

# مشخصات حالت پایدار خاک‌های ماسه‌یی جنوب غربی تهران و ارزیابی استعداد روانگرایی در این خاک‌ها با استفاده از این مفاهیم

سید محسن حائری (دانشیار)  
امیر حمیدی (دانشجوی دکترا)  
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

به منظور بررسی و تعیین استعداد روانگرایی و خصوصیات حالت پایدار<sup>۱</sup> خاک‌های ماسه‌یی بخشی از جنوب غربی تهران، مطالعات اکتشافی با تقسیم منطقه‌ی مزبور به نواحی با ابعاد  $500 \times 500$  متر آغاز شد. برای شناسایی ژئوتکنیکی خاک، در هر ناحیه گمانه آبی به عمق ۲۰ متر حفر شد. در هر متر از عمق گمانه، با استفاده از نمونه‌گیر SPT یک نمونه از خاک، و در مجموع ۲۰۰ نمونه از ۱۰ ناحیه‌ی مورد مطالعه، به آزمایشگاه منتقل شد. در آزمایشگاه، آزمایش‌های فیزیکی متعددی شامل دانه‌بندی<sup>۲</sup>، تعیین درصد رطوبت در محل، حداقل نسبت تخلخل<sup>۳</sup> و حداکثر آن، چگالی ویژه و حدود اتبرک<sup>۴</sup> بر روی نمونه‌ها انجام گرفت. با استفاده از نتایج به دست آمده از آزمایش SPT و آزمایش‌های آزمایشگاهی بیان شده، روانگرایی<sup>۵</sup> خاک بررسی و ریزپهنه‌بندی بر همین اساس انجام شد.<sup>[۱]</sup>

به موازات این مطالعات، تحقیقاتی نیز پیرامون خصوصیات حالت پایدار این خاک‌ها انجام شد. برای دستیابی به خاک کافی به منظور انجام این آزمایش‌ها، لایه‌های ماسه‌یی دارای دانه‌بندی مشابه مشخص شدند. سپس با انجام آزمایش‌های سه‌محوری تحکیم‌یافته‌ی زهکشی<sup>۶</sup> نشده، رفتار حالت پایدار هر گروه از خاک‌های ماسه‌یی ارزیابی شد. با تعیین مقدار مقاومت پسماند، مرز حالت پایدار برای خاک ماسه‌یی هر گروه به دست آمد و با استفاده از نسبت تخلخل در محل، مقاومت برشی حالت پایدار مربوط به تراکم محل محاسبه شد. در پایان، ضمن مقایسه‌ی مقاومت برشی و تنش‌های برشی در خاک محل، ناشی از بارگذاری زمین‌لرزه‌یی با شتاب حداکثر  $0.35g$ ، استعداد روانگرایی نمونه خاک‌های ماسه‌یی نیز ارزیابی شد.

## مقدمه

ماسه‌یی در شرایط زهکشی نشده جلب کرد. در سال ۱۹۶۶، سید و لی با انجام آزمایش‌های تناوبی متعدد، نظریه‌ی تخلخل بحرانی را بررسی کردند و کارایی آن را به عنوان یک معیار کامل نامطمئن دانستند.<sup>[۱]</sup> در سال ۱۹۷۵، کاسترو با توصیف و بررسی رفتار خاک‌های ماسه‌یی در شرایط حالت پایدار، دو نوع رفتار مختلف تحت عنوان بازیافت مقاومت تناوبی<sup>۲</sup> و روانگرایی<sup>۳</sup> با رفتار جریان<sup>۴</sup> را تعریف کرد.<sup>[۲]</sup> در سال ۱۹۸۱، پولوس نیز ضمن بررسی مفاهیم روانگرایی، ساختار جریانی و شرایط ایجاد آن در بارگذاری خاک‌های ماسه‌یی تا کرنش‌های بالا را طی روند تغییر شکل پایدار تعریف کرد.<sup>[۳]</sup> همچنین در سال ۱۹۸۵، پولوس و کاسترو با استفاده از مفاهیم حالت پایدار، روش دیگری مبتنی بر نتایج حاصله از مطالعات آزمایشگاهی و استفاده از مشخصات فیزیکی و مکانیکی خاک ارائه کردند.<sup>[۴]</sup> ایشی هارا<sup>[۵]</sup> و حائری و یثربی<sup>[۶]</sup> نیز عوامل مؤثر بر روانگرایی و نیز اثر ریزدانه بر خصوصیات حالت پایدار خاک‌های ماسه‌یی را ارزیابی و تجزیه و تحلیل کردند.

بخش وسیعی از خسارات وارده از زمین‌لرزه، ناشی از مسائل مربوط به خاک و وقوع ناپایداری‌های مختلف در آن است. در میان پدیده‌های مختلف مربوط به خاک مبحث «روانگرایی خاک‌های ماسه‌یی در اثر زلزله» از اهمیت و جایگاه ویژه‌یی برخوردار است. در این پدیده، کاهش شدید مقاومت به همراه تغییر شکل‌های بزرگ و پیوسته در توده‌ی خاک، سبب ایجاد ناپایداری و خرابی و در نهایت خسارات فراوان در سازه‌های مربوط به آن می‌شود.

برای اولین بار، در سال ۱۹۳۶، کاساگرانده با تعریف مفهوم نسبت تخلخل بحرانی، سازوکار و شرایط وقوع این پدیده را توصیف کرد.<sup>[۱]</sup> در سال ۱۹۵۸، روسکو و همکارانش با استفاده از نتایج آزمایش‌های برش ساده، این تعریف را گسترش داد و مطالعات پایه‌یی را در این زمینه بنا کرد.<sup>[۲]</sup> در سال ۱۹۶۴، خسارات فراوان ناشی از روانگرایی در زمین‌لرزه‌ی نیگاتای ژاپن و آلاسکای کانادا، توجه بسیاری از محققان را به پدیده‌ی روانگرایی و رفتار خاک‌های

گزارش‌های ژئوتکنیکی مربوط به آبرفت‌های جنوب غربی تهران است.<sup>[۱۱، ۱۰]</sup> اما با توجه به نقشه‌ی قنات‌های شهر تهران که حاکی از وجود چند رشته‌قنات در ناحیه‌ی مورد مطالعه است، امکان بالابودن سطح آب زیرزمینی در این مناطق وجود دارد.<sup>[۱۲]</sup>

با توجه به موارد فوق، منطقه‌ی مورد بررسی به نواحی با ابعاد ۵۰۰ × ۵۰۰ متر تقسیم‌بندی شد. در این تحقیق ۱۰ ناحیه مورد بررسی قرار گرفت. در هر یک از این نواحی یک گمانه برای شناسایی ژئوتکنیکی خاک و تعیین تراز آب زیرزمینی حفر شد. در شکل ۱ تقسیم‌بندی منطقه‌ی مورد مطالعه، ترتیب حفر گمانه‌ها و محل حفاری‌ها مشخص شده است. هر یک از گمانه‌ها به عمق ۲۰ متر است و در هر متر از حفاری علاوه بر ثبت عدد نفوذ استاندارد، با استفاده از نمونه‌گیر SPT از خاک نمونه‌برداری شده است. در ضمن سطح آب زیرزمینی نیز در صورت مشاهده تا عمق ۲۰ متر در هر گمانه ثبت شده است.

### مشخصات مصالح مورد آزمایش

پس از نمونه‌برداری از هر گمانه، به وسیله‌ی آزمایش‌های متعدد، خواص فیزیکی مصالح موجود در لایه‌های مختلف تعیین شد. برای تعیین مشخصات هر لایه، آزمایش‌های دانه‌بندی، چگالی ویژه، حداقل نسبت تخلخل و حداکثر آن، درصد رطوبت و حدود اتزیرگ انجام شد. به علت اخذ نمونه به وسیله‌ی نمونه‌گیر SPT، خاک به دست آمده از هر لایه کم و برای انجام چند آزمایش سه محوری کافی نبود. لذا لایه‌های مختلف از گمانه‌های متفاوت با دانه‌بندی مشابه تعیین شدند تا خاک کافی برای انجام آزمایش‌ها در دسترس باشد. به این ترتیب گروه‌هایی از مصالح ماسه‌یی که تفاوت دانه‌بندی آنها حداکثر ۵٪ بود، تعیین شدند. با توجه به انجام آزمایش بر روی نمونه‌های ۳۸ میلی‌متری، دانه‌های بزرگتر از اندازه الک ۳ اینچ از دانه‌بندی حذف شدند. منحنی‌های دانه‌بندی مربوط به هر یک از چهار گروه مصالح مختلف مورد آزمایش که نشان‌دهنده‌ی اختلاف کم در دانه‌بندی لایه‌های ماسه‌یی انتخاب شده برای هر دسته است، در شکل ۲ و مشخصات فیزیکی مصالح و آزمایش‌های مربوطه در جدول‌های ۱ تا ۴ آمده است.

لازم به توضیح است که بعضی از آزمایش‌ها در تراکم موجود در محل، و برخی دیگر در تراکمی متفاوت با تراکم لایه‌ی مورد نظر در شرایط موجود در محل، آزمایش شده‌اند. این عمل به منظور تعیین مرز حالت پایدار در محدوده‌ی مناسبی از نسبت تخلخل انجام شده است. تراکم در محل برای هر لایه براساس عدد نفوذ استاندارد و خصوصیات فیزیکی و با استفاده از روش گیبس و هولتز (۱۹۷۵)

براساس تمامی این تحقیقات مشخصات عامل لرزه‌یی به همراه مشخصات فیزیکی و مکانیکی خاک از قبیل دانه‌بندی، تراکم نسبی، فشار همه‌جانبه و سابقه‌ی تنش-کرنش از مهم‌ترین عوامل مؤثر بر روانگرایی و رفتار حالت پایدار شناخته شد.

به علت بروز خسارات و مشکلات فراوان در اثر پدیده‌ی روانگرایی و گسترده‌ی دامنه‌ی تخریب آن، بررسی و تعیین مناطق حساس به آن امری مهم و اجتناب‌ناپذیر است. به دلیل استقرار شهر تهران در منطقه‌ی زلزله‌خیز، و نیز موقعیت مهم اجتماعی، اقتصادی و سیاسی آن، بررسی استعداد روانگرایی خاک این شهر و شناخت مشخصات رفتاری آن گامی مؤثر در راستای ارائه‌ی راهکارهای مناسب برای جلوگیری از مشکلات و خسارات ناشی از این پدیده است. بررسی پدیده‌ی روانگرایی و ریزپهنه‌بندی منطقه‌ی مورد مطالعه با استفاده از نتایج آزمایش‌های صحرایی موضوع تحقیق دیگری است که نتایج آن در گزارش‌ها و مقالات دیگر آمده است.<sup>[۱۱]</sup> در این نوشتار سعی شده است تا با استفاده از مفهوم حالت پایدار به عنوان یک روش آزمایشگاهی، مشخصات رفتاری خاک‌های ماسه‌یی و نیز استعداد روانگرایی در خاک قسمت‌هایی از جنوب غربی تهران بررسی شود.

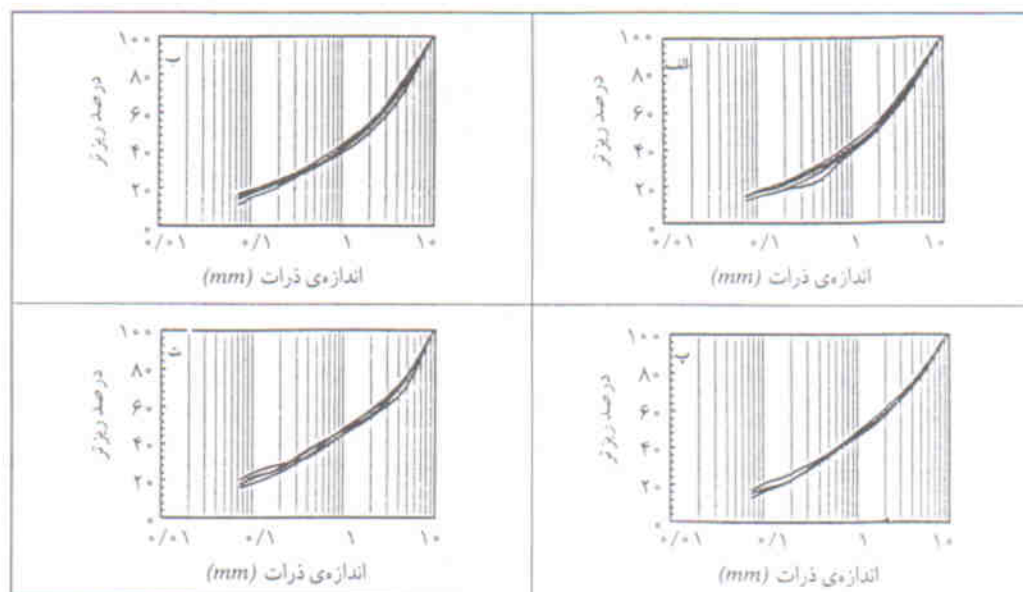
### مطالعات محلی

وقوع پدیده‌ی روانگرایی در مناطق لرزه‌خیز و خاک‌های ماسه‌یی اشباع محتمل است. با بررسی‌های به عمل آمده در شهر تهران، وجود لایه‌های ماسه‌یی اشباع در بعضی از مناطق جنوب تهران مورد انتظار است. مطالعات انجام شده براساس وجود مناطق دارای خاک‌های ماسه‌یی و نیز سطح آب زیرزمینی نسبتاً بالا انجام شده است. با بررسی وضعیت ژئوتکنیکی و لایه‌بندی<sup>۱۱</sup> آبرفت‌های مرکزی و جنوب غربی تهران، وجود مصالح ماسه‌یی در این منطقه تأیید شد.<sup>[۱۰]</sup> در شمال این منطقه، مخلوط آبرفت درشت‌دانه GM، GP وجود دارد که با حرکت به سمت جنوب، اندازه‌ی دانه‌ها کوچک‌تر شده و مصالح به SW و SM تبدیل می‌شوند. این لایه موسوم به «لایه‌ی انتقالی ماسه‌یی» است و به سمت غرب تهران گسترش می‌یابد. امکان وقوع روانگرایی نیز برای این لایه مطرح است. پس از لایه‌ی انتقالی ماسه‌یی، لایه‌ی ریزدانه متشکل از CL و ML وجود دارد که با حرکت به سمت جنوب گسترش می‌یابد.

وضعیت آب زیرزمینی منطقه‌ی جنوب غربی تهران به علت کمبود، پراکندگی و عدم تطابق اطلاعات موجود درباره تراز آب زیرزمینی این منطقه تا حد زیادی نامشخص است. این اطلاعات شامل نقشه‌ی آب‌های زیرزمینی تهران<sup>۱۱</sup> و اطلاعات موجود در



شکل ۱. ناحیه‌بندی منطقه‌ی مورد مطالعه و محل حفر گمانه‌ها. [۱۳:۱]



شکل ۲. منحنی‌های دانه‌بندی مربوط به گروه‌های مختلف مصالح مورد آزمایش.

جدول ۱. مشخصات مصالح و آزمایش‌های انجام شده برای گروه الف

گمانه (m)	عمق (m)	تراکم نسبی $D_r$	تنش تحکیمی $\sigma_p$ (MPa)	نسبت تخلخل حداقل $e_{min}$	نسبت تخلخل حداکثر $e_{max}$	چگالی ویژه $G_s$	نسبت تخلخل اولیه $e_i$
۴	۹	۴۴/۳	۰/۲۸۹	۰/۶۶۱	۱/۲۹۹	۲/۶۳۳	۱/۰۱۶
۴	۱۴	۶۱/۶	۰/۳۵۱	۰/۶۱۹	۱/۳۲۱	۲/۶۴۲	۰/۸۸۹
۶	۱۱	۳۴/۱	۰/۲۵۵	۰/۶۹۰	۱/۳۱۴	۲/۶۲۵	۱/۱۰۱
۶	۱۳	۲۵/۹	۰/۲۲۷	۰/۷۱۳	۱/۳۲۵	۲/۶۲۹	۱/۱۶۶

جدول ۲. مشخصات مصالح و آزمایش‌های انجام شده برای گروه ب

گمانه (m)	عمق (m)	تراکم نسبی $D_r$	تنش تحکیمی $\sigma_p$ (MPa)	نسبت تخلخل حداقل $e_{min}$	نسبت تخلخل حداکثر $e_{max}$	چگالی ویژه $G_s$	نسبت تخلخل اولیه $e_i$
۳	۵	۶۹/۶	۰/۳۷۹	۰/۴۷۳	۱/۱۳۸	۲/۶۴۳	۰/۶۷۵
۳	۱۷	۴۴/۹	۰/۲۹۶	۰/۴۲۲	۱/۱۷۳	۲/۶۴۱	۰/۸۳۶
۸	۱۸	۵۰/۱	۰/۳۱۰	۰/۵۸۵	۱/۰۹۱	۲/۵۹۶	۰/۸۳۷
۹	۱۱	۳۷/۵	۰/۲۶۲	۰/۴۸۹	۱/۰۶۴	۲/۵۷۸	۰/۸۲۸
۹	۱۳	۵۹/۷	۰/۳۴۴	۰/۵۰۸	۱/۰۵۱	۲/۵۹۳	۰/۷۲۷

جدول ۳. مشخصات مصالح و آزمایش‌های انجام شده برای گروه پ

گمانه (m)	عمق (m)	تراکم نسبی $D_r$	تنش تحکیمی $\sigma_p$ (MPa)	نسبت تخلخل حداقل $e_{min}$	نسبت تخلخل حداکثر $e_{max}$	چگالی ویژه $G_s$	نسبت تخلخل اولیه $e_i$
۱	۷	۴۳/۱	۰/۲۸۹	۰/۶۱۳	۱/۱۳۳	۲/۶۳۲	۰/۹۰۹
۴	۵	۶۹/۸	۰/۳۷۸	۰/۶۵۹	۱/۳۲۸	۲/۶۳۶	۰/۸۶۱
۷	۱۵	۳۸/۱	۰/۲۶۹	۰/۶۲۷	۱/۲۷۸	۲/۶۱۶	۱/۰۳۰

جدول ۴. مشخصات مصالح و آزمایش‌های انجام شده برای گروه ت

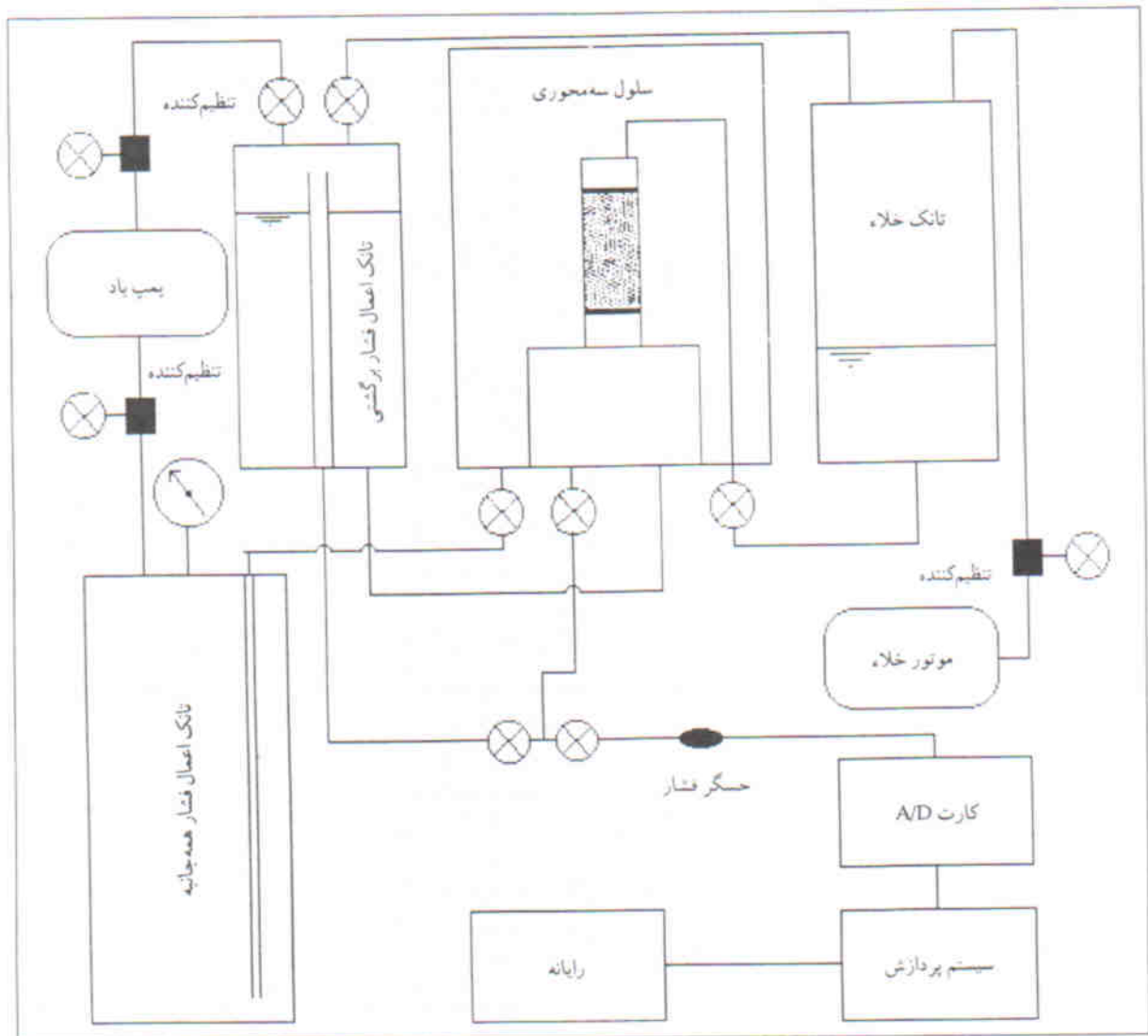
گمانه (m)	عمق (m)	تراکم نسبی $D_r$	تنش تحکیمی $\sigma_p$ (MPa)	نسبت تخلخل حداقل $e_{min}$	نسبت تخلخل حداکثر $e_{max}$	چگالی ویژه $G_s$	نسبت تخلخل اولیه $e_i$
۸	۱۳	۳۹/۸	۰/۲۷۶	۰/۵۵۱	۱/۰۸۷	۲/۶۰۳	۰/۸۷۴
۸	۱۴	۱۹/۳	۰/۲۰۰	۰/۵۸۱	۱/۱۱۳	۲/۶۰۹	۱/۰۱۰
۸	۱۵	۲۸/۴	۰/۲۲۴	۰/۵۷۳	۱/۱۰۳	۲/۶۱۲	۰/۹۵۲
۸	۱۹	۶۰/۲	۰/۳۴۴	۰/۵۳۹	۱/۰۶۶	۲/۵۹۹	۰/۷۴۹

سه محوری تحکیم یافته‌ی زهکشی نشده استاتیکی و به صورت کنترل کرنش است. نمونه‌های مورد نظر به روش جایگزینی مرطوب<sup>۱۲</sup> و در شش لایه تهیه شدند. در این روش هر لایه‌ی خاک تا حدود ۵٪ با آب مقطر مرطوب، و با چکش سبک و کوچکی تا حد مورد نظر متراکم می‌شود.<sup>۱۳</sup> پس از ساخت نمونه با اعمال خلاء به میزان ۰/۰۱ MPa، قالب از اطراف نمونه برداشته شده، با قرائت قطر نمونه در پنج تراز مختلف، و در هر تراز سه قرائت در راستاهای

محاسبه شد.<sup>۱۴</sup> این روش بر انتخاب مقدار اولیه‌ی برای تراکم در محل لایه، و تصحیح آن با توجه به عدد نفوذ استاندارد و سربار موجود در بالای لایه‌ی مورد نظر با استفاده از یک فرایند سعی و خطا مبتنی است.

### روش انجام آزمایش‌ها

آزمایش‌های انجام شده بر روی مصالح مورد نظر، از نوع



شکل ۳. سیستم دستگاه سه محوری و قسمت‌های جانبی آن. [۱۳]

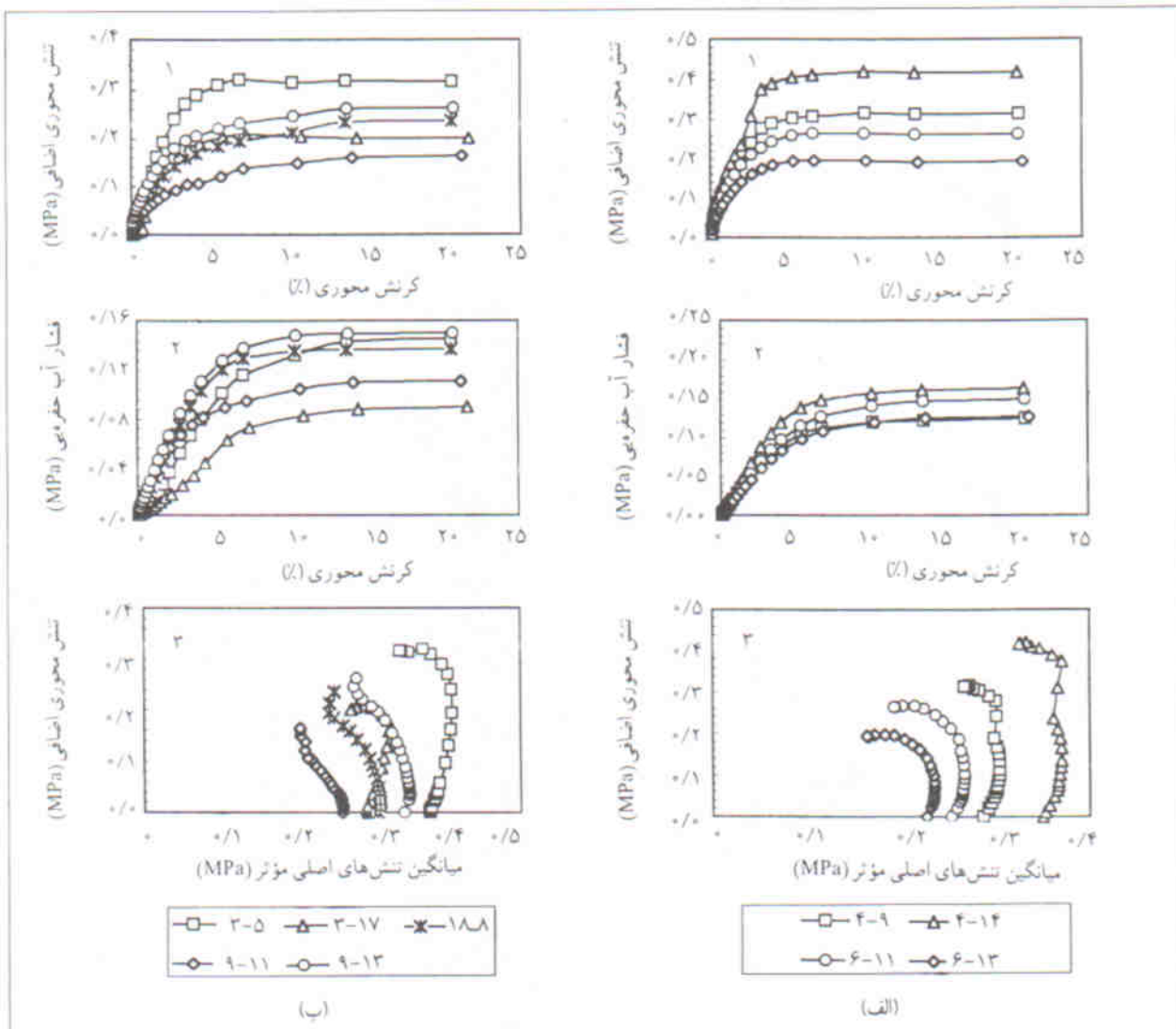
بعد از بازکردن شیر زهکشی تعیین شد. بارگذاری نمونه به صورت کنترل کرنش و با سرعت  $0.4$  میلی‌متر در دقیقه انجام شد. در این آزمایش‌ها ثبت نیرو و تغییر مکان توسط رینگ و گنج‌های مکانیکی، و ثبت فشار آب حفره‌یی به وسیله‌ی یک حسگر<sup>۱۲</sup> فشار متصل به سیستم رایانه‌یی انجام شد. شکل ۳ سیستم دستگاه سه محوری و قسمت‌های جانبی مورد استفاده برای آزمایش‌ها را نشان می‌دهد.

### نتایج آزمایش‌ها

نتایج آزمایش‌ها در شکل ۴ نشان داده شده است. در این شکل نمودارهای تنش-کرنش، فشار حفره‌یی-کرنش و مسیر تنش لایه‌های ماسه‌یی گمانه‌های مختلف مربوط به هر دسته از مصالح مورد آزمایش نشان داده شده است. از آنجا که با افزایش تراکم نسبی نمونه‌ها، خصوصیات سخت‌شوندگی بیشتر می‌شود، در هر آزمایش

مختلف و نیز قرائت ارتفاع نمونه در چهار جهت مختلف، ابعاد نمونه اندازه‌گیری شد. نمونه با استفاده از سیستم خلاء و افزایش تدریجی ارتفاع آب اشباع شد.

در این روش سرعت اشباع کم ولی مناسب است و مانع درهم‌ریختگی بافت اولیه‌ی نمونه می‌شود (این مرحله در حدود  $60$  تا  $90$  دقیقه به طول انجامید). اشباع نهایی نمونه نیز با اعمال حداکثر پس فشار به میزان  $0.1 \text{ MPa}$  انجام شد و تا رسیدن ضریب فشار حفره‌یی B به  $0.96$  ادامه یافت. مرحله‌ی تحکیم نمونه، پس از مرحله‌ی اشباع، با اعمال فشار جانبی آغاز شد. حجم آب خروجی در مرحله‌ی تحکیم با استفاده از یک استوانه‌ی مدرج تعبیه شده در محفظه‌ی اعمال فشار برگشتی، اندازه‌گیری شد. مرحله‌ی تحکیم در خاک‌های ماسه‌یی مورد آزمایش بین  $60$  تا  $120$  دقیقه به طول انجامید و اتمام آن با عدم تغییر در فشار حفره‌یی در دو مرحله‌ی قبل و



شکل ۴. نتایج آزمایش‌های سه‌محوری هر گروه از مصالح مورد آزمایش: ۱- تنش- کرنش؛ ۲- فشار حفره‌یی- کرنش؛ ۳- مسیر تنش.

کرنش محدودی افزایش سریع تنش در نمونه‌هایی ۴ تا ۸٪ است. با بررسی تنش همه‌جانبه‌ی هر لایه ملاحظه می‌شود که مقدار این کرنش با افزایش تراکم نسبی و تنش همه‌جانبه برای هر نمونه افزایش می‌یابد. [۱۳] لازم به توضیح است که کرنش وقوع حالت پایدار بیش از ۱۵٪ است.

به‌منظور محاسبه‌ی مقاومت حالت پایدار از نتایج آزمایش‌های سه‌محوری از روابط زیر استفاده شد: [۷]

$$S_{us} = q_s \cos \phi_s \quad (1)$$

$$\sin \phi_s = q_s / (\sigma'_{rc} + q_s) = q_s / [(\sigma_{rc} - \Delta u_s) + q_s] \quad (2)$$

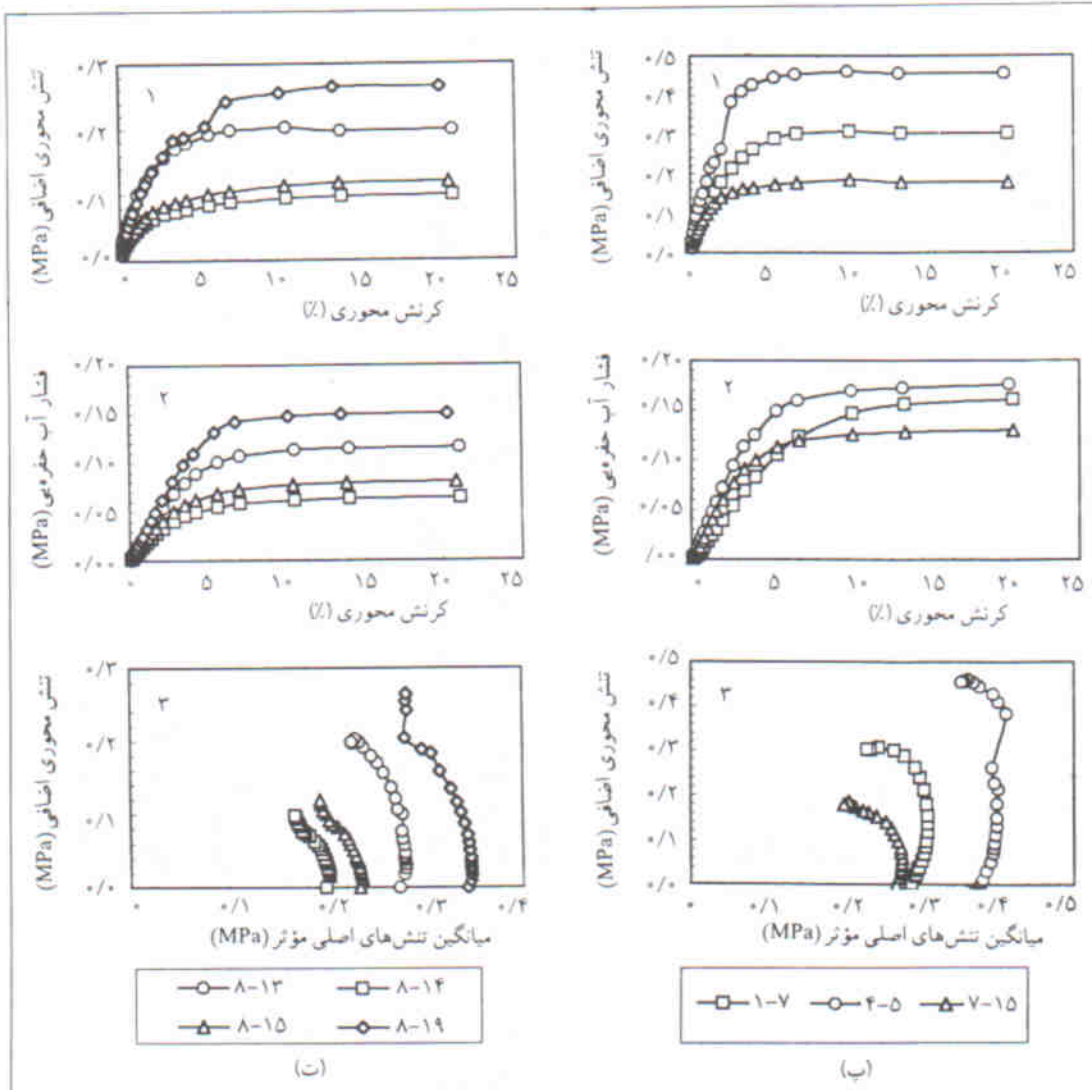
$$q_s = (\sigma_{1s} - \sigma_{3s}) / 2 \quad (3)$$

در این روابط  $\sigma_{1s} - \sigma_{3s}$  تفاضل تنش‌های اصلی در حالت پایدار،  $\sigma'_{rc}$  تنش اصلی مؤثر حداقل در حالت پایدار،  $\Delta u_s$  فشار حفره‌یی حالت پایدار و  $\phi_s$  زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک ماسه‌یی در

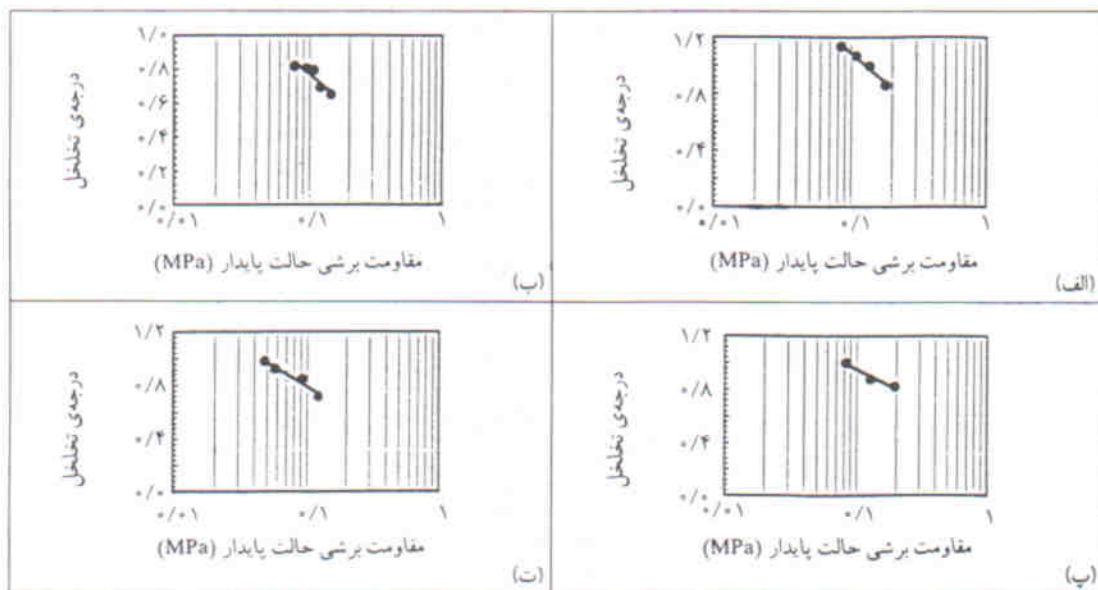
تنش همه‌جانبه افزوده می‌شود. زیرا از دیاد تنش همه‌جانبه عاملی است برای افزایش رفتار نرم‌شونده و دستیابی به حالت پایدار در نمونه. [۹] به این ترتیب با تثبیت مقاومت نمونه در شرایط حالت پایدار و عدم بروز حالت سخت‌شونده و نیز افزایش مدت تنش در نمونه امکان ارزیابی دقیق مقاومت حالت پایدار در هر آزمایش پدید آمد.

### تحلیل نتایج

بررسی منحنی‌های تنش-کرنش مصالح مورد آزمایش (شکل ۴)، نشان‌دهنده‌ی افزایش سریع مقاومت برشی در کرنش‌های پایین است. پس از آن تغییرات تنش به‌صورت کاهش یا افزایش اندک ادامه می‌یابد و در کرنش‌های بالا در حد مقاومت حالت پایدار تثبیت می‌شود. کاهش اندک مقاومت، قبل از تثبیت آن در حد پایدار، به‌علت تیزگوشگی ریزدانه‌های موجود در خاک ماسه‌یی است. [۹] میزان



شکل ۴ (ادامه). نتایج آزمایش‌های سه‌محوری هر گروه از مصالح مورد آزمایش: ۱- تنش- کرنش؛ ۲- فشار حفره‌یی- کرنش؛ ۳- مسیر تنش- میانگین تنش‌های اصلی مؤثر (MPa).



شکل ۵. خطوط حالت پایدار برای هر گروه از خاک‌های ماسه‌ی مورد آزمایش.

جدول ۵. تعیین استعداد وقوع روانگرایی در گروه الف مصالح مورد آزمایش

گمانه (m)	عمق (m)	نسبت تخلخل نهایی $e_f$	مقاومت اصلاح نشده $S_{us}(MPa)$	مقاومت اصلاح شده $S'_{us}(MPa)$	تنش کل رویار $\sigma_v(MPa)$	تنش برشی اعمالی $\tau_{max}(MPa)$	ضریب اطمینان F.S.
۴	۹	۰/۹۹۴	۰/۱۳۶۸۲	۰/۱۱۵۸۸	۰/۱۶۳۸	۰/۰۵۱۹۴	۲/۲۳
۴	۱۴	۰/۸۵۸	۰/۱۷۷۶۲	—	۰/۲۵۲۴	۰/۰۶۷۳۱	—
۶	۱۱	۱/۰۶۶	۰/۱۰۹۴۵	۰/۰۹۳۸۷	۰/۱۹۴۸	۰/۰۵۹۳۸	۱/۵۸
۶	۱۳	۱/۱۳۲	۰/۰۸۳۶۹	—	۰/۲۳۱۳	۰/۰۶۴۲۸	—

جدول ۶. تعیین استعداد وقوع روانگرایی در گروه ب مصالح مورد آزمایش

گمانه (m)	عمق (m)	نسبت تخلخل نهایی $e_f$	مقاومت اصلاح نشده $S_{us}(MPa)$	مقاومت اصلاح شده $S'_{us}(MPa)$	تنش کل رویار $\sigma_v(MPa)$	تنش برشی اعمالی $\tau_{max}(MPa)$	ضریب اطمینان F.S.
۳	۵	۰/۶۴۹	۰/۱۴۴۹۳	—	۰/۱۷۵۸	۰/۰۵۵۷۵	—
۳	۱۷	۰/۸۰۵	۰/۰۹۴۷۱	—	۰/۳۳۴۷	۰/۰۷۹۵۴	—
۸	۱۸	۰/۷۹۲	۰/۱۰۹۹۱	—	۰/۲۳۳۶	۰/۰۷۳۹۵	—
۹	۱۱	۰/۸۱۴	۰/۰۷۶۷۴	۰/۰۷۵۰۷	۰/۲۰۱۶	۰/۰۶۱۴۶	۱/۲۲
۹	۱۳	۰/۶۹۱	۰/۱۲۰۰۴	—	۰/۲۴۴۵	۰/۰۴۴۱۷	—

جدول ۷. تعیین استعداد وقوع روانگرایی در گروه ب مصالح مورد آزمایش

گمانه (m)	عمق (m)	نسبت تخلخل نهایی $e_f$	مقاومت اصلاح نشده $S_{us}(MPa)$	مقاومت اصلاح شده $S'_{us}(MPa)$	تنش کل رویار $\sigma_v(MPa)$	تنش برشی اعمالی $\tau_{max}(MPa)$	ضریب اطمینان F.S.
۱	۷	۰/۸۷۷	۰/۱۲۷۲۲	—	۰/۱۳۴۶	۰/۰۴۴۵۱	—
۴	۵	۰/۸۲۱	۰/۱۹۲۷۸	—	۰/۰۹۲۵	۰/۰۳۱۱۱	—
۷	۱۵	۱/۰۰۱	۰/۰۸۲۱۹	۰/۰۶۵۵۶	۰/۲۷۳۵	۰/۰۶۹۳۱	۰/۹۵

جدول ۸. تعیین استعداد وقوع روانگرایی در گروه ت مصالح مورد آزمایش

گمانه (m)	عمق (m)	نسبت تخلخل نهایی $e_f$	مقاومت اصلاح نشده $S_{us}(MPa)$	مقاومت اصلاح شده $S'_{us}(MPa)$	تنش کل رویار $\sigma_v(MPa)$	تنش برشی اعمالی $\tau_{max}(MPa)$	ضریب اطمینان F.S.
۸	۱۳	۰/۸۴۶	۰/۰۹۱۳۹	۰/۰۷۱۵۸	۰/۲۲۱۲	۰/۰۶۱۴۸	۱/۱۶
۸	۱۴	۰/۹۷۹	۰/۰۴۷۲۷	—	۰/۲۴۴۴	۰/۰۶۵۱۹	—
۸	۱۵	۰/۹۲۱	۰/۰۵۷۲۲	—	۰/۲۶۷۶	۰/۰۶۷۸۲	—
۸	۱۹	۰/۷۱۷	۰/۱۲۱۰۵	—	۰/۳۴۳	۰/۰۷۵۵۱	—

حالت پایدار است. مقدار متوسط زاویه اصطکاک داخلی مصالح ماسه‌بی مورد آزمایش در چهار دسته به ترتیب ۲۷، ۲۵، ۴۱ و ۳۵ درجه است. مقدار مقاومت حالت پایدار برای هر لایه در ستون سوم جدول‌های ۵ تا ۸ نشان داده شده است. بررسی این مقادیر نشان می‌دهد که مقاومت حالت پایدار با افزایش تراکم نسبی و تنش هم‌جانبه افزایش می‌یابد. این موضوع تأییدکننده‌ی نظر پولوس در مورد مقاومت حالت پایدار به‌عنوان تابعی مستقیم از نسبت تخلخل خاک ماسه‌بی است.<sup>[۱۷]</sup> این موضوع در مورد فشارحرفه‌یی صدق نمی‌کند و در همه‌ی حالات فشار حرفه‌یی با افزایش تنش هم‌جانبه و تراکم نسبی افزایش نمی‌یابد. مرز حالت پایدار در

خاک‌های ماسه‌بی مورد آزمایش، به‌صورت نمودار مقاومت اصلاح نشده در مقابل نسبت تخلخل نهایی نشان داده شده است. این مقادیر در ستون‌های دوم و سوم جدول‌های ۵ تا ۸ ارائه شده‌اند که با استفاده از آنها مرز حالت پایدار به‌صورت نشان داده شده در شکل ۵ به دست می‌آید. برای تعیین مقاومت حالت پایدار در شرایط موجود محل، نمونه‌یی دست‌نخورده از خاک ماسه‌بی محل مورد نیاز است. به دلیل مشکلات متعدد در تهیه‌ی نمونه‌های دست‌نخورده، مقاومت حالت پایدار مربوط به هر لایه در تراکم نسبی محل، مقاومت حالت پایدار اصلاح شده برای هر لایه با استفاده از تراکم نسبی به دست آمده از روش گیبس و هولتز<sup>[۱۸]</sup> و رجوع به مرز حالت پایدار نمونه‌های



که در این مناطق حفاری و مورد بهره‌برداری قرار گرفته است. عدم کارکرد مداوم این چاه‌ها موجب بالا آمدن سطح آب و امکان بروز روانگرایی در لایه‌های دیگر خواهد شد. لازم به ذکر است که به دلیل عدم دسترسی به لایه‌های با دانه‌بندی مشابه در خاک‌های ماسه‌یی گمانه‌های نواحی پنجم و دهم، امکان بررسی وقوع روانگرایی با استفاده از روش حالت پایدار در این دو گمانه به وجود نیامد.

### نتیجه‌گیری

مشخصات حالت پایدار خاک‌های بخشی از جنوب غربی تهران، و ارزیابی استعداد روانگرایی در این خاک‌ها با استفاده از روش‌های آزمایشگاهی در ۱۰ ناحیه با ابعاد  $500 \times 500$  متر بررسی شد و از این مطالعات نتایج زیر حاصل شد:

۱. افزایش تنش همه‌جانبه در آزمایش سه‌محوری بر روی خاک‌های ماسه‌یی، موجب کاهش رفتار سخت‌شوندگی ناشی از افزایش تراکم نسبی شده، منجر به تثبیت مقاومت در حد پایدار می‌شود.
۲. ویژگی تنش- کرنش مصالح ماسه‌یی مورد آزمایش نشانگر افزایش سریع مقاومت نمونه در کرنش‌های پایین است. پس از آن تغییرات تنش به صورت کاهش یا افزایش خفیف ادامه می‌یابد و در کرنش‌های بالا در حد مقاومت حالت پایدار ثابت می‌ماند. حد کرنش متناظر با افزایش سریع تنش در نمونه‌ها بین ۴ تا ۸٪ است.
۳. مقاومت خاک ماسه‌یی در حالت پایدار تابعی مستقیم از نسبت تخلخل آن است.
۴. حالت پایدار تغییر شکل در مصالح مورد آزمایش، در کرنش‌های بیش از ۱۵٪ رخ می‌دهد.
۵. کرنش محدودی افزایش سریع تنش با ازدیاد تراکم نسبی و تنش همه‌جانبه زیاد می‌شود.
۶. براساس آزمایش‌های انجام شده، از نظر مقاومتی، استعداد روانگرایی در ناحیه‌های هفتم، هشتم و نهم وجود دارد ولی با توجه به سطوح آب زیرزمینی اندازه‌گیری شده در گمانه‌ها در شرایط حاضر فقط امکان بروز روانگرایی در عمق ۱۵ متری از گمانه‌ی هفتم وجود دارد.
۷. ضرایب اطمینان بالای به دست آمده برای گمانه‌های اول تا چهارم (مربوط به تراکم‌های پایین)، نشانگر عدم وقوع روانگرایی در این مناطق است.
۸. در صورت عدم رعایت اصول زهکشی آب به وسیله‌ی حفر چاه‌های عمیق در مناطق مختلف، امکان بالا آمدن سطح آب و وقوع روانگرایی در این نواحی به علت کارکرد مستمر چاه‌های عمیقی است.

دست‌نخورده تعیین شد. این مقادیر در ستون چهارم جدول‌های ۵ تا ۸ آمده است. از آنجا که تعدادی از آزمایش‌های سه‌محوری بر روی مصالح مورد نظر تنها برای تعیین مرز حالت پایدار در محدوده‌ی مناسبی از نسبت تخلخل انجام شده‌اند، و تراکم نسبی آنها با تراکم نسبی محل متفاوت است، مقاومت اصلاح‌شده‌ی آنها تعیین و ثبت نشده است. برای ارزیابی روانگرایی و محاسبه‌ی تنش برشی ناشی از زلزله، از روش ساده‌ی سید و ادريس (۱۹۷۱) استفاده شد. (۱۵) براساس این روش مقدار تنش برشی به وجود آمده در لایه‌های ماسه‌یی مختلف بر اثر زلزله‌یی با شتاب بیشینه ( $a_{max}$ ) از فرمول زیر قابل محاسبه است. برای تعیین تنش‌های برشی، از شتاب  $0.25g$  استفاده شده است.

$$\tau_{max} = F_0 \sigma_v (a_{max}/g) \quad (4)$$

تنش‌های برشی محاسبه شده، در ستون ششم جدول‌های ۵ تا ۸ نشان داده شده است. با در دست داشتن این مقادیر، از تقسیم مقاومت برشی حالت پایدار اصلاح شده به تنش برشی اعمالی، ضریب اطمینان در برابر روانگرایی محاسبه شد. در روش ارائه شده توسط پولوس (۱۹۸۵) حداقل ضریب اطمینان لازم برای پیشگیری از وقوع روانگرایی با فرض اطلاع دقیق از مقدار نسبت تخلخل در محل برابر ۱/۱ توصیه شده است. (۱۶) تعیین دقیق نسبت تخلخل با در دست داشتن نمونه‌های دست‌نخورده از خاک محل مورد نظر ممکن است، بنابراین به دلیل عدم دسترسی به نمونه‌های دست‌نخورده، استفاده از ضریب اطمینان بالاتر منطقی به نظر می‌رسد.

براساس تجزیه و تحلیل‌های به عمل آمده در گروه‌های مختلف از مصالح مورد آزمایش، ضرایب اطمینان در عمق ۱۵ متری از گمانه‌ی هفتم  $0.95$ ، در عمق ۱۳ متری از گمانه‌ی هشتم  $1/16$  و در عمق ۱۱ متری از گمانه‌ی نهم  $1/22$  به دست آمده است. بنابراین از لحاظ مقاومت حالت پایدار، امکان وقوع روانگرایی در این سه گمانه وجود دارد. ضرایب اطمینان محاسبه شده برای گمانه‌های ناحیه‌های اول تا چهارم، حتی در نمونه‌های ساخته شده با تراکم پایین، بسیار بالاست. این موضوع نشان‌دهنده‌ی مقاومت بالای خاک این گمانه‌ها و عدم امکان وقوع روانگرایی در این خاک‌هاست. ضمن آن‌که در این چهار ناحیه تا عمق ۲۰ متری به سطح آب زیرزمینی برخورد نشد. براساس حفاری‌های انجام شده سطح آب در گمانه‌ی هفتم در عمق ۱۵ متری، در گمانه‌ی هشتم در عمق ۱۶ متری و در گمانه‌ی نهم در عمقی بیش از ۲۰ متر واقع است. بنابراین تحت شرایط موجود در محل، فقط در لایه‌ی موجود در عمق ۱۵ متری از گمانه‌ی هفتم امکان وقوع روانگرایی وجود خواهد داشت. البته، پایین بودن سطح آب زیرزمینی در این نواحی به علت کارکرد مستمر چاه‌های عمیقی است.

5. Castro, G. "Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands", *Journal of GT, ASCE*, **101**(6), pp. 551-569 (1975).
6. Polous, S.J., "The steady state of deformation", *Journal of GT, ASCE*, **107**(GT5) pp. 553-562 (1981).
7. Polous, S.J., Castro, G., France, J.W. "Liquefaction evaluation procedure", *Journal of GT, ASCE*, **111**(6), pp. 772-791 (1985).
8. Ishihara, K. "Liquefaction and flow failure during earthquakes", *Geotechnique*, **43**(3) pp. 351-415 (1993).
9. حائری، سید محسن، بتربی، سید شهاب‌الدین. «اثر میزان و شکل ریزدانه‌ها بر رفتار حالت پایدار خاکهای ماسه‌ای اشباع»، چهارمین کنفرانس بین‌المللی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، صفحات ۴۵ تا ۵۲ (۱۳۷۴).
۱۰. قاسمی، ا. «ارزیابی پتانسیل روانگرایی در بخش مرکزی جنوب تهران»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد بخش زمین‌شناسی، دانشگاه شهید بهشتی (۱۳۷۶).
۱۱. نقشه آبهای زیرزمینی جنوب تهران، تهیه شده توسط سازمان آب منطقه‌ای تهران، امور تأمین آب (۱۳۷۳).
۱۲. معماریان، ح. «زمین‌شناسی و ژئوتکنیک». تهران: انتشارات دانشگاه تهران، ص. ۲۵۱ (۱۳۷۴).
۱۳. حمیدی، امیر. «ارزیابی پتانسیل روانگرایی در آبرفت‌های ماسه‌ای بخشی از جنوب تهران با استفاده از روش حالت پایدار». پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی ژئوتکنیک، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف (۱۳۷۸).
14. Gibbs, H.J., Holtz, W.G. "Research on determining the density of sands by spoon penetrating testing", *Proc. Fourth Inter. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London, (1957).
15. Seed, H.B., Idriss, I.M. "Simplified procedure for evaluating the soil liquefaction potential", *ASCE*, **97**(SM6) pp. 1249-1273 (1971).
1. steady state
2. borehole
3. grading
4. porosity
5. Atterberg limit
6. liquefaction
7. consolidated undrained triaxial test
8. cyclic mobility
9. flow failure
10. stratification
۱۱. تهیه شده توسط سازمان آب منطقه‌ای تهران.
12. wet tamping
۱۳. آزمایش‌ها بر روی نمونه‌هایی با قطر ۳۸ میلی‌متر (۱/۵ اینچ) و ارتفاع ۷۶ میلی‌متر (۳ اینچ) انجام شدند.
14. sensor

## منابع

۱. حائری، سید محسن، شیرازی، علی. «ریزبهنه‌بندی جنوب غربی تهران در برابر روانگرایی». پنجمین کنفرانس بین‌المللی مهندسی عمران، مشهد (۱۳۷۹).
2. Casagrande, A. "Characteristics of cohesionless soil affecting the stability of slopes and earth fills", *Journal of the Boston Society of Civil Eng.*, pp. 13-32 (January, 1936).
3. Roscoe, K.H., Schofield, A.N., and Worth, C.P. "On yielding of Soils", *Geotechnique*, **8**(1), pp. 22-53 (1958).
4. Seed, H.B., Lee, K.L. "Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading", *Journal of SM, ASCE*, **92**(SM6), pp. 105-134 (1966).