

کاربرد روش تراکم کاهش یافته در بررسی تأثیر ریزدانه غیرپلاستیک بر مقاومت روانگرایی

فرج... عسکری، استادیار پژوهشکده ژئوتکنیک، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
روزبه دبیری، عضو هیأت علمی گروه عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد تبریز
علی شفیع، استادیار پژوهشکده ژئوتکنیک، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
محمد کاظم جعفری، استاد پژوهشکده ژئوتکنیک، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

چکیده

می‌شود. در نتیجه خاک به صورت روان در می‌آید که به این حالت روانگرایی می‌گویند. این پدیده خود را به صورت نشست‌های قابل توجه، ایجاد ترک و بازشدگی، جوشش ماسه و تراوش آب از خلل و فرج موجود در سطح زمین نشان می‌دهد. چنین خاکهایی دیگر نمی‌توانند وزن ساختمانها را تحمل کنند. در نتیجه ممکن است ساختمانهای روی زمین شروع به فرو رفتن در داخل زمین نمایند و یا کج شوند و سازه‌های سبک مانند مخازن و لوله‌ها در خاک به صورت شناور درآیند. به عنوان نمونه، از این آسیبها می‌توان به بروز پدیده روانگرایی در زلزله‌های ۱۹۶۴ نیگاتای ژاپن، ۱۳۶۹ منجیل ایران، ۱۹۹۹ ایزمیت ترکیه و ۲۰۰۰ توتوری ژاپن اشاره نمود. هدف اصلی در تحقیق حاضر، ارائه نحوه استفاده از روش تراکم کاهش یافته برای نمونه‌سازی و بررسی آزمایشگاهی تأثیر میزان درصد ریزدانه غیرپلاستیک بر مقاومت روانگرایی ماسه فیروزکوه می‌باشد. ابتدا، مطالعات صورت گرفته در مورد اثر درصد ریزدانه بر روی مقاومت روانگرایی خاکها بیان گردیده است. سپس، نحوه تعیین مشخصات و پارامترهای ژئوتکنیکی مصالح مورد استفاده در مطالعه حاضر همراه با مقادیر آنها ارائه شده است. همچنین نحوه نمونه‌سازی خاک به روش تراکم کاهش یافته^۱ با استفاده از قالب پلاکسی‌گلاس^۲ ارائه گردیده و نحوه بررسی یکنواختی نسبت تخلخل در طول نمونه و تحلیل میکروسکوپی بافت ذرات مورد بحث قرار گرفته است. در انتها، تحلیل و تفسیر نتایج به دست آمده از انجام آزمونهای آزمایشگاهی سه محوری تناوبی بر روی نمونه‌های آماده شده به روش تراکم کاهش یافته، بیان شده است.

بخش وسیعی از خسارات و لطمات وارده بر اثر زمین‌لرزه، ناشی از مسائل مربوط به خاک و وقوع ناپایداری در آن مانند پدیده روانگرایی خاکهای دانه‌ای سست و اشباع می‌باشد. در تحقیقات انجام شده بر روی زلزله‌هایی که در چهار دهه گذشته اتفاق افتاده، مشاهده شده که پدیده روانگرایی نه تنها در خاکهای ماسه‌ای تمیز، بلکه در خاکهای مخلوط ماسه-لای، ماسه-رس، ماسه-شن و رسها به وقوع پیوسته است. هدف اصلی در این تحقیق، بررسی آزمایشگاهی اثر میزان درصد ریزدانه غیرپلاستیک (تا ۶۰ درصد لای) در تراکم‌های نسبی مختلف بر روی نسبت مقاومت تناوبی (CRR) نمونه‌های ماسه فیروزکوه که به روش نمونه‌سازی تراکم کاهش یافته ساخته شده‌اند، می‌باشد. نتایج مطالعات نشان می‌دهد که روش تراکم نمونه‌سازی کاهش یافته، نه تنها برای خاکهای دانه‌ای بلکه برای خاکهای حاوی ریزدانه نیز قابل استفاده می‌باشد. همچنین، با افزایش میزان لای تا ۱۵ درصد، مقاومت روانگرایی خاک افزایش یافته و با افزودن میزان درصد لای تا ۶۰ درصد میزان مقاومت کاهش یافته است.

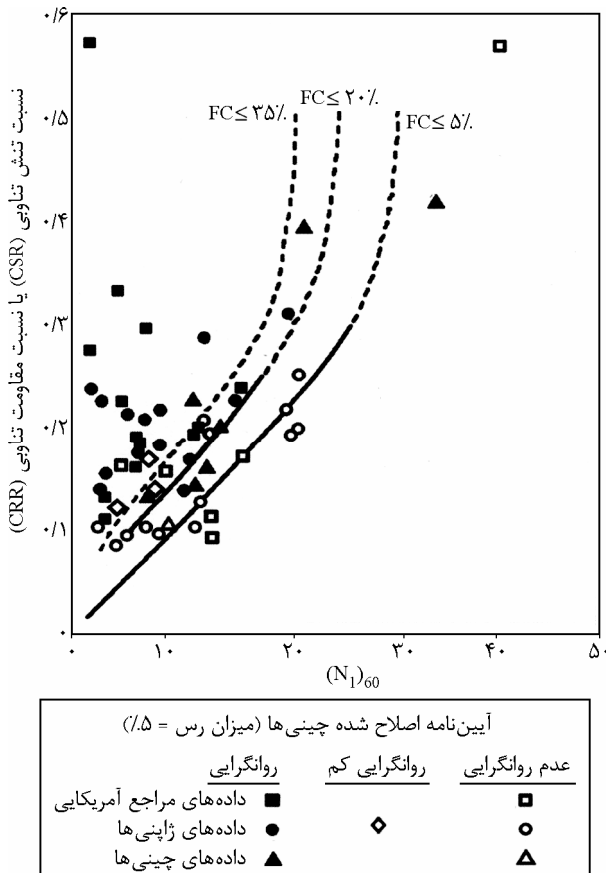
کلیدواژه‌ها: روانگرایی، ماسه فیروزکوه، تراکم کاهش یافته، ریزدانه غیرپلاستیک، سه محوری تناوبی

۱- مقدمه

بین ذرات خاکهای ماسه‌ای و لای‌های سست که از آب اشباع شده باشند، منافذی پر از آب وجود دارد. هنگام زلزله، بر اثر تمایل خاک به کاهش حجم فشار آب در داخل این منافذ افزایش می‌یابد، تا حدی که ممکن است با تنش همه‌جانبه در خاک برابر شود. در این حالت مقاومت برشی خاک به شدت کاهش می‌یابد و به مقدار صفر نزدیک

۲- مرور تحقیقات گذشته

مروری بر تحقیقات انجام شده نشان داده است که علیرغم مطالعات گسترده درباره نقش ریزدانه‌های غیرپلاستیک و پلاستیک بر رفتار تناوبی ماسه‌ها، در ظاهر نتایج منسجمی به دست نیامده است. در حالی که اکثر مطالعات محلی حضور ریزدانه‌ها را عاملی بر افزایش مقاومت روانگرایی می‌دانند، بررسیهای آزمایشگاهی هم افزایش و هم کاهش مقاومت روانگرایی را گزارش کرده‌اند. همچنین، برخی از مطالعات نشان داده‌اند که مقاومت روانگرایی ماسه‌های لای دار به نسبت تخلخل اسکلت ماسه بستگی بیشتری داشته تا به میزان لای آنها و به نظر می‌رسد علت اصلی پراکندگی نتایج نادیده گرفتن برخی از پارامترهای تأثیرگذار بر رفتار این خاکها می‌باشد. در ادامه به بررسی مهمترین این نتایج پرداخته می‌شود.



شکل (۱): تعیین مقاومت برشی تناوبی توده خاک (CRR) با استفاده از تعداد ضربات اصلاح شده (SPT) اصلاح شده $(N_1)_{60}$ [۴].

۲-۱-۲- مطالعات آزمایشگاهی

دزفولیان [۵]، چنگ و همکاران [۶]، در آزمایشهایی که به منظور بررسی اثر ریزدانه‌های با پلاستیسیته کم ($PI = 5$) بر پتانسیل روانگرایی خاکهای ماسه‌ای انجام دادند، مشاهده نمودند که در نسبت تخلخل ثابت، با افزایش میزان ریزدانه تا ۱۰ درصد، مقاومت روانگرایی کمی کاهش و سپس افزایش می‌یابد. امینی و کی [۷]، به این نتیجه رسیدند که با افزایش میزان لای از ۱۰ درصد به ۵۰ درصد، مقاومت روانگرایی ماسه ۶۰ درصد افزایش می‌یابد.

۲-۲- کاهش مقاومت روانگرایی با افزایش درصد

ریزدانه غیرپلاستیک خاک

۲-۲-۱- مطالعات صحرایی

اکوسا و همکاران [۸] و گارگا و مک کی [۹] مواردی از وقوع روانگرایی در سدهای ساخته شده به روش ته‌نشینی مواد باطله در ژاپن و تبت را گزارش نمودند. ترونسکو و

۲-۱-۱- افزایش مقاومت روانگرایی با افزایش درصد ریزدانه غیرپلاستیک خاک

۲-۱-۱-۱- مطالعات صحرایی

اوکاشی [۱] مشاهده نمود که در زلزله سال ۱۹۶۴ نیگاتای ژاپن، ماسه‌های دارای ۱۰ درصد ریزدانه نسبت به ماسه‌های تمیز قابلیت کمتری برای روانگرایی داشته است. فی [۲] گزارش می‌دهد که در زلزله سال ۱۹۷۶ تانگشان در چین مقاومت روانگرایی خاکهای ماسه دار با افزایش مقدار لای افزایش یافته است. توکیماتسو و یوشیمی [۳]، با بررسی ۱۷ زلزله بوقوع پیوسته در گذشته، دریافتند که ۵۰ درصد خاکهای روانگرا شده کمتر از ۵ درصد ریزدانه داشته‌اند. همچنین مقدر ضریبات SPT برای ماسه‌های دارای بیش از ۱۰ درصد ریزدانه مقاومت روانگرایی بیشتری نسبت به ماسه‌های تمیز نشان داده‌اند. در منحنی ارزیابی پتانسیل روانگرایی خاکها که توسط سید و همکاران [۴] پیشنهاد شده است، مشاهده می‌شود که برای یک عدد مشخص از آزمون مقاومت نفوذ استاندارد $(N_1)_{60}$ ، نسبت تنش تناوبی (CSR) که منجر به روانگرایی می‌شود با افزایش درصد ریزدانه افزایش می‌یابد، شکل (۱).

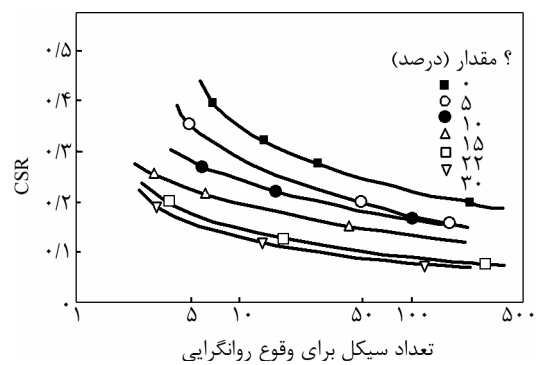
وردگو [۱۰] در تحقیقات خود مشاهده نمودند سدهای باطله تشکیل شده با درصد زیاد لای قابلیت بیشتری برای روانگرایی نسبت به سدهای مشابه متشکل از ماسه دارند و در مقابل اثرات زلزله خیلی ضعیف هستند.

۲-۲-۲- مطالعات آزمایشگاهی

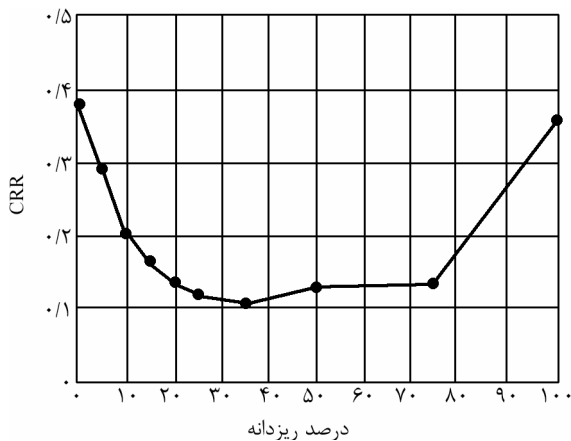
ترونسکو [۱۱]، زلاتوویچ و ایشیهارا [۱۲] و فین و همکاران [۱۳]، یامامورا و لید [۱۴] دریافتند که در نسبت تخلخل ثابت، با افزایش ریزدانه غیرپلاستیک تا ۳۰ درصد مقاومت روانگرایی خاکهای ماسه‌ای کاهش می‌یابد، شکل (۲).

به این صورت که در نسبت تخلخل ثابت، در تنش‌های مؤثر محصورکننده کمتر از ۷۰ کیلوپاسکال (که حدوداً با تنش محصورکننده در محل برابر است) وجود ریزدانه غیرپلاستیک باعث بالا رفتن مقاومت روانگرایی خاکها می‌شود. اما در تنش‌های محصورکننده بالاتر از ۱۰۰ یا ۲۰۰ کیلوپاسکال (که اکثر نتایج آزمایشگاهی در این سطوح تنش به دست آمده‌اند) ریزدانه‌های غیرپلاستیک باعث کاهش مقاومت روانگرایی خاکها می‌شود.

شکل (۲): تأثیر ریزدانه‌های غیرپلاستیک بر مقاومت روانگرایی ماسه‌ها [۱۱].



شکل (۲): تأثیر ریزدانه‌های غیرپلاستیک بر مقاومت روانگرایی ماسه‌ها [۱۱].



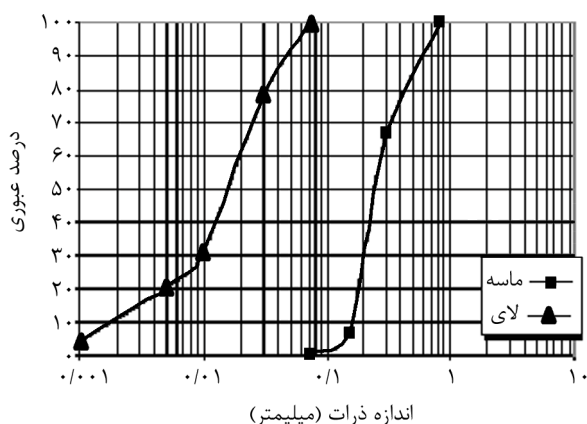
شکل (۳): تأثیر ریزدانه‌های غیرپلاستیک بر مقاومت روانگرایی ماسه‌ها [۱۷].

۳-۲- کاهش و سپس افزایش مقاومت روانگرایی با افزایش درصد ریزدانه غیرپلاستیک خاک

شن و همکاران [۱۵]، مشاهده نمودند که در دانسیته نسبی ثابت، با افزایش مقدار لای تا ۳۰ درصد، مقاومت روانگرایی کاهش و پس از آن با افزایش درصد لای، افزایش می‌یابد. قابل ذکر است که مقاومت روانگرایی نمونه ۱۰۰ درصد لای کمتر از مقاومت روانگرایی نمونه ۱۰۰ درصد ماسه است. کوئستر [۱۶]، گزارش داده است که در نسبت تخلخل ثابت، با افزایش درصد ریزدانه تا ۲۰ درصد ابتدا مقاومت روانگرایی کم می‌شود و با اضافه شدن بیشتر ریزدانه مقاومت روانگرایی افزایش می‌یابد. پولیتو و مارتین [۱۷]، دریافت که در نسبت تخلخل ثابت، با افزایش مقدار لای تا ۳۵ درصد مقاومت روانگرایی کاهش و پس از آن به آرامی افزایش می‌یابد، شکل (۳). چین و همکاران [۱۸]، مشاهده نمودند که با اضافه کردن ریزدانه غیرپلاستیک به ماسه در دانسیته نسبی نسبتاً ثابت

۳- مصالح و روش انجام آزمایش

همچنان که در بخش‌های قبلی ذکر شد، هدف اصلی در این تحقیق بررسی آزمایشگاهی اثر میزان درصد ریزدانه غیرپلاستیک بر روی نسبت مقاومت تناوبی (CRR) ماسه فیروزکوه می‌باشد. بنابراین، ابتدا خصوصیات فیزیکی



شکل (۴): منحنی‌های دانه‌بندی ماسه و لای فیروزکوه.

جدول (۱): وزن مخصوص ویژه مصالح (G_s).

ترکیب خاک	ماسه	ماسه ۱۵+	ماسه ۳۰+	ماسه ۶۰+	لای خالص
G_s	۲/۶۷	۲/۶۷	۲/۶۷	۲/۶۸	۲/۶۸

با توجه به اینکه بایستی نمونه‌های آزمایشگاه در چهار تراکم نسبی ۱۵، ۳۰، ۶۰ و ۷۵ درصد ساخته شود، بنابراین تعیین پارامترهای نسبت تخلخل حداقل (e_{min}) و نسبت تخلخل (e_{max}) ضروری است. مقدار e_{min} با استفاده از میز ارتعاشی طبق استاندارد *ASTM D4253* و میزان e_{max} بر اساس استاندارد *ASTM D4254* برآورد شده است. با توجه به اینکه نتایج حاصل از میز ارتعاشی برای نسبت تخلخل حداقل و حداکثر تا ۱۵ درصد ریزدانه قابل اعتبار است، بنابراین میزان نسبتهای تخلخل حداقل با استفاده از آزمایش تراکم استاندارد اصلاح شده طبق استاندارد *ASTM D1557* تعیین گردید. در ادامه تصمیم گرفته شد، مقادیر e_{min} و e_{max} برای خاکهای ماسه‌ای و ماسه‌ای ۱۵+ درصد لای از نتایج میز ارتعاشی و برای خاکهای ماسه ۳۰+ درصد لای و ماسه ۶۰+ درصد لای از نتایج آزمون تراکم استاندارد اصلاح شده انتخاب شود. در شکل (۵) و جدول ۲، مقادیر e_{min} و e_{max} و نسبت تخلخل و نسبت تخلخل دانه‌ای انواع مصالح مورد استفاده در تحقیق حاضر ارائه شده است.

۳-۳- روش ساخت نمونه

تحقیقات نشان داده است که نسبت تخلخل و رفتار خاک بستگی زیادی به روش نمونه‌سازی و به عبارتی بافت خاک دارد.

مورد استفاده، نحوه بررسی یکنواختی نسبت تخلخل در طول نمونه و وسایل آزمایشگاهی شرح داده شده است. سپس، نحوه تعیین پارامترهای ژئوتکنیکی مصالح مورد استفاده همراه با مقادیر آنها ارائه شده است. در ادامه، نحوه نمونه‌سازی خاک با استفاده از قالب پلاکسی گلاس و تحلیل میکروسکوپی بافت ذرات بیان گردیده است.

۳-۱- معرفی مصالح مورد استفاده

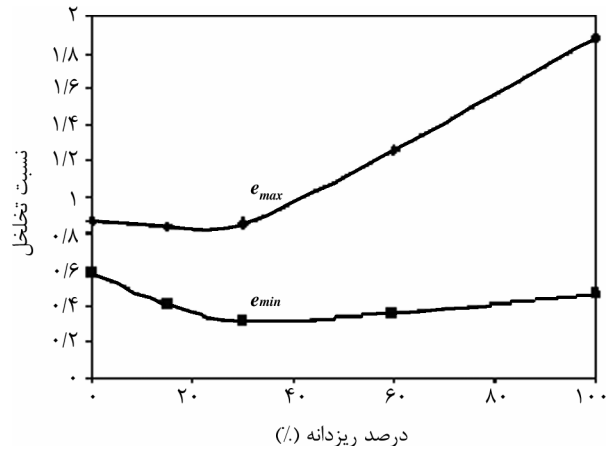
در تحقیق حاضر از ماسه شماره ۱۶۱ و لای فیروزکوه استفاده شده است. این ماسه دارای رنگ زرد متمایل به طلایی است و طبق جدول کرومابین [۲۱] شبه تیز گوشه می‌باشد. بر اساس مشاهدات آزمایشگاهی (با استفاده از میکروسکوپ الکتورنیکی) این ماسه دارای تقریباً ۶۰ درصد تیزگوشگی و ۴۰ درصد گرد گوشگی می‌باشد. لای فیروزکوه، از نظر شکل ظاهری به صورت پودر بوده و دارای تیزگوشگی می‌باشد. هدف از انتخاب این مصالح، در دسترس بودن و تشابه دانه‌بندی آن با ماسه تویورای ژاپن می‌باشد.

۳-۲- تعیین خصوصیات فیزیکی مصالح

چهار نوع ترکیب خاک شامل: ماسه خالص، ماسه ۱۵+ درصد لای، ماسه ۳۰+ درصد لای و ماسه ۶۰+ درصد لای تحت بررسی و آزمایش قرار گرفته است. دانه‌بندی ماسه مطابق استانداردهای *ASTM D421* و *ASTM D422* [۲۲] انجام گردید که در شکل (۴) قابل مشاهده می‌باشد. ماسه فیروزکوه مورد استفاده از نوع *SP* بوده و میزان D_{50} آن برابر ۰/۲۵ میلی‌متر می‌باشد. همچنین، دانه‌بندی لای با استفاده از آزمایش هیدرومتری بر اساس استاندارد *D422* تعیین شد که در شکل (۴) مشاهده می‌گردد.

مقدار شاخص پلاستیسیته (PI) لای با استفاده از مقادیر حد روانی و حد خمیری مطابق استانداردهای *ASTM D423* و *ASTM D424* تعیین شد که برابر ۲/۶۳ می‌باشد. مقدار وزن مخصوص ویژه مصالح (G_s) برای چهار نوع ترکیب ذکر شده طبق استاندارد *ASTM D854* تعیین گردید که به شرح جدول (۱) می‌باشد.

بر روی یکدیگر رسوب می‌نمایند و یا روش احداث سدهای هیدرولیکی که بر اساس رسوب خاک در آب ایجاد می‌شوند، روش نشست در آب بهترین روش نمونه‌سازی برای بررسی خصوصیات مقاومتی خاکهایی است که به صورت لایه‌لایه در آب رسوب می‌نمایند. بنا بر نظر واسکوئز و دبری [۲۵]، نمونه‌های ماسه لای‌دار که به روش نشست در آب تهیه می‌شوند دارای ساختمانی شبیه نهشته‌های طبیعی یا سدهای هیدرولیکی بوده و در نتیجه رفتار تنش- کرنش آنها شبیه نمونه‌های در محل است. در بررسی رفتار تنش- کرنش و پتانسیل روانگرایی سد خاکی سن‌فرناندو که در سال ۱۹۷۱ به علت زلزله روانگرایی در آن اتفاق افتاد نیز از روش نشست در آب استفاده شد تا نمونه‌های مورد آزمایش شرایط نمونه‌های در محل را داشته باشند. تحقیقات انجام شده توسط ایشیهارا [۲۶] نشان داده است که با استفاده از روش ریزش خشک می‌توان ساختار ذرات موجود در آبرفتهای رودخانه‌ای را شبیه‌سازی کرد. همچنین، این روش نسبت به روشهای دیگر نمونه‌سازی سریعتر بوده و امکان انجام آزمایشهای متعدد را فراهم می‌کند. البته باید ذکر شود که این روش معایبی نیز دارد که از مهمترین آنها می‌توان به ناتوانی این روش در ساخت نمونه‌های بسیار شل و بسیار متراکم را اشاره کرد. در روش تراکم مرطوب، ماسه خشک با آب بدون هوا مخلوط شده تا میزان رطوبت آن به ۵ درصد برسد. سپس در پنج تا شش لایه با وزنی مساوی در داخل قالب ریخته می‌شود. قبلاً غشاء لاستیکی از قسمت پایین به پایه سلول متصل شده و به بدنه داخل قالب جدا شونده (دو تکه) که بر روی پایه سلول سهه محوری قرار دارد توسط مکش چسبیده است. در هر مرحله از ریزش خاک، به وسیله چکش ضرباتی توسط کوبش به لایه‌های خاک منتقل می‌شود. اگر انرژی ضربه کم باشد نمونه‌های با تراکم بسیار کم ایجاد می‌کند و برای ساختن نمونه‌های با تراکم زیاد به انرژی بیشتری نیاز خواهد داشت. پس از اینکه قالب پر از خاک شد، سطح خاک را برابر قالب صاف نموده و غشاء لاستیکی را به قسمت بالایی سلول متصل نموده و سپس به اندازه ۲۰ کیلوپاسکال خلاء به آن اعمال می‌شود. قالب از نمونه جدا شده، قطر و ارتفاع آن برای تعیین نسبت تخلخل اولیه



شکل (۵): نسبت‌های تخلخل حداقل و حداکثر برای نمونه‌های مورد مطالعه.

جدول (۲): مقادیر نسبت تخلخل و نسبت تخلخل دانه‌های نمونه‌های خاکی مورد مطالعه.

ترکیب خاک	Dr = ۱۵ درصد		Dr = ۳۰ درصد		Dr = ۶۰ درصد		Dr = ۷۵ درصد	
	e_s	e	e_s	e	e_s	e	e_s	e
ماسه	۰/۸۳	۰/۸۳	۰/۷۸	۰/۷۸	۰/۶۹	۰/۶۹	۰/۶۵	۰/۶۵
ماسه ۱۵+ درصد لای	۰/۷۶	۱/۰۸	۰/۷	۱	۰/۵۸	۰/۸۶	۰/۵۱	۰/۵۷
ماسه ۳۰+ درصد لای	۰/۷۷	۱/۵۲	۰/۶۹	۱/۴۱	۰/۵۳	۱/۱۸۵	۰/۴۵	۱/۰۷
ماسه ۶۰+ درصد لای	۱/۱۲۴	-	۰/۹۹	-	۰/۷۲	-	۰/۵۸	-

[۱۲، ۱۴]. برای آماده‌سازی نمونه‌های ماسه‌ای در آزمایشگاه سه نوع روش شامل نشست در آب^۳، ریزش خشک^۴ و تراکم مرطوب^۵ وجود دارد که به صورت گسترده از آنها استفاده می‌شود. در روش نشست در آب که توسط واسکوئز و همکاران [۲۳] و بازیار و دبری [۲۴] پیشنهاد شده است، هدف تهیه نمونه همگن نمی‌باشد، بلکه دلیل توجه به این روش آن است که نمونه‌ها شبیه شرایط در محل^۶ ایجاد می‌نماید. از آنجایی که نهشته‌های طبیعی در اثر مرور زمان

$$h_n = \frac{h_t}{j} \left[(n_i - 1) + \left(1 + \frac{U_{ni}}{100} \right) \right] \quad (2)$$

در رابطه فوق:

$$h_t = \text{ارتفاع کل نمونه؛}$$

$$h_n = \text{میزان ضخامت مصالح متراکم شده در هر لایه.}$$

وزن خالص مرطوب مورد نیاز جهت نمونه‌سازی با

استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$W_t = \gamma_{dry} (1 + \omega) \cdot V \quad (3)$$

در این رابطه:

$$\gamma_{dry} = \text{وزن مخصوص خشک } \left(\frac{gf}{cm^3} \right)$$

$$\omega = \text{درصد رطوبت؛}$$

$$V = \text{حجم نمونه خاک مورد مطالعه.}$$

درصد رطوبت خاک بایستی طوری انتخاب شود که درجه اشباع (S) نمونه بین ۲۰ تا درصد شود. لازم به ذکر است که در تحقیق حاضر عمل تراکم لایه‌ها با استفاده از ضربات جانبی به قالب نمونه‌سازی پلاستی گلاس همزمان با قرارگیری وزنه بر روی لایه‌های خاک صورت گرفته است. پس از آماده کردن نمونه به روش فوق، نسبت تخلخل در طول نمونه خاک با استفاده از روش تزریق ژلاتین اندازه‌گیری گردید. البته روش مذکور توسط چن [۲۹] اصلاح شد. ایشان پیشنهاد می‌نماید که لایه‌های زیرین لایه میانی با تراکم نسبی کمتر از لایه میانی با اختلاف یک درصد و لایه‌های فوقانی لایه میانی با تراکم نسبی بزرگتر نسبت به لایه میانی با اختلاف یک درصد ساخته شوند. به طور مثال، اگر نمونه‌ای در هفت لایه با تراکم نسبی ۵۰ درصد ساخته شود، تراکم نسبی لایه میانی برابر ۵۰ درصد انتخاب شده و تراکم نسبی لایه‌ها از پایین به بالا به ترتیب، ۴۷، ۴۸، ۴۹، ۵۰، ۵۱، ۵۲ و ۵۳ درصد تعیین می‌شوند. به علت آنکه ارتفاع هر لایه ثابت نگه داشته می‌شود، در آن صورت وزن خاک هر لایه برای رسیدن به تراکم نسبی مورد نظر تغییر می‌نماید. در این تحقیق، روش نمونه‌سازی تراکم کاهش یافته اصلاح گردید، به طوری که برای تراکم لایه‌ها از وزنه‌های بین ۷۰۰ گرم تا ۲/۵ کیلوگرم استفاده گردید و درصد رطوبت خاک با سعی و خطای فراوان به گونه‌ای انتخاب شد که تمام درجه اشباع (S) نمونه‌ها بین ۲۰ تا ۷۰

نمونه با دقت اندازه‌گیری می‌شود. روش اشباع نمونه مطابق روش قبلی می‌باشد. از امتیازات این روش آن است که امکان تهیه نمونه‌های آزمایشگاهی در محدوده وسیعتری از نسبت تخلخل همراه با توزیع یکنواخت آن در طول نمونه وجود دارد. در تحقیق حاضر از روش تراکم کاهش یافته که حالت خاصی از تراکم مرطوب می‌باشد، استفاده شده است. این روش توسط لد [۲۷] و بین و همکاران [۲۸] ارائه شده است. وقتی خاک در چند لایه متراکم می‌شود، تراکم هر یک از لایه‌های بعدی باعث افزایش دانسیته خاک موجود در زیر آن لایه می‌گردد. تراکم لایه دوم باعث تراکم بیشتر لایه اول و دوم تراکم لایه سوم باعث افزایش تراکم لایه‌های اول و دوم می‌شود. لذا جهت ساخت نمونه‌های با تراکم یکنواخت، روش تراکم کاهش یافته مطرح شده است. در این روش به طور کلی هر لایه با دانسیته کمتر از آنچه در نهایت مورد نظر است، کوبیده می‌شود. مقدار کاهش تراکم از قبل تعیین شده و به عنوان درصد تراکم کاهش یافته (U_n) تعریف می‌شود. مقدار U_n در هر لایه به طور خطی از لایه تحتانی تا لایه فوقانی تغییر می‌کند. به طوری که لایه تحتانی (لایه اول) بیشترین مقدار U_n را دارد. اگر مقدار مناسبی برای U_n در لایه اول انتخاب شود، می‌توان نمونه‌ای با دانسیته یکنواخت در طول نمونه به دست آورد. مقدار U_n عمدتاً بین صفر درصد برای نمونه‌های متراکم تا حدود ۱۵ درصد برای نمونه‌های خیلی سست تغییر می‌کند. حداکثر ضخامت لایه‌ها در این روش نباید از ۲/۵ سانتیمتر بیشتر باشد. مقدار U_n برای لایه‌های مختلف به شرح زیر تعیین می‌شود:

$$U_{ni} = U_{n1} - \left[\left(\frac{U_{n1} - U_{nj}}{j-1} \right) \cdot (n_i - 1) \right] \quad (1)$$

در رابطه فوق:

$$U_{ni} = \text{درصد کاهش تراکم برای هر لایه؛}$$

$$U_{n1} = \text{درصد کاهش تراکم برای لایه اول (حداکثر)؛}$$

$$U_{nj} = \text{درصد کاهش تراکم برای لایه آخر (معمولاً صفر)؛}$$

$$j = \text{تعداد کل لایه‌ها که باید انتخاب شود.}$$

پس از تعیین U_{ni} ، با استفاده از رابطه زیر میزان ضخامت مصالح متراکم‌شده در هر لایه با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

سفت کردن نمونه ماسه، میزان ژل مورد استفاده در محلول تابعی از زمان سفت شدن می‌باشد. یکی از خواص مهم محلول ژلاتین آن است که به هنگام تغییر حرارت هیچ تغییر حجمی در آن اتفاق نمی‌افتد. بنابراین می‌توان گفت که به هنگام سفت نمودن همراه با محلول ژلاتین هیچ تغییری در نسبت تخلخل نمونه ایجاد نمی‌شود. نمونه سخت‌شده به اندازه کافی نرم است. بنابراین بدون معطلی می‌توان آن را به بخشهایی با استفاده از سیم جدا نمود. در صورتی که از محلول ژل با غلظت کم برای اشباع نمونه استفاده شود، مدت زیادی برای سفت نمودن نمونه مصرف نمی‌شود. برای سفت شدن نمونه، آن را در یخچال با دمای ۵ درجه سانتیگراد به مدت ۱۲ تا ۳۶ ساعت نگهداری می‌نمایند. سپس با بیرون آوردن نمونه آن را بایستی به قطعاتی تقسیم نمود. مطمئناً به هنگام بریدن قطعات، مقدار کمی دست‌خوردگی در دانه‌های ماسه‌ای منفرد ایجاد خواهد شد. میزان نسبت تخلخل، برای قطعه حاصل از نمونه سفت شده با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$e = \left(\frac{W_t - W_d}{W_d} \right) \left(\frac{G_s}{G_g} \right) \quad (4)$$

در رابطه فوق،

W_t = وزن قطعه شامل ژلاتین؛

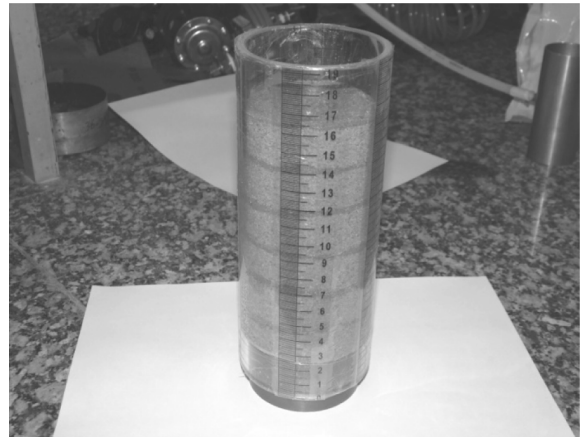
W_d = وزن قطعه خشک خاک بعد از آنکه ژلاتین آن شسته شده است؛

G_s = وزن مخصوص ویژه ماسه؛

G_g = وزن مخصوص ویژه ژلاتین.

بایستی دقت شود که میزان W_t زمانی اندازه‌گیری شود که هیچ نقطه خشکی موجود نباشد. توصیه می‌شود که میزان نسبت تخلخل متوسط تعیین شود و با نسبت تخلخل کلی کنترل شود. به هر حال e_{min} و e_{max} میزان اختلافها در e نبایستی از ۰/۰۲ بزرگتر باشد. در تحقیق حاضر، به منظور بررسی توزیع یکنواختی نسبت تخلخل در طول نمونه از ژلاتینی که میزان وزن مخصوص ویژه (G_s) آن برابر ۱/۰۲ بود بهره گرفته شد. سپس مطابق شکل (۷) مجموعه دستگاهی ساخته شد. نتایج به دست آمده از اشباع کردن

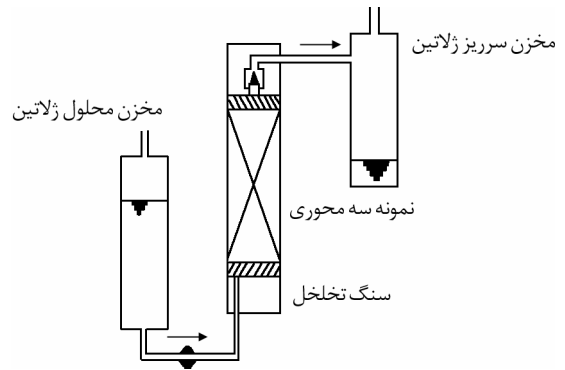
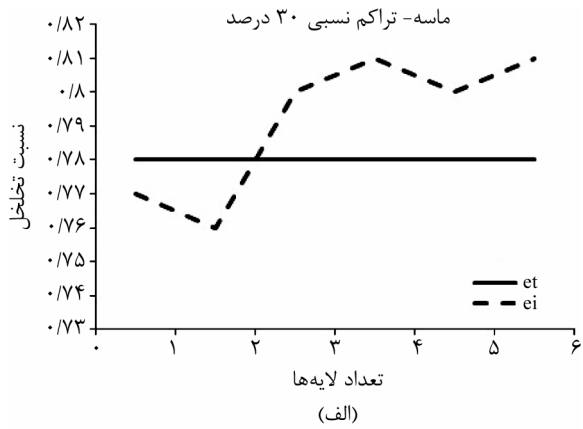
درصد باشد و هم بتوان نمونه‌ها را در چهار تراکم نسبی ۱۵، ۳۰، ۶۰ و ۷۵ درصد آماده نمود. همچنین ضربات از کنار قالب توسط چکش به نمونه اعمال گردید. در این روش، درصد تراکم کاهش یافته (U_n) برابر ۵ درصد انتخاب گردید و ضخامت لایه‌ها در نمونه‌های آزمون سه محوری (۷×۱۴ سانتیمتر) با استفاده از ماسه رنگی و خطکش مدرج کنترل شده است، شکل (۶).



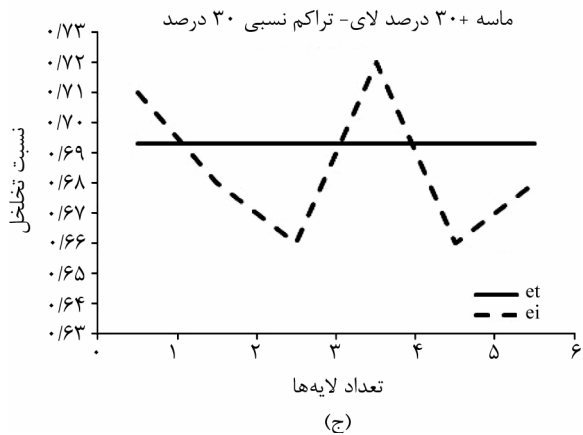
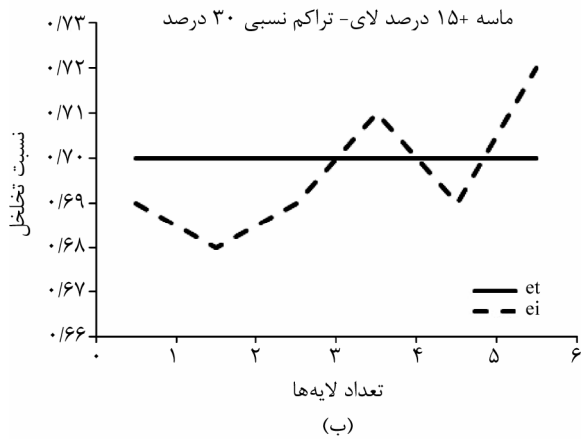
شکل (۶): ساخته نمونه خاکی آزمون سه محوری تناوبی به ابعاد ۱۴×۷ سانتیمتر در شش لایه با استفاده از روش تراکم کاهش یافته اصلاح شده.

۴-۴- بررسی یکنواختی نسبت تخلخل در طول نمونه

روشهای مختلفی جهت بررسی یکنواختی نسبت تخلخل در نمونه وجود دارد که می‌توان به روش تابش اشعه X و روش یخ زدن نمونه اشاره نمود. با توجه به اینکه روش استفاده از تابش اشعه X نیاز به دستگاههای مختلف دارد، بنابراین امکان استفاده از روش در تحقیق حاضر وجود نداشت. روش یخ زدن نیز به دلیل ازدیاد حجم آب و دست‌خوردگی ساختمان ذرات در هنگام یخ زدن مورد استفاده قرار نگرفت. روش دیگری که برای مطالعه یکنواختی نسبت تخلخل در طول نمونه در اینجا ارائه می‌شود، اشباع نمودن نمونه توسط محلول آب و ژلاتین است که توسط امری و همکاران ارائه شده است [۳۰]. به این منظور، به اندازه ۲ تا ۵ درصد وزنی ژلاتین با آب حل گردیده و سپس ژلاتین محلول را که دارای G_s نزدیک به آب که برابر ۱/۰۰۶ می‌باشد، را تهیه می‌نمایند. به منظور



شکل (۷): طرح شماتیک سیستم اشباع نمونه خاکی با استفاده از محلول ژلاتین.



شکل (۸): مقایسه نسبت تخلخل اولیه نمونه‌ها توسط محلول ژلاتین در تراکم نسبی اولیه ۳۰ درصد: الف) ماسه خالص، ب) ماسه با ۱۵ درصد لای و ج) ماسه با ۳۰ درصد لای.

نمونه با محلول ژلاتین، نشان می‌دهد که این عملیات برای نمونه‌های ماسه خالص، ماسه +۱۵ درصد لای و ماسه +۳۰ درصد لای مناسب بوده و می‌توان نسبتهای تخلخل اولیه نمونه‌ها را کنترل نمود. ولی چنانچه میزان درصد ریزدانه لای به ۶۰ درصد می‌رسد حالت فروریختن^۷ در نمونه اتفاق می‌افتد به طوری که به هنگام اشباع، ساختار نمونه در هم می‌شکند و نشست بیش از حد به وقوع می‌پیوندد و میزان تراکم نسبی پس از تحکیم نمونه با تراکم نسبی اولیه آن تفاوت زیادی پیدا می‌کند. به منظور رفع این مشکل میزان رطوبت در نمونه‌ها (۶۰ درصد لای) افزایش داده شد که به طور قابل توجهی مانع از نشست در نمونه‌های با تراکم بالا گردید، ولی در نمونه‌های سست (با تراکم نسبی ۳۰ و ۱۵ درصد) هنوز تا حدودی نشست مشاهده می‌گردید. بنابراین تصمیم گرفته شد که یک سری نمونه ماسه +۶۰ درصد لای با تراکم نسبی ۷۵ درصد جایگزین آنها گردد. نمونه‌ای از مقایسه نسبت تخلخل اولیه نمونه‌ها توسط محلول ژلاتین در شکل (۸) و جدول (۳) آورده شده است.

جدول (۳): مقایسه نسبت تخلخل اولیه نمونه‌ها توسط محلول ژلاتین در تراکم نسبی اولیه ۳۰ درصد.

درصد خطای نسبی $\frac{ e_t - e_a }{e_t} \times 100$	میانگین نسبت تخلخل هر لایه با استفاده از محلول ژلاتین (e_a)	نسبت تخلخل اولیه مبنا در هر لایه (e_t)	نمونه
۱/۴ درصد	۰/۷۷	۰/۷۸۱	ماسه
۱/۴ درصد	۰/۶۹	۰/۷۰۴	ماسه +۱۵ درصد لای
۱/۴ درصد	۰/۶۸	۰/۶۹۳	ماسه +۳۰ درصد لای

سپس با اعمال تنش همه‌جانبه ۳۰ کیلوپاسکال بر نمونه پایداری آن حفظ گردید. سپس گاز CO_2 در نمونه جریان یافت عمل گردشی^۸ در دو مرحله به منظور اشباع نمونه صورت می‌گیرد. اول، ورود آب بدون هوا از قسمت تحتانی و مکش آن از قسمت بالا و دوم، تزریق آب بدون هوا از دو طرف پایین و بالا به نمونه. سپس، به منظور تکمیل اشباع میزان تنش همه‌جانبه به میزان ۱۰۵ کیلوپاسکال تغییر می‌یابد و پس فشار^۹ به میزان ۱۰۰ کیلوپاسکال به نمونه اعمال می‌شود تا مقدار ضریب B اسکمپتون به بیش از ۹۵ درصد برسد. عملیات تحکیم همسان نمونه‌های خاکی با برقراری فشار همه‌جانبه ۲۰۵ کیلوپاسکال به مدت ۶۰ دقیقه (مدت زمان با توجه به نوع نمونه و تراکم نسبی متفاوت می‌باشد) پیش از انجام بارگذاری دینامیکی صورت می‌پذیرد.

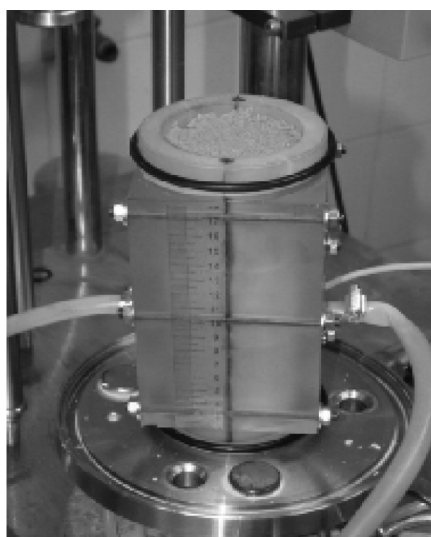
۴- تحلیل و تفسیر نتایج

در چهل سال گذشته، مشاهده شده که روانگرایی نه تنها در ماسه‌های تمیز، بلکه در ماسه‌های لای‌دار، ماسه‌های رس‌دار، ماسه‌های شن‌دار و ماسه‌شن‌دار همراه با رس (در شرایط خاص) نیز به وقوع پیوسته است. تعیین پتانسیل روانگرایی خاکها با استفاده از روشهای صحرائی و آزمایشگاهی امکان‌پذیر است. چنانکه قبلاً ذکر شد، یکی از اهداف این مقاله، بررسی آزمایشگاهی اثر میزان درصد ریزدانه غیرپلاستیک بر روی نسبت مقاومت تناوبی (CRR) می‌باشد. به این منظور، تعداد ۳۳ عدد آزمون سه محوری تناوبی بر روی نمونه‌های خاک با تنش مؤثر همه‌جانبه ۱۰۰ کیلوپاسکال صورت گرفت که نتایج به دست آمده به شرح شکل (۱۰) می‌باشد. در تحقیق حاضر، معیار وقوع روانگرایی در نمونه‌های خاکی، برابر بودن فشار آب حفره‌ای با تنش مؤثر همه‌جانبه و یا وقوع کرنش محوری با دامنه دوگانه ۵ درصد، هر کدام که زودتر به وقوع بپیوندد، می‌باشد. همچنین مقادیر نسبت مقاومت تناوبی (CRR) برای نمونه‌های خاکی مورد مطالعه در ۱۵ تناوب (معادل زلزله با بزرگی ۷/۵) تعیین شده است و نتایج ارائه شده برای میزان تراکم نسبی بعد از تحکیم می‌باشد.

در اشکال فوق، e_r نسبت تخلخل اصلی نمونه بوده و e_f نسبت تخلخل هر لایه که محلول ژلاتین به دست آمده است. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که روش مورد کاربرد به‌منظور ساخت نمونه با توزیع نسبت تخلخل یکنواخت در طول آن مناسب می‌باشد.

۳-۵- روش انجام آزمایش

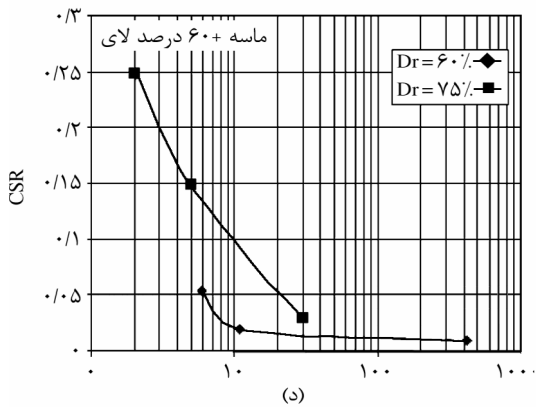
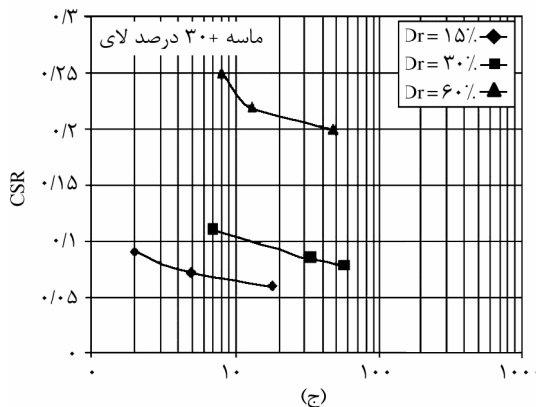
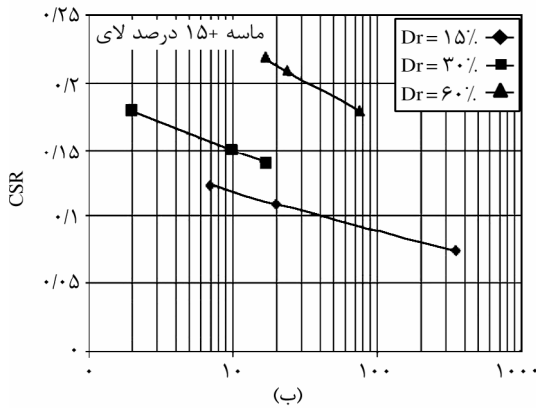
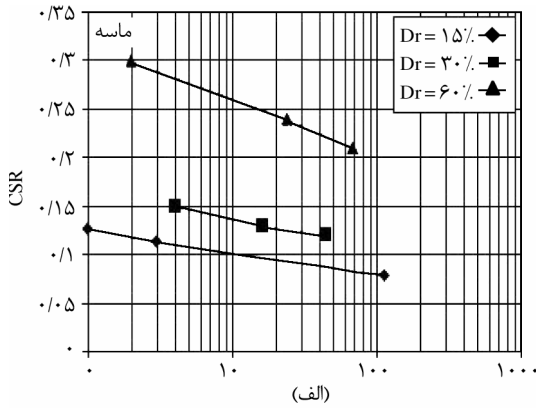
کلیه آزمایشهای مورد نیاز در انجام این پژوهش توسط دستگاه پیشرفته سه محوری دینامیکی مدل $DTC384EP$ ساخت شرکت $Seiken$ انجام پذیرفته است. فرکانس بارگذاری در آزمون سه محوری تناوبی طبق استاندارد $ASTM D5311-92$ بین ۰/۱ تا ۱ هرتز متغیر می‌باشد. در تحقیق حاضر، بارگذاری نمونه‌های مورد مطالعه در آزمون سه محوری دینامیکی در شرایط زهکشی نشده با فرکانس ۰/۱ هرتز به صورت سینوسی انجام گرفت تا بتوان رفتار نمونه‌ها از نظر افزایش فشار آب حفره‌ای و وقوع کرنش محوری دوگانه ۵ درصد به دقت مورد بررسی قرار گیرد. کلیه نمونه‌ها با استفاده از روش تراکم کاهش یافته در قالب پلاکسی‌گلاس ساخته شده و سپس جهت اشباع و تحکیم آماده گردیدند، شکل (۹). مراحل انجام اشباع و تحکیم نمونه به این ترتیب انجام شد که پس از ساخت نمونه، که پس از ساخت نمونه، قالب پلاکسی‌گلاس باز گردید.



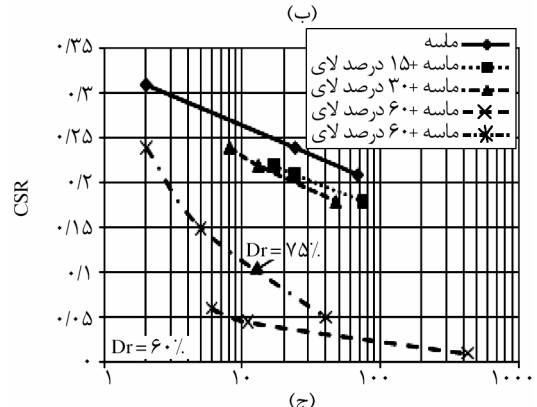
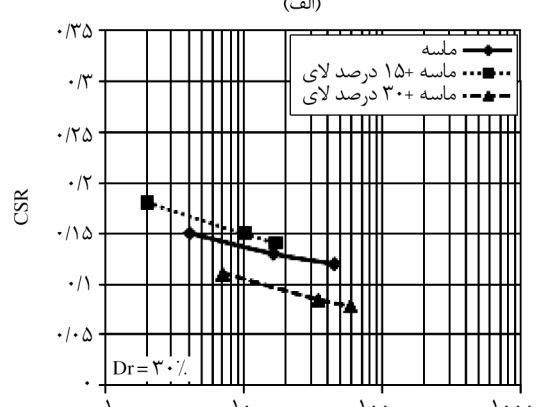
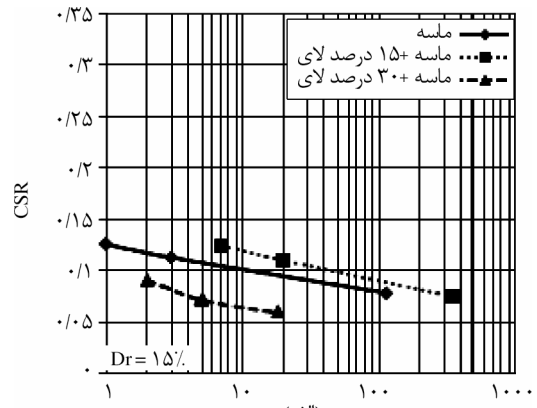
شکل (۹): قرار گرفتن نمونه خاک و قالب پلاکسی‌گلاس در دستگاه سه محوری.

در نمودارهای شکل (۱۰) مشاهده می‌شود که با افزایش میزان درصد ریزدانه غیرپلاستیک تا ۱۵ درصد، مقدار نسبت تنش تناوبی (CSR) در نمونه‌های خاکی مورد آزمایش افزایش یافته و در ادامه با رسیدن مقدار لای تا ۶۰ درصد، میزان CSR کاهش یافته است.

در شکل (۱۱)، تغییرات نسبت تنش تناوبی (CSR) بر اثر تغییرات تراکم نسبی مصالح مختلف نشان داده شده است.



تعداد تناوب برای وقوع روانگرایی

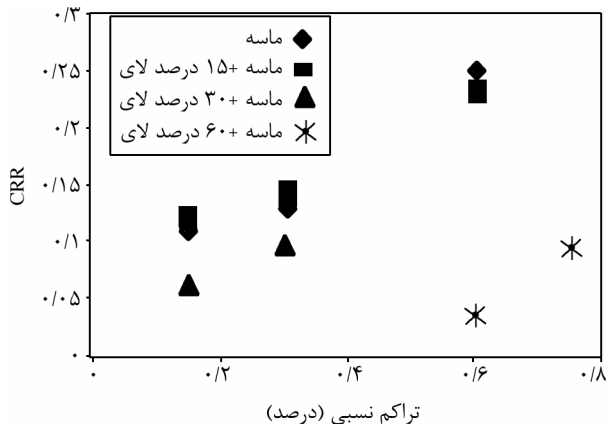


تعداد تناوب برای وقوع روانگرایی

شکل (۱۱): تغییرات نسبت تنش تناوبی (CSR) بر اثر تغییرات تراکم نسبی، الف) ماسه، ب) ماسه + ۱۵ درصد لای، ج) ماسه + ۳۰ درصد لای، د) ماسه + ۶۰ درصد لای.

شکل (۱۰): تأثیر میزان درصد ریزدانه بر روی نسبت تنش تناوبی مخلوط خاکهای مورد مطالعه، الف) تراکم نسبی ۱۵ درصد، ب) تراکم نسبی ۳۰ درصد، ج) تراکم نسبی ۶۰ و ۷۵ درصد.

در شکل (۱۳)، میزان تأثیر نسبت تراکم نسبی در مقاومت تناوبی مخلوط خاکهای ماسه- لای ارائه شده است. بر این اساس می‌توان مشاهده نمود که با افزایش میزان لای تا ۱۵٪، نسبت مقاومت تناوبی افزایش می‌یابد و در ادامه با افزایش درصد میزان لای، CRR کاهش می‌یابد. در حالت کلی می‌توان مشاهده نمود با افزایش مقدار تراکم نسبی، نسبت مقاومت تناوبی افزایش می‌یابد.



شکل (۱۳): نمودار تغییرات نسبت مقاومت تناوبی (CRR) در مقابل تراکم نسبی.

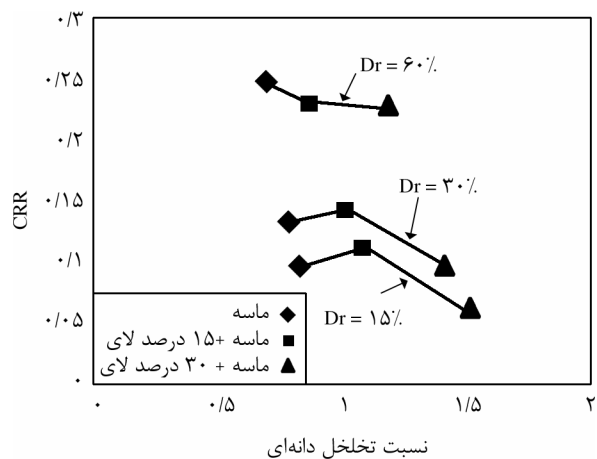
۵- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

ارزیابی پتانسیل روانگرایی خاکها در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها و ابنیه ژئوتکنیکی که خطر آسیب‌پذیری آنها بالاست از اهمیت ویژه‌ای برخوردار می‌باشد. هدف اصلی از انجام این تحقیق، بررسی آزمایشگاهی اثر درصد ریزدانه غیرپلاستیک بر نسبت مقاومت تناوبی (CRR) می‌باشد. در این تحقیق، آزمایش‌های سه محوری تناوبی در شرایط زهکشی نشده بر روی ترکیبات مختلف ماسه خالص، ماسه با ۱۵ درصد لای، ماسه با ۳۰ درصد لای و ماسه با ۶۰ درصد لای در تراکم‌های نسبی ۱۵، ۳۰، ۶۰ و ۷۵ درصد تهیه شده بودند، انجام پذیرفت. نمونه‌ها به روش تراکم کاهش یافته ساخته شده و در تنش مؤثر همه‌جانبه اولیه همسان ۱۰۰ کیلو پاسکال تحکیم شدند. مهمترین نتایج به دست آمده از این تحقیق به شرح زیر می‌باشد:

الف- نمونه‌های مورد مطالعه در این تحقیق، با استفاده از روش تراکم کاهش یافته ساخته شدند. نتایج نشان

نتایج نشان می‌دهد که با افزایش میزان تراکم نسبی در تمامی مصالح مورد مطالعه، نسبت تنش تناوبی (CSR) افزایش می‌یابد. در عین حال، نرخ این افزایش در مصالح دارای ریزدانه بیشتر، کمتر است. برای مثال، در تراکم ۱۵ درصد، مقاومت ماسه دارای ۱۵ درصد لای از ماسه تمیز در همان تراکم بیشتر است، لیکن با افزایش تراکم از ۱۵ به ۳۰ و ۶۰ درصد، میزان افزایش مقاومت ماسه نسبت به میزان افزایش مقاومت ماسه لای‌دار بیشتر بوده و نتیجتاً در تراکم‌های بالاتر، مقاومت ماسه بر مقاومت ماسه لای‌دار پیشی گرفته است.

تغییرات نسبت مقاومت تناوبی (CRR) در مقابل نسبت تخلخل دانه‌ای برای مخلوط ماسه- لای فیروزکوه در شکل (۱۲) ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهد که در حالت کلی از نظر نسبت تخلخل دانه‌ای، در نمونه‌های حاوی ۰ تا ۱۵ درصد ریزدانه با تراکم نسبی شل و متوسط، با افزایش میزان نسبت تخلخل دانه‌ای، مقدار CRR افزایش می‌یابد و در ادامه با افزایش میزان لای نسبت مقاومت تناوبی کاهش می‌یابد. در نمونه‌های متراکم، مقدار CRR با افزایش نسبت تخلخل دانه‌ای ($Dr=60\%$) به صورت پیوسته کاسته می‌شود. نتایج نشان می‌دهد که افزایش درصد ریزدانه باعث افزایش نسبت تخلخل دانه‌ای می‌شود که نشان‌دهنده ایجاد ناپایداری در ساختار دانه‌ای خاک می‌باشد که در نتیجه باعث کاهش نسبت مقاومت تناوبی می‌شود.



شکل (۱۲): نمودار تغییرات نسبت مقاومت تناوبی (CRR) در مقابل نسبت تخلخل دانه‌ای.

است، صورت پذیرفته است. تهیه‌کنندگان این مقاله لازم می‌داند که از حمایت‌های پژوهشگاه تشکر و قدردانی نماید.

۷- مراجع

1. Okashi, Y. (1970). Effects of sand compaction on liquefaction during tokachioki earthquake, *Journal of Soils and Foundations, JSSMFE*, **10**(2), 112-128.
2. Fei, H.C. (1991). The characteristics liquefaction of silt soil, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, V, Compaction Mechanics Publications, Southhampton, 293-302.
3. Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. (1983). Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fine content, *Journal of Soils and Foundations, JSSMFE*, **23**(4), 56-74.
4. Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F., and Chung, R.M. (1985). The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations, *Journal of Geotechnical Engineering*, **111**(12), 1425-1445.
5. Dezfulian, H. (1982). Effects of silt content on dynamic properties of study soils, *Proc. of 8th World Conference on Earthquake Engineering*, Sanfrancisco, USA, 63-70.
6. Chang, N.Y., Yeh, S.T., Kaufman, L.P. (1982). Liquefaction potential of clean and silty sand, *Proc. of 3th Int. Earthquake Microzonation Conference*, Seattle, USA, **2**, 1017-1032.
7. Amini, F. and Qi, Z. (2000). Liquefaction testing of stratified silty sands, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 208-217.
8. Okusa, S., Anma, S., and Maikuma, H. (1980). Liquefaction of mine tailings in the 1978 izu-oshima- kinkai earthquake, central Japan, *Proc. of Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey*, **3**, 89-96.
9. Garga, V. and McKay, L. (1984). Cyclic triaxial strength of mines tailings, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, **110**(8), 1091-1105.

می‌دهد که این روش نه تنها برای خاکهای دانه‌ای بلکه برای خاکهای حاوی ریزدانه نیز قابل استفاده می‌باشد. همچنین، نمونه‌ها با نسبت تخلخل یکنواخت در طول نمونه ساخته شدند.

ب - با افزایش تراکم نسبی نمونه‌ها، به علت کم شدن فضای خالی بین دانه‌ها مقاومت روانگرایی افزایش می‌یابد. اگرچه با افزایش میزان درصد ریزدانه غیرپلاستیک تا ۱۵ درصد در ماسه، میزان *CRR* افزایش یافته است. در ادامه با افزودن میزان درصد ریزدانه در ماسه، به علت آنکه قسمت اعظم فضای بین خاک دانه‌ای را پر می‌کنند، بنابراین در برابری مجموعه نقش پیدا می‌کنند و باعث سست شدن آن شده و مقاومت روانگرایی نمونه را کاهش می‌دهد.

ج - نمونه‌های مخلوط ماسه و ۶۰ درصد لای در تراکم‌های نسبی ۶۰ و ۷۵ درصد دارای مقاومت پایینی هستند. وجود رمبندگی در هنگام نمونه‌سازی نیز به نوعی نشان‌دهنده ساختار ناپایدار این مخلوطها است.

د - مقاومت روانگرایی ماسه‌های لای‌دار و لای‌های ماسه‌دار وابسته به بافت ترکیب ماسه و لای می‌باشد. هنگامی که درصد ریزدانه‌ها کم و نقش آنها فقط پرکننده بین درشت دانه‌ها باشد، آنگاه وجود ریزدانه تأثیر چندانی در مقاومت نخواهد داشت؛ اما اگر نحوه پخش ذرات ریزدانه‌ها به گونه‌ای باشد که بعضی از آنها به عنوان جداکننده در حد فاصل بین دانه‌های ماسه قرار گیرند، آنگاه اسکلت ناپایدارتری نسبت به اسکلت اولیه ماسه تشکیل خواهد شد و در نتیجه مقاومت روانگرایی کاهش خواهد یافت. با افزایش بیشتر ریزدانه‌ها و در حالتی که درشت‌دانه‌ها کاملاً از یکدیگر تفکیک شده‌اند، می‌توان از تأثیر درشت دانه‌ها در تحمل نیروی برشی صرف‌نظر نمود. در این حالت مقاومت تنها به وسیله ریزدانه‌ها تأمین می‌گردد.

۶- تشکر و قدردانی

این مقاله بر اساس طرح پژوهشی شماره ۶۷۱۲ که در پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله ارائه شده

20. Bokovalas, G.D., Andrianopoulos, K.I., and Papadimitriou A.G. (2003). A critical state interpretation for the cyclic liquefaction resistance of silty sand, *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **23**, 115-125.
21. Krumbein, C. (1941). Measurement and geological significance of shape and roundness of sedimentary particles, *Journal of Sedimentology and Petrology*, **11**(2), 64-72.
22. ASTM (2001). American society for testing and material, Washington, USA.
23. Vasquez, H.A., Dobry, R., and Baziar, M.H. (1990). Re-evaluation of liquefaction triggering and flow sliding in the lower San Fernando dam during the 1971 earthquake, *Proc. 4th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Palm Springs, CA, 783-792.
24. Baziar, M.H. and Dobry, R. (1991). Liquefaction ground deformation predicted from laboratory tests, *Proc. Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, 451-458.
25. Vasquez, H.A. and Dobry, R. (1989). The behavior of undrained contractive and its effect on seismic liquefaction flow failure of earth structure, Department of the Army Corps of Engineering, Washington DC, USA.
26. Ishihara K. (1996). Soil behavior in earthquake geotechnics, Department of Civil Engineering Science, University of Tokyo.
27. Ladd, R.S. (1978). Preparing test specimens using under compaction, *Printed by American Society for Testing and Material*, 16-23.
28. Been, K., Jefferies, M.G., and Hachey, J. (1991). The critical state of sands, *Geotechnique*, **41**, 365-381.
29. Chan C. (1985). Instruction manual, CKC E/P cyclic loading triaxial system users manual, Soil Engineering Equipment Company, San Francisco, CA, USA.
30. Emery, J.J., Finn, W.D.L., and Lee K.W. (1973). Uniformity of saturated sand samples, ASTM Special Publishing, 182-194.
10. Tronsco, J.H. and Verdugo, R. (1985). Silt content and dynamic behavior of tailing sands, *Proc. Twelfth Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Sanfrancisco, USA, 1311-1314.
11. Tronsco, J.H. (1990). Failure risks of abandoned tailings dams, *Proc. Int. Symposium on Safety and Rehabilitation of Tailings Dams, CIGB ICOLD*, Sydney, Australia, 34-47.
12. Zelatovic, S. and Ishihara, K. (1995). On the influence of non plastic fines on residual strength, *Proc. 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Tokyo.
13. Finn, W.D.L., Pickering, D.J., and Bransby, P. L. (1971). Sand liquefaction in triaxial and simple shear tests, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, **97**(SM4), 639-659.
14. Yamamura, J.A. and Lade, P.V. (1998). Steady-state concepts and static liquefaction of silty sands, *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **124**(9), 868-877.
15. Shen, C.K., Vrymoed, J.L., and Uyeno, C.K. (1977). The effects of fines on liquefaction of sands, *Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mech. and Found. Eng.*, Tokyo, Japan, **2**, 381-385.
16. Koester, J.P. (1994). The influence of fine type and content on cyclic strength, *Ground Failures under Seismic Condition, Geotechnical Special Publication, ASCE*, No.44, 17-33.
17. Polito, C.P. and Martin, J.R. (2001). Effects of non plastic fines on the liquefaction resistance of sands, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, **5**, 408-415.
18. Chien, L.K., Oh, Y.N., and Chang, C.H. (2002). Effects of fined content on liquefaction strength and dynamic settlement of reclaimed soil, *Canadian Geotechnique*, **39**, 254-265.
19. Xenaki, V.C. and Athanasopoulos G.A. (2003). Liquefaction resistance of sand-silt mixtures: an experimental investigation of the effect of fines, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **23**, 183-194.

- ۱- *Undercompaction*
- ۲- *Plexiglas*
- ۳- *Water Sedimentation*
- ۴- *Dry Deposition*
- ۵- *Wet Tamping*
- ۶- *In Situ*
- ۷- *Collapse*
- ۸- *Circulation*
- ۹- *Back Pressure*