

اثر ریزدانه‌های غیرچسبنده بر رفتار فشار آب حفره‌های ماسه‌های اشباع

مهدی درخشندی^{۱*}، سید مجدالدین میرمحمدحسینی^۲

۱- استادیار دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه اراک

۲- دانشیار دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه صنعتی امیرکبیر

m.derakhshandi@gmail.com

تاریخ پذیرش: ۱۳۹۱/۱۲/۲۵

تاریخ دریافت: ۱۳۹۱/۰۳/۰۹

چکیده- کرنش‌های برشی به وجود آمده ناشی از زلزله باعث ایجاد اضافه فشار آب حفره‌ای در لایه‌های خاک می‌شوند. در این پژوهش نتایج آزمایش‌های سه‌محوری کنترل کرنش انجام شده روی خاک‌های ماسه‌ای دارای لای ارائه شده است. آزمایش‌های انجام شده برای بررسی ویژگی‌های فشار آب حفره‌ای ماسه‌های دارای لای در اثر بارگذاری، دوره‌ای است. نمونه‌های ماسه‌ای استفاده شده ۰، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد لای دارد. نتایج نشان می‌دهد که نسبت تخلخل نمونه‌ها با افزایش درصد ریزدانه هنگام فرایند اشباع و تحکیم، کاهش یافته و این اثر با افزایش درصد لای افزایش می‌یابد. همچنین فشار آب حفره‌ای ایجاد شده، با افزایش ریزدانه، حدود ۱۰ درصد کاهش می‌یابد. با مقدار ریزدانه بین ۱۰ تا ۳۰ درصد، به دلیل افزایش نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌ای به بیش از نسبت تخلخل بیشینه ماسه تمیز، اضافه فشار حفره‌ای، افزایش یافته و تماس بین دانه‌های ماسه، رفته رفته حذف و پاسخ نمونه به وسیله‌ی ماتریس لای کنترل می‌شود.

واژگان کلیدی- سه‌محوری دوره‌ای، روان‌گرایی، لای، فشار آب حفره‌ای

۱- مقدمه

مؤثر بوده و هر کدام اثر خود را به گونه‌ای متفاوت نشان می‌دهد. به خاطر وجود ریزدانه‌های پلاستیک و غیرپلاستیک در طبیعت همراه ماسه‌ها، تعیین خصوصیات رفتاری دوره‌ای این خاک‌ها، تأثیر مهمی در ارزیابی و طراحی واقع بینانه سازه‌های مهندسی احداث شده روی این نهشته‌ها دارد. بنابراین بررسی خصوصیات فشار آب منفذی این خاک‌ها حین اعمال بارهای دوره‌ای با استفاده از آزمایش‌های دوره‌ای کنترل کرنش، ضروری است.

روان‌گرایی یکی از مخرب‌ترین پدیده‌هایی است که هنگام زلزله اتفاق می‌افتد. در مطالعات انجام شده، بیشتر به خصوصیات روان‌گرایی ماسه‌های تمیز توجه شده است. نتایج آزمایش‌های انجام شده در زمینه بررسی اثر ریزدانه‌ها بر پتانسیل روان‌گرایی خاک‌های ماسه‌ای نیز با یکدیگر هم‌سو نمی‌باشند. بررسی نتایج نشان می‌دهد که نوع و مقدار ریزدانه‌ها تا حدودی در رفتار روان‌گرایی این خاک‌ها

محققین زیادی جنبه‌های مختلف پدیده روان‌گرایی در چهار دهه گذشته را بررسی کرده‌اند؛ این پژوهش‌ها، بیشتر عوامل مؤثر بر خصوصیات روان‌گرایی ماسه‌های تمیز را بررسی کرده است [۱، ۲، ۳، ۴، ۵].

به هر حال، بیشتر توده‌های ماسه‌ای موجود در طبیعت و همچنین نهشته‌های خاکی مصنوعی (سدهای هیدرولیکی)، به صورت ماسه خالص وجود ندارد و ریزدانه‌های پلاستیک و غیرپلاستیک دارد.

بررسی ادبیات فنی، شواهد متناقضی را در مورد اثر ریزدانه‌ها بر مقاومت دوره‌ای یا پتانسیل روان‌گرایی ماسه‌ها نشان می‌دهد. نتایج مطالعات آزمایشگاهی و محلی نشان می‌دهد که افزایش درصد ریزدانه ممکن است باعث افزایش یا کاهش پتانسیل روان‌گرایی و یا کاهش پتانسیل روان‌گرایی تا رسیدن درصد ریزدانه به یک مقدار مشخص شود که پس از آن اضافه شدن ریزدانه‌ها موجب افزایش پتانسیل روان‌گرایی می‌شود [۶].

یکی از روش‌های آماده‌سازی نمونه‌ها برای بررسی مقاومت روان‌گرایی، ساخت نمونه‌ها در نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌ای ثابت است. نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌ای، نسبت تخلخلی است که در آن، حجم اشغال‌شده به وسیله ریزدانه‌ها هم به عنوان قسمتی از فضای خالی در نظر گرفته شده و محاسبه این تخلخل نیز با این فرض انجام شود. Kuerbis et al. (1988) و Kenney (1977) محاسبه نسبت تخلخل ماسه‌ای را به صورت زیر ارائه دادند [۷، ۸]:

$$e_s = \frac{e + FC}{1 - FC} \quad (1)$$

e نسبت تخلخل کل، FC درصد ریزدانه (به اعشار).

در مفهوم نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌ای، ریزدانه‌ها فضای بین ذرات ماسه را پرمی‌کنند و بنابراین رفتار یک ماسه، بیشتر، با نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌ای مدیریت

می‌شود تا نسبت تخلخل کل. زمانی که نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌ای از نسبت تخلخل بیشینه ماسه تمیز فراتر می‌رود، ریزدانه‌ها به حدی زیاد می‌شوند که از تماس بین ذرات ماسه با یکدیگر جلوگیری می‌کنند. در این حالت، بافت غالب خاک، بافت ریزدانه است و ریزدانه‌ها رفتار خاک را تعیین می‌کنند. به بیانی دیگر، دانه‌های ماسه در زمینه ریزدانه شناور است و نقش تسلیح‌کننده بافت ریزدانه را به عهده دارد. اثر ریزدانه‌های رسی بر رفتار فشار آب حفره‌ای ماسه‌ها نیز به وسیله Derakhshandi et al. (2008)، بررسی شده است [۹].

آزمایش‌های انجام‌شده در این مطالعه شامل آزمایش‌های سه‌محوری دوره‌ای بوده که به روش کنترل کرنش انجام شده است. این آزمایش‌ها نشان داد که افزایش ریزدانه‌ها تا حدود ۲۰ درصد، باعث افزایش تدریجی اضافه‌فشار حفره‌ای می‌شود. با اضافه شدن بیشتر ریزدانه‌های رسی به خاطر ایجاد رفتار تحرک دوره‌ای، فشار آب حفره‌ای به گونه‌ای چشم‌گیر کاهش می‌یابد.

Hazirbaba, Rathje (2009) طی انجام آزمایش‌های برش ساده دوره‌ای کنترل کرنش بر روی نمونه‌های ماسه‌ای لای‌دار، رفتار فشار آب حفره‌ای این مصالح را بررسی کردند [۱۰]. این آزمایش‌ها در شرایط آماده‌سازی نمونه $e_s = 0.76$ و $Dr = 50\%$ (نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌ای) و $e = 0.59$ (نسبت تخلخل کل) برای درصدهای ریزدانه ۰، ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ لای انجام شد. مقایسه نتایج آزمایش‌های انجام‌شده با کارهای مشابه گذشته روی ماسه تمیز، نشان‌دهنده کاهش فشار آب حفره‌ای و افزایش کرنش برشی آستانه با افزایش درصد لای است. Dash, Sitharam (2009) [۱۱]. اثر ریزدانه لای را بر پاسخ فشار آب حفره‌ای مخلوط ماسه‌های لای‌دار، با انجام آزمایش‌های سه‌محوری دوره‌ای

جدول (۱) خصوصیات اندازه‌گیری شده مخلوط‌های ماسه Monterey

#0/30 و لای Sil-Co-Sil 52

درصد ریزدانه (% وزنی)					خصوصیت
۴۰	۳۰	۲۰	۱۰	۰	ندازه‌گیری شده
۲/۶۴	۲/۶۴	۲/۶۴	۲/۶۴	۲/۶۴	توده ویژه (Gs)
۰/۳۸	۰/۳۴	۰/۳۸	۰/۴۸	۰/۵۷	e_{min}
۱۸/۷۷	۱۹/۳۶	۱۹/۱۹	۱۷/۸۷	۱۶/۸۲	$\gamma_{dmax} (kN/m^3)$
۰/۸۰	۰/۷۲	۰/۶۶	۰/۷۰	۰/۸۵	e_{max}
۱۸/۷۷	۱۵/۱۰	۱۵/۸۶	۱۵/۴۹	۱۴/۲۹	$\gamma_{dmin} (kN/m^3)$
SM	SM	SM	SP-SM	SP	طبقه‌بندی خاک در استاندارد USGS

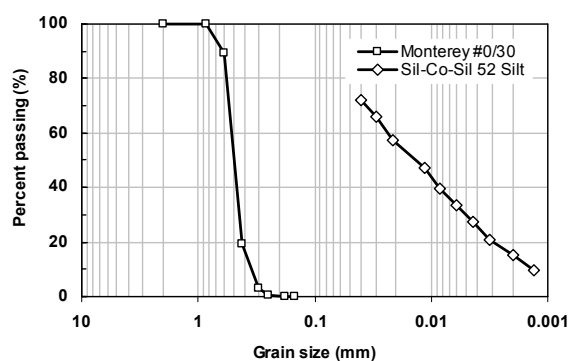
در نمونه‌های ماسه Monterey #0/30 دارای ۰، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد لای Sil-Co-Sil 52، از روش تراکم کاهش‌یافته مرطوب^۱ استفاده می‌شود [۱۴]. در این روش، هر لایه در تراکمی بیشتر از لایه زیرین خود جایگزین می‌شود که به خاطر در نظر گرفتن کاهش حجم و افزایش تراکمی است که وقتی لایه بالاتر جایگزین می‌شود در لایه‌های پایین‌تر اتفاق می‌افتد. این روش به گونه گسترده در مطالعات روان‌گرایی استفاده می‌شود. سود روش تراکم کاهش‌یافته ایجاد نمونه‌های کاملاً یکنواخت است که در بازه‌ی وسیعی از تراکم شکل می‌گیرد. پس از انجام مراحل اشباع و تحکیم، کرنش برشی دوره‌ای از قبل تعیین‌شده‌ای در بازه‌ی ۰/۰۰۳ تا ۰/۳ درصد به نمونه اعمال شده و پاسخ بار، تغییر شکل و فشار آب منفذی (تنش مؤثر) در این نمونه‌ها، ثبت شده است. این بازه‌ی دامنه کرنش برشی، گستره وسیعی از پاسخ فشارهای منفذی را پوشش می‌دهد.

در این پژوهش شامل آزمایش‌های سه محوری دوره‌ای کنترل کرنش انجام شد که خصوصیات رفتار فشار آب منفذی هنگام بارگذاری دوره‌ای را بررسی می‌کند؛ این

کنترل تنش، بررسی کردند. نتایج آزمایش‌ها وابستگی مؤثر رفتار فشار آب حفره‌ای این خاک‌ها را به درصد لای حدی و تراکم نسبی نمونه نشان می‌دهد.

۲- مصالح مورد استفاده و روش آزمایش

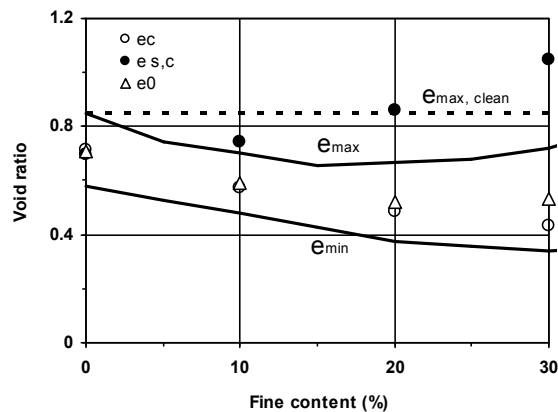
برای بررسی اثر ریزدانه‌ها بر مقاومت روان‌گرایی و فشار آب منفذی، نمونه‌های آزمایشی از مخلوط ماسه Monterey #0/30 و ریزدانه‌های لای Sil-Co-Sil 52 با مقادیر ۰، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد ساخته شد. منحنی پخش دانه‌بندی این مصالح در شکل ۱ نشان داده شده است.



شکل (۱) منحنی پخش دانه‌بندی ماسه Monterey #0/30 و لای Sil-Co-Sil 52

اگرچه استانداردهای ASTM D 4254 [۱۲] و ASTM D 4253 [۱۳] تعیین کمینه نسبت تخلخل (e_{min}) و بیشینه نسبت تخلخل (e_{max}) نمونه‌های ماسه‌ای دارای ریزدانه را به بیشینه ریزدانه ۱۵ درصد غیرچسبنده محدود می‌کند، ولی به خاطر نبود استاندارد جایگزین دیگر، برای اندازه‌گیری مقادیر بیشینه نسبت تخلخل (e_{max}) از استاندارد [ASTM D 4254 ۱۲] و برای تعیین کمینه نسبت تخلخل (e_{min}) از روش استاندارد [ASTM D 4253 ۱۳] برای ماسه‌های لای‌دار استفاده شده است. جدول (۱) نتایج آزمایش‌های انجام شده برای تعیین e_{min} ، e_{max} و پارامترهای اشاره‌شده را نشان می‌دهد.

ماسه‌ای پس از آماده‌سازی نمونه ($e_{s,o}$) در برابر درصد‌های مختلف لای Sil-Co-Sil 52 در شکل (۲) رسم شده است.



شکل (۲) تغییرات نسبت‌های تخلخل بیشینه (e_{max})، کمینه (e_{min})، نسبت تخلخل اولیه پس از ساخت نمونه (e_0) نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌ای پس از تحکیم ($e_{s,c}$)، در برابر درصد ریزدانه لای

نتایج به دست آمده از اشباع و تحکیم نمونه‌ها نشان می‌دهد که ترکیب ماسه و ریزدانه در تراکم نسبی مطالعه شده (D_r)، منقبض‌شونده و فروریزشی بوده و حجم نمونه پس از اشباع و تحکیم کاهش می‌یابد. این کاهش حجم در مورد خاک‌های ماسه‌ای لای‌دار کمتر از خاک‌های ماسه‌ای رس‌دار است [۹]؛ به گونه‌ای که کاهش حجم پس از اشباع و تحکیم در نمونه‌های ماسه‌ای دارای ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد لای، حدود ۱، ۲ و ۶ درصد کرنش حجمی است. در حالی که پس از مراحل تحکیم و اشباع، هیچ تغییر حجمی در نمونه‌های ماسه تمیز اتفاق نیفتاده و کرنش حجمی این نمونه‌ها حدود صفر است. آزمایش‌های انجام‌شده به وسیله‌ی محققین دیگر [۱۵، ۱۶] نیز کاهش حجم نمونه‌های ماسه‌ای دارای لای را پس از مراحل اشباع و تحکیم، تأیید می‌کند. بررسی‌های این محققین گویای افزایش تراکم نمونه با کاهش نسبت تخلخل (افزایش تراکم نسبی) در اثر اشباع و تحکیم است. با توجه به شکل (۲) مشاهده می‌شود که نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌ای بعد از

آزمایش‌ها در کرنش از کرنش‌های بسیار کوچک (۰/۰۰۳) درصد) تا کرنش‌های بزرگ (۰/۳ درصد)، برای پوشش رفتار فشار منفذی خاک‌های دارای ریزدانه‌های غیرچسبنده از [فشارهای منفذی پایین در حد کرنش برشی آستانه تا فشارهای منفذی بالا] و ارزیابی روان‌گرایی این خاک‌ها طراحی و اجرا شد.

روند آزمایش‌های کنترل کرنش به این ترتیب است که بارگذاری دوره‌ای، طی ۵۰ دوره با دامنه کرنش برشی مورد نظر به نمونه اعمال می‌شود. برای هر ترکیب ماسه و ریزدانه، آزمایش‌های بارگذاری دوره‌ای کنترل کرنش در کرنش‌های برشی ۰/۰۰۳، ۰/۰۰۴، ۰/۰۰۵، ۰/۰۰۶، ۰/۰۰۷، ۰/۰۰۸، ۰/۰۰۹، ۰/۰۱، ۰/۰۱۲۵، ۰/۰۱۵۰، ۰/۰۱۷۵، ۰/۰۲، ۰/۰۳، ۰/۱ و ۰/۳ درصد به نمونه اعمال می‌شود. همه‌ی آزمایش‌ها در شرایط تراکم نسبی $D_r = 50\%$ و فشار همه‌جانبه $\sigma'_3 = 100 \text{ kPa}$ برای ترکیبات ماسه Monterey #0/30 و درصد‌های ۰، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ لای انجام شد. سرانجام تعداد ۵۲ آزمایش سه‌محوری دوره‌ای کنترل کرنش انجام شده، ۱۳ آزمایش روی نمونه‌های ماسه تمیز Monterey #0/30 و ۳۹ آزمایش روی نمونه‌های ماسه‌ای دارای لای Sil-Co-Sil 52.

۳- ویژگی‌های فشار آب منفذی ماسه‌های دارای ریزدانه‌های غیرچسبنده

به خاطر اهمیت اثر تغییرات تخلخل هنگام ساخت، اشباع و تحکیم بر رفتار نمونه‌ها، ابتدا تغییرات تخلخل نمونه‌های ماسه‌ای لای‌دار با درصد‌های مختلف ریزدانه‌های چسبنده بررسی می‌شود. تغییرات مقادیر نسبت تخلخل بیشینه (e_{max})، نسبت تخلخل کمینه (e_{min})، نسبت تخلخل اولیه پس از آماده‌سازی نمونه (e_0)، نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌ای پس از تحکیم ($e_{s,c}$) و نسبت تخلخل اسکلت

تحکیم با افزایش درصد لای، افزایش می‌یابد که بیانگر جایگزینی دانه‌های ماسه با ریزدانه‌ها است. با افزایش مقدار ریزدانه به بیش از ۲۰ درصد، نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌ای به بیش از نسبت تخلخل بیشینه ماسه تمیز، افزایش می‌یابد ($e_{s,c} > e_{max}$)، که نشان‌دهنده حذف تماس بین دانه‌های ماسه است. این تغییرات ایجادشده در بافت خاک، در پی افزایش ریزدانه، قطعاً در رفتار فشار منفذی خاک مؤثر است که در ادامه، در بررسی رفتار دوره‌ای ماسه‌های لای‌دار، به آن توجه شده است. به نمونه‌های ماسه Monterey #0/30 دارای ۰، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد لای Sil-Co-Sil 52 ساخته شده با روش تراکم کاهش‌یافته، پس از انجام مراحل اشباع و تحکیم، کرنش برشی دوره‌ای از قبل تعیین‌شده‌ای در بازه‌ی ۰/۰۰۳ تا ۰/۳ درصد اعمال شد و پاسخ بار، تغییر شکل و فشار آب منفذی (تنش مؤثر) در این نمونه‌ها، ثبت و بررسی شد.

نکته مهم این است که افزایش مقدار ریزدانه به ۱۰ درصد باعث کاهش شدید اضافه فشار منفذی می‌شود؛ به گونه‌ای که در پایان دوره‌ی ۵۰ ام در کرنش برشی ۰/۱ درصد، اضافه فشار منفذی از مقدار حدود ۳۰ درصد فراتر نمی‌رود.

شکل‌های ۳-الف تا ۳-د تغییرات نسبت فشار منفذی را در برابر کرنش برشی، به ترتیب در پایان دوره‌های بارگذاری ۵۰، ۳۰، ۱۰، ۵ و ۱ برای نمونه‌های ماسه‌ای دارای درصد‌های مختلف لای نشان می‌دهند. در همه‌ی این نمودارها، اضافه فشار منفذی مربوط به نمونه‌های ماسه‌ای دارای ۱۰ درصد لای حداقل بوده و نمونه‌های ماسه‌ای دارای ۳۰ و درصد ۰ لای، رفتار تقریباً یکسانی از خود نشان می‌دهند. نمودار متناظر با نمونه‌های ماسه‌ای دارای ۲۰ درصد لای، بین منحنی مربوط به ۱۰ درصد لای و دو منحنی متناظر با ۳۰ و ۰ درصد لای قرار می‌گیرد. همچنین اختلاف بین نمودار مربوط به ۱۰ درصد لای با بقیه منحنی‌ها با افزایش تعداد دوره‌ها بیشتر می‌شود.

اگر منحنی مربوط به دوره‌ی دهم (شکل ۳-ب) به عنوان نماینده این دسته از منحنی‌ها انتخاب شود، مشاهده می‌شود که در این شکل، منحنی متناظر با مقدار لای ۱۰ درصد به میزان چشم‌گیری پایین‌تر از منحنی متناظر با ماسه تمیز است. با توجه به شکل، رفتار فشار منفذی مربوط به نمونه‌های دارای ۳۰ درصد لای و نمونه‌های دارای ماسه تمیز هماهنگی خوبی با یکدیگر دارند. همچنین تغییرات فشار منفذی در کرنش‌های کم تا حدودی دیده می‌شود به گونه‌ای که در کرنش‌های یکسان، منحنی مربوط به مقدار ۱۰ درصد لای، کمترین و منحنی‌های متناظر با مقادیر ۳۰، ۰ و ۲۰ درصد لای به ترتیب بیشترین میزان اضافه فشار منفذی را به خود اختصاص داده است.

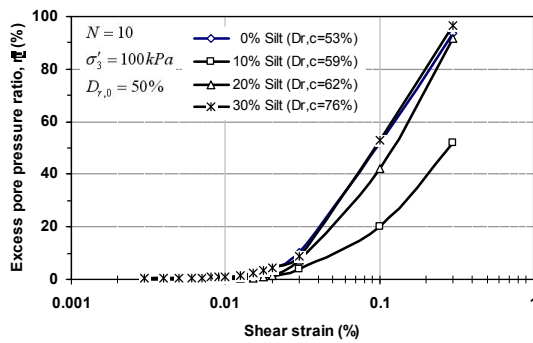
تغییرات نسبت اضافه فشار منفذی در برابر درصد‌های ریزدانه لای در سطوح ۰/۱ و ۰/۳ درصد کرنش برشی برای دوره‌های ۳۰ و ۱۰ به ترتیب در شکل‌های ۴-الف و ۴-ب نشان داده شده است.

چنان‌که در شکل ۴ نشان داده شده است، فشار منفذی در مقدار ۱۰ درصد لای، کمینه است. در $\gamma = 1\%$ و $N=30$ ، مقدار r_u در ۱۰ درصد لای، حدود یک سوم مقدار آن در ماسه تمیز است. اگر ایجاد روان‌گرایی کامل را، رسیدن نسبت اضافه فشار منفذی ($r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_3}$) به مقدار بیش از ۹۰ درصد فرض کنیم ($(r_u \geq 90\%)$)؛ در $\gamma = 3\%$ و $N=10$ ، تقریباً همه‌ی نمونه‌ها به مرحله روان‌گرایی اولیه رسیده است به جز نمونه‌های دارای ۱۰ درصد لای که در آن‌ها $r_u \sim 50\%$ است.

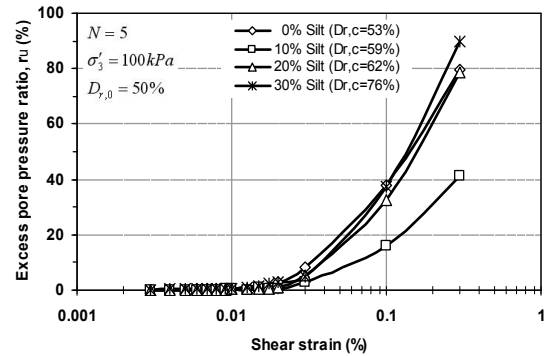
نکته مهم در این آزمایش‌ها افزایش نسبت اضافه‌فشار منفذی با افزایش درصد لای به بیش از ۱۰ درصد است، به گونه‌ای که با وجود افزایش دانسیته نسبی در مقادیر بالای لای، بدلیل تراکم‌پذیری بالای نمونه اضافه فشار منفذی افزایش می‌یابد. محققین دیگری نیز این رفتار را برای

لای شناور است و به خاطر تمایل ذاتی به کاهش حجم، رفتار اتساعی نمونه به گونه‌ای چشم‌گیر (بدون توجه به مقدار تنش و کرنش) کاهش می‌یابد.

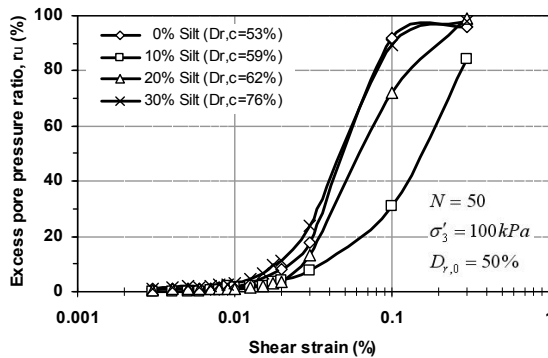
نمونه‌های ماسه‌ای دارای درصد‌های بالایی لای در آزمایش‌های استاتیکی گزارش دادند [۱۶]. این تحقیقات نشان داد که درصد‌های بالایی لای، دانه‌های ماسه در متن



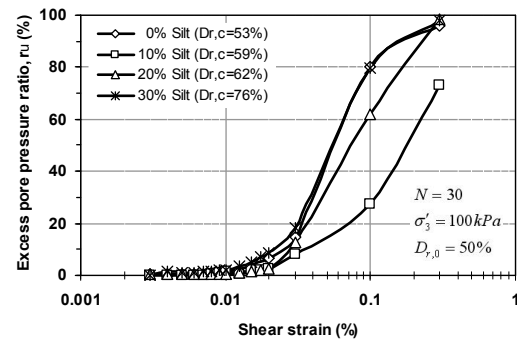
(ب)



(الف)

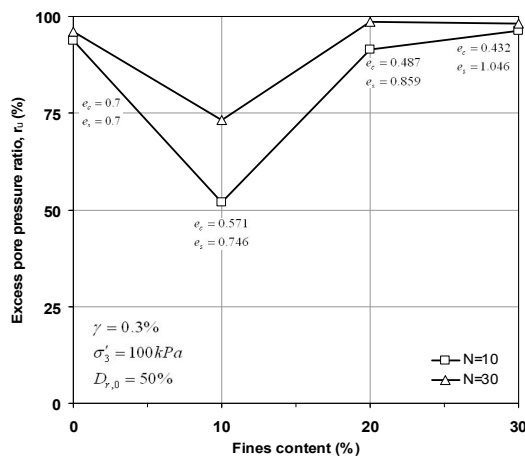


(د)

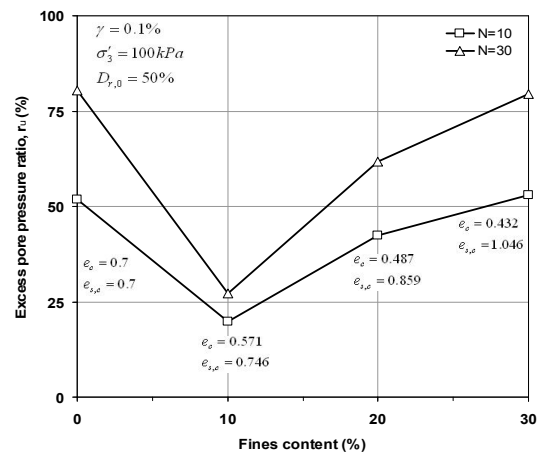


(ج)

شکل (۳) تغییرات نسبت اضافه فشار منفذی در مقابل کرنش برشی، γ (%), به ترتیب در انتهای دوره‌های ۵، ۱۰، ۳۰ و ۵۰ ام



(ب)



(الف)

شکل (۴) تغییرات نسبت اضافه فشار منفذی در برابر درصد ریزدانه برای نمونه‌های ماسه‌ای Monterey #0/30 دارای ذرات لای در کرنش برشی $\gamma = 0.03\%$

۴- بحث و نتیجه گیری

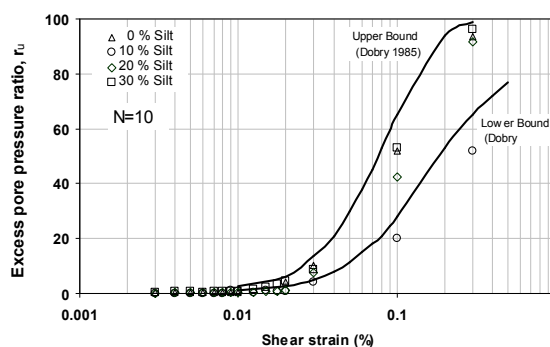
اگر مقایسه‌ای بین نتایج به دست آمده از تغییرات فشار منفذی در نمونه‌های ماسه لای دار و ماسه تمیز انجام دهیم، تغییرات فشار منفذی با افزایش درصد لای را می‌توان با ماسه تمیز مقایسه کرد. در نمونه‌های ماسه‌ای دارای ۱۰ درصد لای، بافت خاک شامل ذرات ماسه است که با یکدیگر تماس کامل دارند و دانه‌های لای، فضای بین حفرات ماسه را پر کرده است. بنابراین، به خاطر جنس ذرات لای و ماسه یکسان است (هر دو از کانی‌های سیلیس و کوارتز تشکیل است)، وجود ذرات لای بین دانه‌های ماسه، تنها به کاهش نسبت تخلخل مجموعه خاک کمک کرده و باعث ایجاد فشار منفذی کمتر از نمونه‌های ماسه تمیز می‌شود. با اضافه شدن بیشتر لای به ماسه رفته رفته حجم ذرات لای در نمونه افزایش می‌یابد تا جایی که مقدار لای اضافه‌شده به نمونه از فضای خالی بین دانه‌های ماسه فراتر رود؛ این همان نقطه‌ای است که نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌ای پس از تحکیم ($e_{s,c}$) از مقدار نسبت تخلخل بیشینه ماسه تمیز ($e_{max, clean}$) فراتر می‌رود، این مقدار ریزدانه حدوداً ۲۰ درصد است (شکل ۲). با افزایش بیشتر ریزدانه‌ها، رفته‌رفته اندرکنش بین دانه‌های ماسه کاهش یافته و بافت لای بر نمونه حاکم می‌شود. بنابراین، از این به بعد، نمونه از خود رفتار لای را نشان می‌دهد که در آن، دانه‌های ماسه در متن لای شناور است. در مقدار ریزدانه ۲۰ درصد، اضافه فشار منفذی به گونه‌ای چشم‌گیر نسبت به نمونه‌های دارای ۱۰ درصد لای افزایش می‌یابد. با افزایش درصد لای تأثیر رفتار لای برجسته‌تر می‌شود؛ به گونه‌ای که در نمونه‌های ماسه‌ای دارای ۳۰ درصد لای، اضافه فشار منفذی به مقادیری برابر ماسه تمیز و حتی بیش از آن افزایش می‌یابد. بنابراین، پس از این، نمونه، رفتاری شبیه نمونه لای ماسه‌دار از خود نشان می‌دهد.

اکنون از نمودار ارائه‌شده به وسیله‌ی Dobry (1985) (که حاصل بانک اطلاعاتی نسبتاً جامعی از آزمایش‌های سه‌محوری کنترل کرنش در بازه‌ی وسیعی از تراکم و ماسه‌های مختلف است) برای مقایسه استفاده می‌شود [۱۷]. در شکل ۵، داده‌های به دست آمده از آزمایش‌های سه‌محوری دوره‌ای کنترل کرنش این پژوهش روی نمونه‌های ماسه‌ای Monterey #0/30 دارای ۰، ۱۰ و ۲۰ و ۳۰ درصد لای به همراه محدوده تعیین شده توسط Dobry, (1985) [۱۷] در $N=10$ ترسیم شده است. می‌توان دید که منحنی نسبت اضافه‌فشار منفذی برای مقدار لای ۱۰ درصد، پایین‌تر از حد پایین مشخص شده به وسیله‌ی [Dobry, (1985) ۱۷] قرار گرفته است؛ منحنی‌های مربوط به نمونه‌های ماسه‌ای دارای ۰، ۲۰ و ۳۰ درصد لای در بازه‌ی تعیین شده قرار گرفته و رفتاری در بازه‌ی ماسه‌ها نشان می‌دهند.

یکسان بودن جنس ذرات لای و ماسه (هر دو از کانی‌های سیلیس و کوارتز تشکیل است) باعث می‌شود وجود ذرات لای بین دانه‌های ماسه، تنها به کاهش نسبت تخلخل مجموعه خاک کمک کرده و سبب ایجاد فشار منفذی کمتر در مقایسه با نمونه‌های ماسه تمیز می‌شود. با اضافه شدن بیشتر لای به ماسه، رفته‌رفته حجم ذرات لای در نمونه افزایش می‌یابد تا جایی که مقدار لای اضافه‌شده به نمونه از فضای خالی بین دانه‌های ماسه فراتر رود. این همان نقطه‌ای است که نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌ای پس از تحکیم ($e_{s,c}$) از مقدار نسبت تخلخل بیشینه ماسه تمیز (e_{max}) فراتر می‌رود، که در مقدار ریزدانه حدود ۲۰ درصد اتفاق می‌افتد. حال با افزایش بیشتر ریزدانه‌ها، رفته‌رفته اندرکنش بین دانه‌های ماسه کاهش یافته و بافت لای بر نمونه حاکم می‌شود.

Special Publication, ASCE, No. 21, pp. 330-345.

- [8] Kenney TC (1977), "Residual Strength of Mineral Mixtures," *Proceedings, the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, Vol. 1, pp. 155-160.
- [9] Derakhshandi M, Rathje EM, Hazirbaba K, Mirhosseini S.M (2008), "The Effect of Plastic Fines on Pore Pressure Generation Characteristics in Saturated Sands", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.28, No.5, pp.376-386.
- [10] Hazirbaba, K., Rathje E.M., (2009), "Pore Pressure Generation of Silty Sands due to Induced Cyclic Shear Strains" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.135, No.12, pp.1892-1905.
- [11] Dash HK, Sitharam TG (2009), "Undrained Cyclic Pore Pressure Response of Sand-Silt Mixtures: Effect of Nonplastic Fines and Other Parameters", *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol.27, No.4, pp.501-517.
- [12] ASTM D 4254 (2000), "Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of and Calculation of Relative Density".
- [13] ASTM D 4253 (2000), "Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table".
- [14] Ladd RS (1978), "Preparing Test Specimens Using Undercompaction," *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 1, No. 1, pp. 16-23.
- [15] Pitman TD, Robertson PK, Sego DC (1994), "Influence of fines on the collapse of loose sands", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31, pp.728-739.
- [16] Lade PV, Yamamuro JA (1997). "Effects of nonplastic fines on static liquefaction of sands", *Canadian Geotechnical journal*, Vol.34, No.6, pp.918-928.
- [17] Dobry, R (1985), "Liquefaction of Soils During Earthquakes", *National Research Council (NRC), Committee on Earthquake Engineering*, Report No. CETS-EE-001, Washington DC.



شکل (۵) مقایسه پاسخ نسبت اضافه فشار منفذی در برابر کرنش برشی برای نمونه‌های دارای ماسه #0/30 Monterey، در درصدهای لای ۰، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ و نتایج [۱۷] Dobry, (1985)

۵- مراجع

- [1] Lee KL, Seed HB (1967), "Cyclic Stress Conditions Causing Liquefaction of Sand", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 93, No. SM1, pp. 47-70.
- [2] Seed HB (1968), "Landslides During Earthquakes Due to Liquefaction", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 94, No. SM5, pp. 1053-1122.
- [3] Seed HB, and Idriss IM (1971), "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 97, No. SM9, pp. 1249-1273.
- [4] Finn WDL, Pickering DJ, Bransby PL, (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.
- [5] Youd TL (1975), "Liquefaction, Flow and Associated Ground Failure," *Proceedings of the U. S. National Conference*, Ann Arbor, MI, USA, June, pp. 146-155.
- [6] Yamamuro JA, Covert KM (2001), "Monotonic and Cyclic Liquefaction of Very Loose Sands with High Silt Content", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 127, No. 4, April, 2001.
- [7] Kuerbis RH, Negussey D, and Vaid YP (1988) "Effect of Gradation and Fines Content on the Undrained Response of Sand," *Geotechnical*