت نفوذ استاندارد است. گام دوم محاسبه‌ی نشست خاک خشک تخمین مدول برشی حداکثر (G_{max}) است که مقادیر آن در ستون پنجم جدول نشان داده شده است. ستون‌های ششم و هفتم مربوط به محاسبه‌ی کرنش برشی تناوبی موثر (γ_{eff}) با به‌کارگیری معادله‌ی (۷-۲) و شکل (۷-۱) می‌باشند. در ستون هشتم با در اختیار داشتن شاخص تراکم و کرنش برشی تناوبی موثر، کرنش حجمی ناشی از فشردگی ($\varepsilon_{c,M}$) به دست می‌آید. در نهایت در ستون آخر جدول مقدار نشست لایه‌ی خشک خاک ساختگاه ارایه شده است.

جدول ۹-۲۲- محاسبه نشست خاک خشک در زیر پی و پیاده‌رو

[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]

۹-۳-۵-۲- نشست خاک اشباع

تخمین نشست خاک اشباع با استفاده از روش Tokimatsu and Seed (1987) تنها نیازمند تعیین کرنش حجمی از شکل (۷-۳) می‌باشد. با این وجود، روش مذکور تنها برای نهشته‌های یکنواخت تنظیم شده و استفاده از آن برای ساختگاه مورد نظر که دارای یک میان‌لایه‌ی غیر روانگرا در عمق ۸ الی ۹/۵ متری است، مستلزم در نظر گرفتن ملاحظات بند ت بخش ۷-۱-۳ می‌باشد. با توجه به این‌که میان‌لایه‌ی غیر روانگرای مذکور هر چهار شرط اشاره شده در این بند را تامین می‌کند (ضخامت کم‌تر از ۱/۵ متر، عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده‌ی کم‌تر از ۳۰، نوع خاک ماسه یا ماسه‌ی لای‌دار با ریزدانه‌ی کم‌تر از ۳۵ درصد و بزرگای گشتاوری بزرگ‌تر از ۷/۰) می‌توان نشست لایه‌ی غیر روانگرا را با در نظر گرفتن کرنش حجمی تقریبی ۱ درصد (کرنش حجمی متناظر با روانگرایی اولیه) محاسبه کرد. اما از آن‌جایی که مقدار کرنش حجمی به دست آمده از نمودار (۷-۳) اندکی بیش از ۱ درصد است (۱/۱ درصد)، در جهت اطمینان از همین مقدار در محاسبات نشست استفاده شده است.

همچنین اصلاح عدد نفوذ استاندارد مورد استفاده در تحلیل نشست برای مقدار ریزدانه مطابق پیشنهاد ارایه شده در بند ب بخش ۷-۱-۳ انجام شده است. خلاصه‌ی محاسبات مربوط به تخمین نشست خاک اشباع در جدول (۹-۲۳) ارایه شده است. از مقایسه‌ی مقادیر نشست خاک خشک و اشباع می‌توان دریافت که سهم نشست خاک خشک در نشست کل بسیار ناچیز بوده و مقدار نشست کل خاک ساختگاه برابر نشست خاک اشباع می‌باشد.

جدول ۹-۲۳- محاسبه نشست خاک اشباع در زیر پی و پیاده‌رو

Depth (m)	Thickness (m)	$N_{(60)}$	CSR	α_{v} (%)	Dry Soil Settlement (mm)
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]

۹-۳-۶- بررسی وضعیت بروز سطحی

همان‌گونه که در بخش ۶-۴-۲ اشاره شد، برای تعیین بروز سطحی روانگرایی نظیر جوشش ماسه و ترک در ساختگاه‌های بدون شیب می‌توان از معیار Ishihara (1985) استفاده کرد. با توجه به در نظر نگرفتن گسیختگی شیب و فرونشست سازه‌ها به عنوان نمودهای بروز سطحی در این روش، تاکید می‌شود که حتی در صورت عدم وقوع بروز سطحی ممکن است نشست اتفاق بیفتد. در مساله‌ی حاضر، وضعیت بروز سطحی در دو تراز مختلف سطح زمین (پیاده‌رو) و زیر پی بررسی می‌شود.

۹-۳-۶-۱- بروز سطحی بر روی سطح زمین (پیاده‌رو)

با توجه به وجود میان‌لایه‌ی غیر روانگرا، لازم است ضخامت لایه‌ی روانگرا (H_2) با استفاده از روش نشان داده شده در شکل (۶-۱۳) تخمین زده شود. بر اساس نتایج به دست آمده از تحلیل پتانسیل روانگرایی، ضخامت این میان‌لایه (H_b) از لایه‌ی روانگرای زیرین (H_c) کم‌تر بوده و در نتیجه ضخامت H_2 به صورت مجموع ضخامت میان‌لایه‌ی روانگرا و لایه‌های روانگرای دو طرف تعریف می‌شود. بنابراین ضخامت لایه‌ی روانگرا و پوسته‌ی سطحی غیر روانگرا به ترتیب برابر ۱۰ و ۴٫۵ متر به دست می‌آید. حال با قرار دادن این مقادیر و شتاب بیشینه‌ی سطح زمین در نمودار شکل (۶-۱۲) می‌توان دریافت که احتمال وقوع بروز سطحی بر روی سطح پیاده‌رو وجود دارد.

۹-۳-۶-۲- بروز سطحی در تراز پی

برای پی‌های قرار گرفته در اعماق کم لایه‌ی سطحی غیر روانگرا به جای سطح زمین از تراز زیر پی شروع می‌شود. از این‌رو در بررسی وضعیت بروز سطحی در تراز پی مقادیر H_1 و H_2 به ترتیب برابر ۱/۵ و ۱۰ متر خواهد بود. مکان‌یابی مختصات (H_1,H_2,a_{max}) بر روی نمودار پیشنهادی Ishihara حاکی از وقوع بروز سطحی در تراز پی است.

مراجع

Lunne, T., Robertson, P. K. and Powell, J. J. M. (1997), “Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice,” Spon Press, London.

Boore, D. M. and Atkinson, G. M. (2007), “Boore-Atkinson NGA Ground Motion Relations for the Geometric Mean Horizontal Component of Peak and Spectral Ground Motion Parameters,” PEER Report 2007/01, Pacific Earthquake Engineering Center, Berkeley, California.

خواننده گرامی

امور نظام فنی معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، با گذشت بیش از سی سال فعالیت تحقیقاتی و مطالعاتی خود، افزون بر پانصد عنوان نشریه تخصصی- فنی، در قالب آیین‌نامه، ضابطه، معیار، دستورالعمل، مشخصات فنی عمومی و مقاله، به‌صورت تالیف و ترجمه، تهیه و ابلاغ کرده است. نشریه حاضر در راستای موارد یاد شده تهیه شده، تا در راه نیل به توسعه و گسترش علوم در کشور و بهبود فعالیت‌های عمرانی به کار برده شود. فهرست نشریات منتشر شده در سال‌های اخیر در سایت اینترنتی**nezamfanni.ir** قابل دستیابی می‌باشد.

Islamic Republic of Iran
Vice Presidency for Strategic Planning and Supervision

Guideline for Assessment of Soil Liquefaction Potential, Consequences and Mitigation Methods

No. 525

Office of Deputy for Strategic Supervision

Department of Technical Affairs

nezamfanni.ir

2012

این نشریه

با عنوان "راهنمای برآورد پتانسیل روانگرایی خاک و پیامدهای ناشی از آن" به منظور ارزیابی پدیده‌ی روانگرایی خاک در یک ساختگاه، بررسی اثرات ناشی از آن و ارایه‌ی راهکارهایی برای مقابله با آن‌ها تدوین شده است. در این راهنما اصول ارزیابی پتانسیل روانگرایی خاک در فصل‌های اول تا پنجم، شیوه‌های بررسی و تخمین اثرات روانگرایی در فصل‌های ششم و هفتم، روش‌های بهسازی خاک در برابر روانگرایی در فصل هشتم و در نهایت مثال‌های کاربردی در فصل نهم ذکر شده است که می‌تواند راهنمای مناسبی برای مشاوران و طراحان ژئوتکنیک باشد.