

# ارزیابی روان‌گرایی خاک‌های ماسه‌ی رس‌دار با استفاده از معیارهای متداول مبتنی بر شکل‌پذیری

مهدی درخشندی (دکتری)

دانشکده فنی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه اراک

روان‌گرایی از جمله پدیده‌های مخربی است که هر ساله باعث وارد شدن خسارت‌های زیاد به سازه‌های مهندسی می‌شود. تاکنون معیارهای مختلفی مبتنی بر شکل‌پذیری ریزدانه‌ها برای ارزیابی روان‌گرایی ماسه‌های حاوی ریزدانه‌های چسبیده تدوین شده است که با توجه به ویژگی‌ها و شاخص‌های در نظر گرفته شده در این معیارها، نتایج نسبتاً متفاوتی از آن‌ها به دست می‌آید. در این مطالعه پس از بررسی روش‌های مختلف ارزیابی روان‌گرایی مبتنی بر شکل‌پذیری، کارایی این روش‌ها در ارزیابی روان‌گرایی ماسه‌های حاوی ریزدانه‌های چسبیده با دامنه‌ی خمیری پایین ( $PI=15/5$ ) بررسی می‌شود. همچنین تعدادی آزمایش سه محوری سیکلی کنترل کرنش بر روی نمونه‌های حاوی ۰، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد کاتولینیت انجام و تغییرات فشار منفذی و ایجاد روان‌گرایی در این آزمایش‌ها با روش‌های متداول ارزیابی شد. در ادامه با انجام چند آزمایش سه محوری، رفتار استاتیکی و تغییرات ایجاد شده در ریزساختار ماسه در اثر افزودن مقادیر مختلف کاتولینیت بررسی شده است.

واژگان کلیدی: معیارهای روان‌گرایی، ماسه‌های رس‌دار، آزمایش سه محوری استاتیکی و سیکلی.

m.derakhshandi@gmail.com

## مقدمه

در آیین‌نامه‌های ساختمانی جمهوری خلق چین، عنوان «آستانه‌ی روان‌گرایی» در آن‌ها گنجانده شده است که برای جدا کردن خاک‌های مستعد روان‌گرایی از خاک‌های بدون قابلیت روان‌گرایی به کار می‌رود. خلاصه‌ی این پارامترهای آستانه‌ی روان‌گرایی در جدول ۱ بیان شده است.

معیار چینی از جمله معیارهایی است که به‌طور متداول برای ارزیابی قابلیت روان‌گرایی خاک‌های رس‌دار به کار می‌رود و پس از زلزله‌ی مخرب تانگشان چین

خاک‌های ماسه‌ی اشباع هنگامی که در معرض ارتعاش‌های زلزله قرار گیرند، ممکن است ناگهان مانند گِل مایع به شکل سیال درآیند که این پدیده را روان‌گرایی می‌نامند. در این حالت تماس میان ذرات از بین می‌رود و خاک مقاومت برشی خود را از دست می‌دهد و خاک ماسه‌ی رفتاری شبیه مایعی با وزن مخصوص برابر با خاک اشباع از خود نشان می‌دهد. خاک‌های واقعی به دلیل روی هم قرار گرفتن نامنظم ذرات با اندازه‌های مختلف بسیار پیچیده هستند و معمولاً حاوی ریزدانه‌های چسبیده و غیر چسبیده هستند که وجود آنها باعث تغییر در خصوصیات فشار منفذی این خاک‌ها در اثر اعمال بار سیکلی زلزله می‌شود. از زمان زلزله‌ی نیگاتا در سال ۱۹۶۴، بسیاری از مهندسان ژئوتکنیک لرنه‌ی تلاش کرده‌اند تا مکانیزم روان‌گرایی را استاندارد کرده، توصیه‌ها و استانداردهایی در خصوص تبیین روان‌گرایی بر اساس داده‌های صحرایی و آزمایشگاهی ارائه دهند. در این نوشتار ابتدا روش‌های مختلف ارزیابی روان‌گرایی با استفاده از معیار شکل‌پذیری مطالعه و سپس با ارائه‌ی نتایج آزمایش‌های استاتیکی و دینامیکی نحوه‌ی عملکرد هر یک از این روش‌ها بررسی شده است.

عمده‌ی معیارهای ارزیابی روان‌گرایی مبتنی بر شکل‌پذیری به‌طور متداول به معیار چینی‌ها بر می‌گردد.<sup>[۱]</sup> اساس این معیار رفتار مشاهده شده از خاک‌ها در طی چند زلزله‌ی بزرگ در چین است. دو عامل کلیدی متمرکز شده در این معیار درصد رس (ذرات کوچک‌تر از ۵ میکرون) و دامنه‌ی خمیری خاک است. از دهه‌ی ۱۹۷۰ تا

جدول ۱. آستانه‌های روان‌گرایی (Jennings ۱۹۸۰).<sup>[۱]</sup>

شرایط	آستانه
بیشینه‌ی فاصله‌ی کانونی (Epicenter) (km)	$\log D_{\max} = 0.87 M - 4.5$
کمینه‌ی شدت زلزله (معیار چین)	۶
متوسط اندازه ذرات	$0.2 < D_{50} < 1$
درصد رس	$< 1\%$
ضریب یکنواختی خاک ( $C_u$ )	$< 10$
دانشیه‌ی نسبی (%)	$< 75$
نسبت تخلخل	$> 0.8$
دامنه‌ی خمیری (PI)	$< 10$
عمق آب زیرزمینی (m)	$< 5$
عمق لایه ماسه‌ی (m)	$< 20$

تاریخ: دریافت ۱۳۸۶/۵/۸، داوری ۱۳۸۷/۵/۱۵، پذیرش ۱۳۸۷/۱۰/۱۵.

پیشنهاد شده است.<sup>[۲]</sup> داده‌های پایه‌ی این معیار با توجه به مشاهدات آثار زلزله در محل به‌دست آمده است. بر اساس این معیار خاکی مستعد روان‌گرایی است که تمام شرایط زیر در آن برقرار باشد:

- درصد ریزدانه (ذرات کوچک‌تر از ۵ میکرون)  $> ۱۵\%$ ;
- حد روانی  $(LL) > ۳۵\%$ ;
- درصد رطوبت  $LL > ۷۰\%$ .

در سال‌های ۱۹۸۳ و ۱۹۹۲ برای استفاده‌ی بهتر و ارتقاء معیار چینی تصحیحاتی ارائه شد.<sup>[۳]</sup> بر این اساس معیار درصد رطوبت  $(LL) ۹۰\%$  به جای  $(LL) ۷۰\%$  جایگزین شد.<sup>[۳]</sup> و همچنین مقدار حد روانی  $(LL)$  به‌دست آمده از دستگاه گاساگرانده (استاندارد آمریکایی) حدود  $۴\%$  بیشتر از مقدار  $LL$  به‌دست آمده از دستگاه مخروط افتان (استاندارد چین) بیان شد و در نتیجه تغییراتی در این معیار برای استفاده از آن در امریکا پیشنهاد شد.<sup>[۴]</sup>

همچنین در سال ۲۰۰۰ تغییراتی در  $LL$  و معیار ریزدانه از ۵ میکرون به ۲ میکرون، برای بهبود کاربرد معیار چینی انجام گرفت.<sup>[۵]</sup> بر اساس این معیار اصلاح شده، نمونه‌های ماسه‌ی رس‌دار با  $LL < ۳۲$ ، یا دارای پتانسیل روان‌گرایی هستند و یا نیاز به مطالعه‌ی بیشتر دارند. خلاصه‌ی این معیار در جدول ۲ نشان داده شده است.

همچنین دستورالعمل دیگری برای ارزیابی پتانسیل روان‌گرایی بر اساس داده‌های جمع‌آوری شده از مشاهدات صحرایی در زلزله‌های ۱۹۹۹ کواکالی (Kocaeli) و چی چی (Chi-Chi) پیشنهاد داده شد.<sup>[۶]</sup> معیار مذکور بر اساس حدود اتربرگ است (شکل ۱).

جدول ۲. معیار قابلیت روان‌گرایی برای ماسه‌های رس‌دار - Andrews and Mar (۲۰۰۰) [۵].

مقدار ریزدانه	$LL < ۳۲$	$LL \leq ۳۲$
$< ۱۰\%$ بخش کوچک‌تر از ۲ میکرون	مستعد روان‌گرایی	مطالعه‌ی بیشتر مورد نیاز است (با فرض اینکه دانه‌ها با اندازه‌ی رس شکل‌پذیر نیستند)
$\geq ۱۰\%$ بخش کوچک‌تر از ۲ میکرون	مطالعه‌ی بیشتر مورد نیاز است (با فرض اینکه دانه‌ها با اندازه‌ی رس شکل‌پذیر نیستند)	غیرمستعد روان‌گرایی

این دستورالعمل شامل ۳ ناحیه است: ناحیه‌ی A، در صورتی که درصد رطوبت بیش از  $(LL) ۸۰\%$  باشد، تحت بارهای دوره‌ی مستعد روان‌گرایی است. در ناحیه‌ی B، خاکی مستعد روان‌گرایی است که دارای درصد رطوبتی بیش از  $(LL) ۸۵\%$  باشد که در این صورت مطالعات بیشتری مورد نیاز است و بالاخره در صورت قرارگیری خاک در ناحیه‌ی خارج از A و B، خاک بدون قابلیت روان‌گرایی دوره‌ی است، به هر حال در این روش حساسیت در برابر روان‌گرایی باید بررسی شود. این روش فقط برای مصالحی کاربردی است که:

الف)  $FC \geq ۱۲\%$  اگر  $PI > ۱۲$ ؛

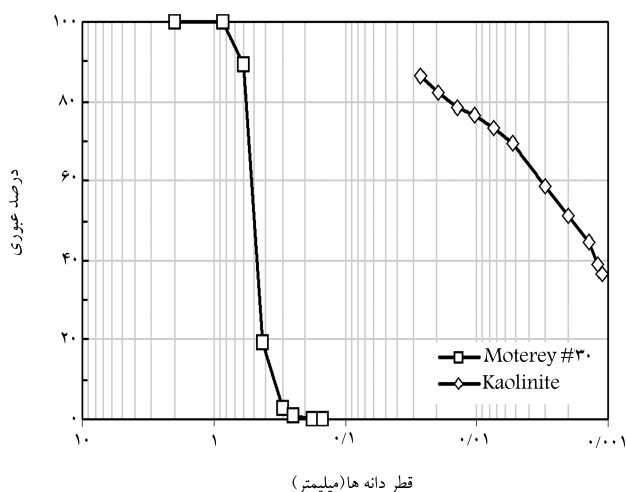
ب)  $FC \geq ۱۲\%$  اگر  $PI < ۱۲$  که در آن  $FC$  درصد ریزدانه است.

بر اساس تحقیقات برخی پژوهشگران خاک‌هایی مستعد روان‌گرایی هستند که دارای دامنه‌ی خمیری کوچک‌تر از ۱۲ و درصد رطوبت طبیعی بیش از  $LL ۸۵\%$ ،  $۱۸ \sim ۱۲ = PI$  و درصد رطوبتی بین  $(۸۵/۰ \sim ۸۰/۰) = LL$  پتانسیل روان‌گرایی به‌طور متوسط باشند<sup>[۷]</sup>. همچنین  $PI \approx ۷$  دامنه‌ی خمیری متناظر با تبدیل رفتار شبه ماسه‌ی به شبه رسی معرفی شده است.<sup>[۹]</sup>

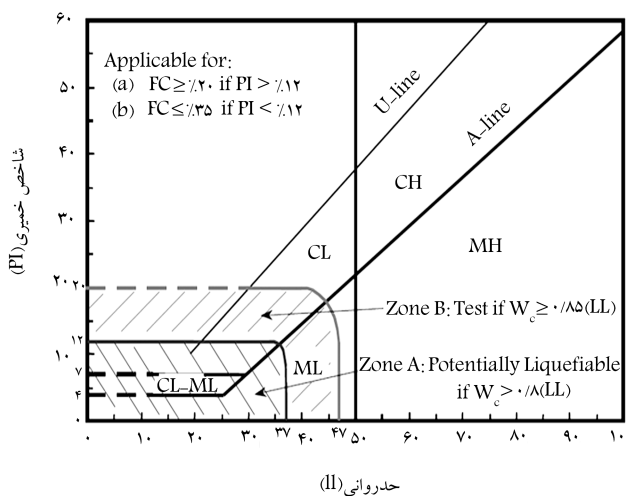
### مصالح مورد استفاده

برای بررسی کارایی و عملکرد روش‌های ارزیابی روان‌گرایی خاک‌های ماسه‌ی حاوی ریزدانه‌های شکل‌پذیر مبتنی بر معیار چینی، اثر ریزدانه‌های چسبیده بر فشار آب منفذی ماسه‌ها با استفاده از تعدادی آزمایش‌های سه محوری سیکلی و استاتیکی مورد مطالعه قرار گرفت. نمونه‌های آزمایشی شامل مخلوط‌های ماسه Monterey # ۳۰ و ریزدانه‌ی کائولینیت در مقادیر ۰، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد است. منحنی توزیع دانه‌بندی مصالح مورد استفاده در شکل ۲ نشان داده شده است.

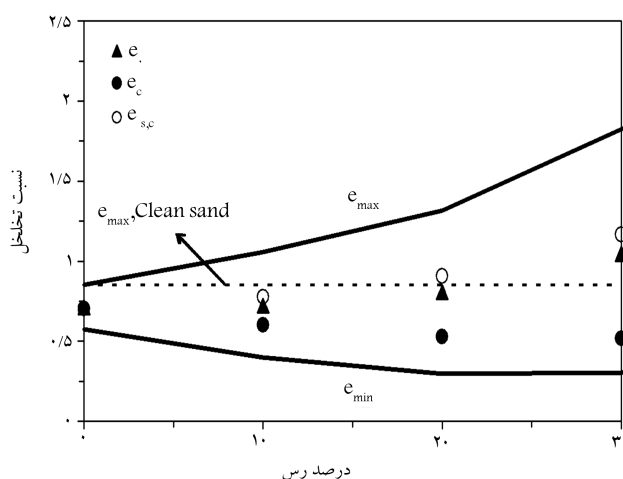
به‌طور معمول برای تعیین کمیته و بیشینه‌ی نسبت تخلخل ( $e_{max}$  و  $e_{min}$ ) ماسه‌های حاوی ریزدانه‌های غیرچسبیده از استانداردهای ASTM D ۴۲۵۳<sup>[۱۰]</sup> و ASTM D ۴۲۵۴<sup>[۱۱]</sup> استفاده می‌شود که در آن مقدار ریزدانه به بیشینه‌ی  $۱۵\%$  و از نوع غیرچسبیده محدود می‌شود. بر خلاف این دو استاندارد، ریزدانه‌های مورد استفاده در این تحقیق چسبنده‌اند و در ضمن مقادیر آن برای ۲۰ و ۳۰ درصد ریزدانه بیش از  $۱۵\%$  است. از طرفی به دلیل نبودن استاندارد جایگزین دیگر برای تعیین



شکل ۲. منحنی توزیع دانه‌بندی ماسه Monterey # ۳۰ و کائولینیت.



شکل ۱. معیار بررسی قابلیت روان‌گرایی پیشنهاد شده‌ی Seed و همکاران.<sup>[۶]</sup>



شکل ۳. تغییرات نسبت تخلخل بیشینه ( $e_{max}$ ) و کمینه ( $e_{min}$ )، نسبت تخلخل اولیه پس از ساخت نمونه ( $e_c$ )، نسبت تخلخل پس از تحکیم ( $e_c$ ) و نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌یی پس از تحکیم ( $e_{s,c}$ ) در برابر درصد ریزدانه‌های چسبیده.

ماسه قرار می‌گیرند، منجر به کاهش حجم و تخلخل نمونه می‌شود. پدیده‌ی کاهش تخلخل و افزایش خاصیت فروریزی ماسه‌های حاوی ریزدانه نیز در مراحل اشباع و تحکیم گزارش شده است.<sup>[۱۷-۱۹]</sup> در بررسی‌های انجام شده نشان داده شد که با کاهش نسبت تخلخل (افزایش تراکم نسبی) در اثر اشباع و تحکیم، نمونه نرم‌تر و تراکم‌پذیرتر خواهد شد.

ریزدانه‌های چسبیده به دلیل قرارگرفتن در فضای بین ذرات ماسه، مقدار  $e_{min}$  را کاهش می‌دهند. اثر این ذرات بر مقدار  $e_{max}$  متفاوت است به طوری که ریزدانه‌های چسبیده به‌طور قابل توجهی باعث افزایش مقدار ( $e_{max}$ ) در مقدار ریزدانه‌ی حدود ۱۰٪ می‌شوند.

طبق تعریف  $e_{s,c}$ ، نسبت تخلخلی است که در آن حجم اشغال شده با ریزدانه‌ها نیز به منزله‌ی فضای خالی در نظر گرفته شده است و محاسبه‌ی تخلخل بر این مبنا انجام می‌شود. بنابراین مطابق شکل ۳، مقدار نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌یی ( $e_{s,c}$ ) با افزایش درصد ریزدانه‌ها افزایش می‌یابد.

در این نوشتار برای ارزیابی استعداد روان‌گرایی از معیارهای ارزیابی روان‌گرایی ماسه‌های حاوی ریزدانه‌های شکل‌پذیر مبتنی بر معیار چینی استفاده شده است. جدول ۴ ارزیابی پتانسیل روان‌گرایی مصالح به‌کار رفته را با استفاده از معیار چینی نشان می‌دهد. در اینجا درصد رطوبت نمونه‌ها پس از تحکیم تعیین شده و به‌عنوان درصد رطوبت معیار، در روش چینی استفاده شده است. بر اساس معیار چینی همه‌ی مخلوط‌های ماسه‌یی حاوی کائولینیت به جز نمونه‌ی حاوی ۳۰٪ کائولینیت مستعد روان‌گرایی هستند.

در صورتی که پتانسیل روان‌گرایی مخلوط‌های ماسه‌یی حاوی کائولینیت با استفاده از معیار ارائه شده‌ی سال ۲۰۰۳<sup>[۶]</sup> بررسی شود، با توجه به اینکه معیار برای نمونه‌های با شرایط: الف)  $FC \geq 20\%$  اگر  $PI > 12\%$ ؛ ب)  $FC \geq 35\%$  اگر  $PI < 12\%$ ، معتبر است و مخلوط‌های ماسه ۳۰٪ Monterey # و مقادیر ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد کائولینیت در محدوده‌ی این شرایط قرار نمی‌گیرند. با در نظر نگرفتن شرط‌های الف) و ب)، اگر مشخصات PI و LL این مخلوط‌ها در شکل ۱ اجرا شود، هر سه مخلوط فوق در ناحیه‌ی A در نمودار ارائه شده<sup>[۶]</sup> قرار می‌گیرند؛ یعنی تمامی نمونه‌ها قابلیت روان‌گرایی دارند.

بیشینه‌ی نسبت تخلخل ( $e_{max}$ )، برخلاف محدودیت ذکر شده از روش C استاندارد ASTM D ۴۲۵۴ و برای تعیین کمینه‌ی نسبت تخلخل، به دلیل آن‌که با استفاده از روش استاندارد ASTM D ۴۲۵۳ نمی‌توان خاک را با میز لرزان به بیشینه‌ی تراکم ممکن رساند؛ از آزمایش پراکتور اصلاح شده‌ی ASTM D ۱۵۵۷<sup>[۱۲]</sup> برای تعیین کمینه‌ی نسبت تخلخل ( $e_{min}$ ) استفاده شد. همه‌ی نمونه‌های آزمایشی مورد استفاده در آزمایش‌های سه‌محوری - سیکلی و استاتیکی با چگالی نسبی ۵۰٪ و با روش تراکم کاهش‌یافته‌ی مرطوب (Undercompaction)، و با درصد تراکم کاهش‌یافته‌ی اولیه‌ی  $U_{m1}$  ۶٪ در ۷ لایه ساخته شده‌اند.<sup>[۱۳]</sup> در این روش برای در نظر گرفتن کاهش حجم و افزایش تراکم در لایه‌های پایین‌تر نمونه ناشی از جایگزینی لایه‌های بالاتر، هر لایه با تراکمی بیش از لایه‌ی زیرین خود در نمونه جایگزین می‌شود. مزیت عمده‌ی این روش ایجاد نمونه‌های یکنواخت در محدوده‌ی وسیعی از درصد‌های تراکم است. قالب مورد استفاده برای ساخت نمونه‌های سه محوری با قطر ۶٫۳۵ (۲٫۵ اینچ) و ارتفاع ۱۲٫۷ میلی‌متر (۵ اینچ) است. همچنین آزمایش‌های سه محوری سیکلی انجام شده به روش کنترل کرنش بوده است و کرنش برشی ۳٪  $\gamma = 3\%$  با سامد بارگذاری سیکلی ۰٫۱ هر تریه نمونه‌ها اعمال شده است.

دیگر آزمایش‌های تعیین شاخص‌های خاک شامل آزمون‌های توده‌ی ویژه (ASTM D ۸۵۴)<sup>[۱۴]</sup>، هیدرومتری (ASTM D ۴۲۱-۸۵)<sup>[۱۵]</sup> و حدود اتر برگ (ASTM D ۴۳۱۸-۸۷)<sup>[۱۶]</sup> است که بر روی مصالح ماسه‌یی حاوی ریزدانه انجام شده است. جدول ۳ نتایج حاصل از آزمایش‌های انجام شده برای تعیین  $e_{min}$  و  $e_{max}$  و پارامترهای اشاره شده را نشان می‌دهد.

شکل ۳ تغییرات نسبت تخلخل کمینه ( $e_{min}$ ) و بیشینه‌ی ( $e_{max}$ ) مقادیر مختلف نسبت‌های تخلخل اولیه‌ی نمونه‌ها پس از ساخت ( $e_c$ )، نسبت تخلخل نمونه‌ها پس از اشباع و تحکیم ( $e_c$ ) و نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌یی پس از تحکیم ( $e_{s,c}$ ) را با درصد‌های مختلف کائولینیت نشان می‌دهد.

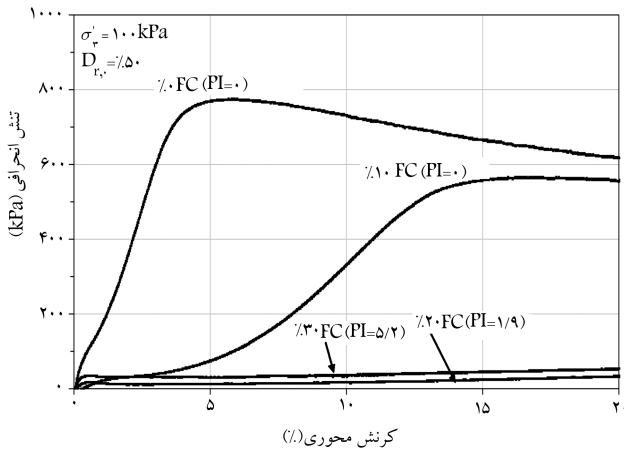
با توجه به اینکه تغییرات نسبت تخلخل نمونه از زمان ساخت تا مرحله‌ی بارگذاری تأثیر زیادی در رفتار نمونه دارد، لذا بررسی تغییرات نسبت تخلخل نمونه‌ها در طی این مراحل اهمیت ویژه‌ی دارد. شکل ۳ کاهش تخلخل و افزایش تراکم‌پذیری نمونه‌ها را با افزایش درصد رس در خلال اشباع و تحکیم نمونه‌ها نشان می‌دهد. علت این پدیده جذب آب از طریق پولک‌های رس است. هنگامی که این ذرات در ماتریس

جدول ۳. خصوصیات اندازه‌گیری شده‌ی مخلوط‌های ماسه ۳۰٪ Monterey # و کائولینیت.

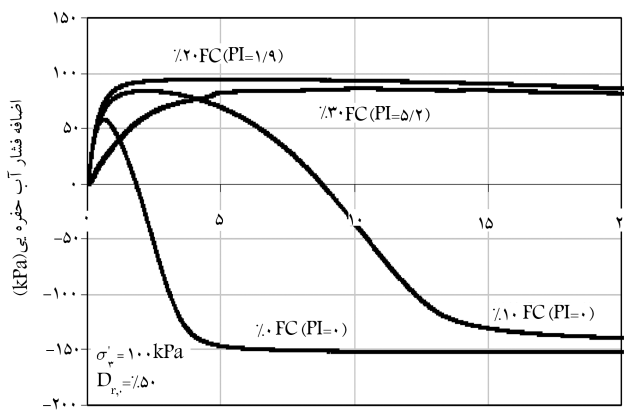
خصوصیت اندازه‌گیری شده	درصد ریزدانه (درصد وزنی)				
	۱۰۰	۳۰	۲۰	۱۰	۰
Gs	۲٫۵۸	۲٫۶۲۲	۲٫۶۲۸	۲٫۶۲۳	۲٫۶۴
$e_{min}$	۰٫۴۵	۰٫۳۰۴	۰٫۳	۰٫۳۹۴	۰٫۵۷۷
$e_{max}$	-	۱٫۸۲۴	۱٫۳۱۹	۱٫۰۴۹	۰٫۸۴۸
LL	۴۱٫۷	۱۵٫۳	۱۱٫۵	۸٫۸	-
PL	۲۶٫۲	۱۰٫۳	۹٫۶	-	-
PI	۱۵٫۵	۵	۱٫۹	N.P	-
درصد رس ( $< 0.075mm$ )	۷۰	۲۱	۱۴	۷	۰
طبقه‌بندی خاک در استاندارد USGS	CL	SC	SC	SP-SC	SP

جدول ۴. ارزیابی پتانسیل روان‌گرایی مخلوط‌های ماسه‌ی حاوی کائولینیت بر اساس معیار چینی.

درصد ریزدانه	(%)PI	(%)LL	درصد رطوبت	درصد رس (۰٫۰۰۵)	LL < ۳۵	< ۱۵٪ درصد رس	LL > ۰٫۷٪ درصد رطوبت	قابلیت روان‌گرایی
۱۰	N.P	۸٫۸	۲۱٫۷	۷	بله	بله	بله	بله
۲۰	۱٫۹	۱۱٫۵	۱۸٫۵	۱۴	بله	بله	بله	بله
۳۰	۵	۱۵٫۳	۱۶٫۵	۲۱	بله	خیر	بله	خیر



الف) تنش انحرافی در مقابل کرنش محوری؛



کرنش محوری (%)

ب) اضافه فشار آب منفذی در مقابل کرنش محوری.

شکل ۴. نتایج آزمایش‌های سه‌محوری استاتیکی زهکشی نشده بر روی مخلوط‌های ماسه‌ی ۳۰٪ Monterey # و مقادیر ۰، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد کائولینیت.

۱ پیشنهاد شده است. [۲۰]

$$\frac{Su}{p'} = 0.11 + 0.0037 (PI) \quad (1)$$

این معادله در مورد خاک‌های رسی به‌دست آمده است. کائولینیت مورد استفاده در آزمایش‌های استاتیکی دارای دامنه‌ی خمیری  $PI=15.75$  است که با استفاده از معادله‌ی ۱ مقدار متناظر مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی آن برابر  $\frac{Su}{p'} = 0.17$  به‌دست می‌آید. اگر  $\frac{Su}{p'}$  برای ماسه‌های حاوی درصد‌های مختلف کائولینیت از شکل ۴ الف به‌دست آید، آن‌گاه می‌توان شکل ۵ را ترسیم کرد. همچنان‌که شکل ۵ نشان می‌دهد با افزایش درصد کائولینیت به بیش از حدود

براساس معیار اصلاح شده‌ی چینی، [۵] مخلوط‌های ماسه‌ی حاوی کائولینیت با قابلیت روان‌گرایی بوده یا نیاز به مطالعه‌ی بیشتر در مورد این نمونه‌ها است (جدول ۵).

### آزمایش‌های سه محوری استاتیکی و دینامیکی

رفتار استاتیکی ماسه‌های تمیز متفاوت از ماسه‌های رس‌دار است. در حقیقت خصوصیات استاتیکی خاک‌های ماسه‌ی رس‌دار در شرایط زهکشی نشده (از جمله رفتار تنش-کرنش و فشار آب منفذی) با اضافه شدن ذرات رس به ماسه از رفتاری شبیه ماسه تا رفتاری شبیه رس تغییر می‌کند.

برای ارزیابی اثر ریزدانه‌های شکل‌پذیر بر رفتار استاتیکی زهکشی نشده‌ی ماسه‌های اشباع، یک‌سری آزمایش‌های استاتیکی بر روی مخلوط‌های ماسه Monterey # ۰٫۳۰ با درصد‌های مختلف کائولینیت انجام شد. شکل ۴ الف تغییرات تنش انحرافی ( $\sigma_d$ ) در برابر کرنش محوری را برای نمونه‌های ماسه‌ی حاوی ۰، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد کائولینیت نشان می‌دهد. نمونه‌ی ماسه‌ی تمیز از کرنش‌های محوری بزرگتر از حدود ۲٪ از خود رفتار اتساعی ( $-\Delta u$ ) نشان می‌دهد (شکل ۴ ب). منحنی تنش-کرنش برای ماسه‌ی تمیز، نقطه‌ی بیشینه‌ی تنش انحرافی را در کرنشی حدود ۵٪ نشان می‌دهد. در نمونه‌ی ماسه‌ی حاوی ۱۰٪ کائولینیت پس از کرنش محوری حدود ۹٪  $\varepsilon_a =$  حالت اتساعی (فشار آب منفذی منفی) مشاهده می‌شود. این نمونه در ابتدا به دلیل فشار منفذی مثبت ایجادشده مقاومت خیلی کمی از خود نشان می‌دهد اما در کرنش‌های بیش از حدود ۵٪، تنش انحرافی به میزان مشهودی افزایش می‌یابد که به دلیل تغییر در فشار آب منفذی است. در مقدار ریزدانه ۲۰ و ۳۰ درصد رفتار تنش-کرنش و فشار آب منفذی به طور قابل‌توجهی تغییر می‌کند، به طوری‌که نمونه‌ها بیشینه‌ی مقاومت استاتیکی بسیار کوچکی از خود نشان می‌دهند و در تمام کرنش‌های محوری فشار منفذی مثبت باقی می‌ماند.

برای بارگذاری زهکشی نشده‌ی رس‌ها، مقاومت برشی زهکشی نشده ( $Su = \frac{\sigma_d}{p'}$ )، اغلب تابعی از فشار همه جانبه مؤثر ( $p'$ ) است که معمولاً با  $p'$  نرم شده و به‌صورت  $\frac{Su}{p'}$  بیان می‌شود. تحت تأثیر نسبت پیش‌تحکیم‌یافتگی (OCR) است.  $\frac{Su}{p'}$  (مقاومت برشی زهکشی نشده) و PI برای رس‌های عادی تحکیم‌یافته در رابطه‌ی

جدول ۵. ارزیابی روان‌گرایی نمونه‌های مخلوط ماسه-کائولینیت بر اساس معیار Andrews and Martin (۲۰۰۰) [۱].

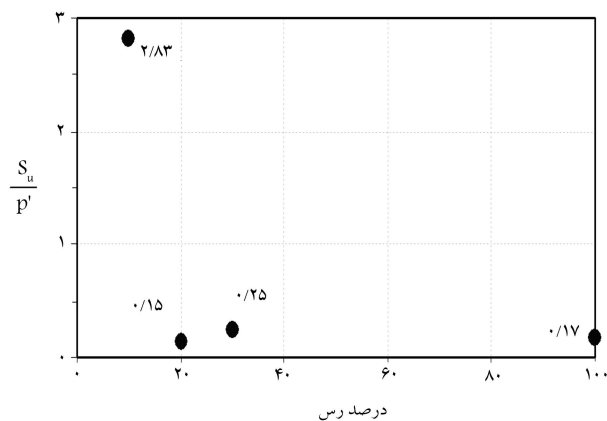
درصد رس	(%)PI	(%)LL	< ۰٫۰۰۲ mm درصد ریزدانه	LL < ۳۲	نتیجه
۱۰	N.P	۸٫۸	۵	بله	با قابلیت روان‌گرایی
۲۰	۱٫۹	۱۱٫۵	۱۰	بله	مطالعه‌ی بیشتر
۳۰	۵	۱۵٫۳	۱۵	بله	مطالعه‌ی بیشتر

اضافه‌ی فشار آب منفذی افزایش معنی‌داری نشان نمی‌دهد. افزایش مقدار کاتولینیت از ۲۰ به ۳۰ درصد، اضافه‌ی فشار آب منفذی را به میزان محسوسی نسبت به ماسه‌ی تمیز کاهش می‌دهد. با افزایش درصد کاتولینیت از ۱۰ به ۲۰ درصد، بافت نمونه چندان دستخوش تغییرات قابل توجهی نمی‌شود به دلیل اینکه تا مقدار ۲۰٪ کاتولینیت، کماکان ذرات کاتولینیت در فضای خالی بین دانه‌های ماسه قرار دارند. همچنانکه از شکل ۳ مشاهده می‌شود، از مقدار ریزدانه‌ی ۲۰٪، تغییرات عمده‌ی در ساختار خاک اتفاق می‌افتد. یعنی نسبت تخلخل بیشینه‌ی ماسه‌ی تمیز ( $e_{s,c}$ ) نسبت به میزان تخلخل بیشینه‌ی ماسه‌ی بافت ریزدانه به بافت ماسه‌ی پس از تحکیم ( $e_{s,c}$ ) نسبت به معنای غالب شدن بافت ریزدانه به بافت ماسه در ماتریس خاک است. این تغییر، در کاهش شدید اضافه‌ی فشار منفذی در نمونه‌های حاوی ۳۰٪ کاتولینیت نمود یافته و رفتار نمونه، از رفتار شبه ماسه‌ی بی‌شبه‌رسی تغییر می‌کند. به بیانی دیگر، از مقدار کاتولینیت حدود ۲۰ تا ۳۰ درصد ساختار خاک عوض شده و ساختار خاک از بافت ماسه‌ی کم‌کم تبدیل به بافت ریزدانه می‌شود. بنابراین، در درصد ریزدانه‌های پایین دانه‌های ماسه با یکدیگر در تماسند و اندرکنش دارند در حالی‌که در مقدار کاتولینیت ۳۰٪ تماس بین دانه‌های ماسه با ذرات کاتولینیت تا حدی از بین می‌رود.

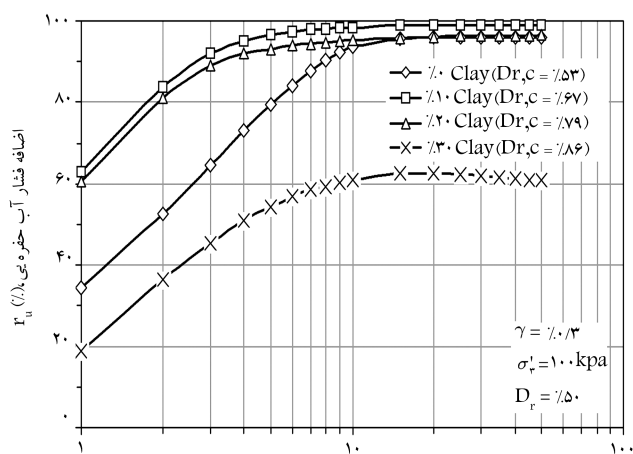
جدول ۶ نتایج ارزیابی استعداد روان‌گرایی مخلوط‌های ماسه-کاتولینیت از روش‌های مختلف را نشان می‌دهد. همان‌گونه که از جدول ۶ مشاهده می‌شود معیار تمام ترکیب‌های ماسه و کاتولینیت با قابلیت روان‌گرایی ارزیابی می‌شود. این در حالی است که معیار چینی همگی ترکیب‌ها به جز ترکیب ماسه‌ی حاوی ۳۰٪ کاتولینیت را مستعد روان‌گرایی نشان می‌دهد. معیار دیگری [۱۵] ترکیب‌های ماسه‌ی حاوی ۱۰٪ کاتولینیت را دارای قابلیت روان‌گرایی و ترکیب‌های حاوی ۲۰ و ۳۰ درصد کاتولینیت را نیازمند مطالعه‌ی بیشتر برای ارزیابی روان‌گرایی معرفی می‌کند که تا حدی نشان دهنده‌ی کیفی بودن این معیار در مقایسه با دیگر روش‌ها است. با توجه به ارزیابی این معیارها و نتایج حاصل از آزمایش‌های سه محوری سیکلی با فرض قبول  $r_u \geq 0.9$  ( $r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_p}$ )، در دوره‌ی دهم به‌منزله‌ی معیار روان‌گرایی کامل مشاهده می‌شود که نمونه‌های حاوی ۱۰ و ۲۰ درصد ریزدانه به روان‌گرایی می‌رسند در حالی‌که نسبت اضافه‌ی فشار منفذی در نمونه‌ی حاوی ماسه و ۳۰٪ کاتولینیت بیش از حدود ۶۰٪ افزایش نیافته و روان‌گرایی کامل اتفاق نیفتاده است. در مجموع می‌توان مشاهده کرد در ترکیب‌های ماسه و ریزدانه‌های با چسبندگی پایین، معیار چینی هنوز در مقایسه با دیگر روش‌ها در ارزیابی روان‌گرایی ماسه‌های رس‌دار قابلیت بیشتری دارد. البته قضاوت نهایی را باید با انجام آزمایش‌های بیشتر بیان کرد. همچنین قابلیت عملکرد این معیارها برای ترکیب‌های ماسه با ریزدانه‌های چسبیده با شکل‌پذیری بالا نیز باید با انجام آزمایش‌های سه محوری سیکلی ارزیابی شود.

### نتیجه‌گیری

با توجه به معیارهای ارزیابی پتانسیل روان‌گرایی خاک‌های حاوی ریزدانه‌ی چسبیده [۱۵] به‌دلیل اینکه هر دو معیار از اندازه‌ی ذرات رس به‌منزله‌ی معیار استفاده نکرده‌اند و مبتنی بر دامنه‌ی خمیری (PI) و حد روانی (LL) هستند، همه‌ی نمونه‌های مخلوط ماسه ۳۰٪ Monterey # و کاتولینیت مستعد روان‌گرایی‌اند در حالی‌که در محدوده‌ی سطح‌های کرنش مورد آزمایش، نمونه‌های حاوی ۳۰٪ ریزدانه (PI=۵) به روان‌گرایی نرسیده‌اند و نمونه‌های حاوی  $FC \leq 20\%$  کاتولینیت



شکل ۵.  $\frac{S_u}{p'}$  در مقابل درصد کاتولینیت.



تعداد سیکل‌های بارگذاری

شکل ۶. نسبت اضافه‌ی فشار آب منفذی در برابر تعداد دوره‌ی بارگذاری برای مخلوط‌های ماسه ۳۰٪ Monterey # و درصد‌های مختلف کاتولینیت در کرنش برشی  $(\gamma) 0.3$ ٪.

۱۵٪، کم‌کم ماتریس ریزدانه بر ماتریس ماسه در ساختار خاک مسلط می‌شود و مقدار  $\frac{S_u}{p'}$  کاهش می‌یابد؛ به‌طوری‌که برای مقدار کاتولینیت حدود ۲۵٪،  $\frac{S_u}{p'}$  به مقدار عددی آن در کاتولینیت خالص نزدیک می‌شود. این رفتار نشان‌دهنده‌ی آن است که در مقادیر کاتولینیت بزرگ‌تر از حدود ۱۵٪، ذرات ریزدانه کم‌کم باعث حذف تماس بین دانه‌های ماسه می‌شوند و با افزایش بیشتر مقدار ریزدانه، کم‌کم اندرکنش بین دانه‌های ماسه از بین می‌رود و دانه‌های ماسه در میان دانه‌های رس شناور می‌شوند. حال این ریزدانه‌ها هستند که رفتار فشار آب منفذی نمونه را تحت تأثیر قرار می‌دهند به‌طوری‌که در مقدار ریزدانه ۳۰٪، نمونه رفتاری شبیه حرکت سیکلی از خود نشان می‌دهند. این مسئله را می‌توان از افزایش نسبت تخلخل اسکلت ماسه‌ی پس از تحکیم ( $e_{s,c}$ ) به بیش از نسبت تخلخل بیشینه‌ی ماسه‌ی تمیز ( $e_{max}$ ) در شکل ۳ هم استنتاج کرد.

شکل ۶ تغییرات اضافه‌ی فشار منفذی در برابر تعداد دوره‌ی بارگذاری را در مخلوط‌های مختلف ماسه-کاتولینیت نشان می‌دهد. همان‌گونه که در شکل ۶ مشاهده می‌شود با افزودن ۱۰٪ کاتولینیت به نمونه در کرنش برشی  $\gamma = 0.3$ ٪، اضافه‌ی فشار منفذی خصوصاً در دوره‌های اولیه‌ی بارگذاری به‌طور قابل ملاحظه‌ی نسبت به ماسه‌ی تمیز افزایش می‌یابد. با افزایش ۲۰ درصدی در مقدار کاتولینیت، منحنی

جدول ۶. ارزیابی قابلیت روان‌گرایی مخلوط‌های ماسه-کائولینیت.

آزمایش سه محوری سیکلی	Boulanger & Idriss	Bray et al.	Andrews & Martin	معیار چینی	$\mu m < 2\%$	$\mu m < 5\%$	درصد رطوبت (%)	(%)LL	(%)PI	درصد ریزدانه
روان‌گرایی	روان‌گرایی	روان‌گرایی	روان‌گرایی	روان‌گرایی	۵	۷	۲۲٫۸	۸٫۸	-	۱۰
روان‌گرایی	روان‌گرایی	روان‌گرایی	مطالعه‌ی بیشتر	روان‌گرایی	۱۰	۱۴	۱۹٫۹	۱۱٫۵	۱٫۹	۲۰
عدم روان‌گرایی	روان‌گرایی	روان‌گرایی	مطالعه‌ی بیشتر	عدم روان‌گرایی	۱۵	۲۱	۱۹٫۶	۱۵٫۳	۵٫۰	۳۰

سیکلی دارد به طوری که در این آزمایش‌ها فقط نمونه‌ی حاوی ۳۰٪ ریزدانه است که در آن روان‌گرایی کامل اتفاق نمی‌افتد. علت آن غلبه‌ی ماتریس ریزدانه بر ماتریس ماسه در نمونه‌ی حاوی ۳۰٪ رس است، به طوری که ذره‌های کائولینیت دانه‌های ماسه را از یکدیگر جدا می‌کنند و نمونه رفتاری شبیه به نمونه‌ی رسی از خود نشان می‌دهد. این رفتار را معیار چینی نیز تأیید می‌کند درحالی‌که دیگر روش‌های پیشنهادی این واقعیت را نشان نمی‌دهند.

روان‌گرا شده‌اند. در مقابل آزمایش‌های استاتیکی نشان می‌دهد که نمونه‌های حاوی ۲۰ و ۳۰ درصد کائولینیت در کرنش‌های بزرگ، رفتاری شبیه به رس (Clay like) دارند و نمونه‌های حاوی ۰ و ۱۰ درصد کائولینیت پاسخی شبیه به ماسه (Sand like) از خود نشان می‌دهند. در یک روش کیفی نمونه‌های حاوی ۱۰٪ کائولینیت روان‌گرا و نمونه‌های حاوی ۲۰ و ۳۰ درصد کائولینیت به مطالعه‌های بیشتر ماکول می‌شود.<sup>[۵]</sup> معیار چینی تطابق بیشتری با نتایج آزمایش‌های سه محوری

### منابع

- Jennings, P.C., "Earthquake engineering and hazards reduction in China", *CSCPRC Report No. 8, National Academy of Sciences*, Washington, D.C. (1980).
- Wang, W., "Some findings in soil liquefaction", *Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute*, Beijing, China, pp.1-17 (August 1979).
- Seed, H.B.; Idriss, I.M., and Arango, I., "Evaluation of liquefaction potential using field performance data", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, **109**(3), pp. 458-482 (1983).
- Koester, J.P., "The influence of test procedures on correlation of atterberg limits with liquefaction in fine-grained soils", *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, **15**(4), pp. 352-360 (1992).
- Andrews, D.C.A., and Martin, G.R., "Criteria for liquefaction of silty soils", *Proc.12 the World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand (2000).
- 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., "Recent advances in soil liquefaction engineering: A unified and consistent framework", *Keynote Presentation, 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar*, Long Beach, CA (2003).
- Bray, J. D.; Sancio, R. B.; Riemer, M. F., and Durgunoglu, T., "Liquefaction susceptibility of fine-grained soils", *11th Int. Conf. on Soil Dynamics and Earthquake Engineering and 3rd Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering*, D. Doolin et al., eds., Stallion Press, pp. 655-662 (2004a).
- Bray, J.D., and Sancio, R.B., "Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils", *J. Geotech and Geoenviron Engrg*, ASCE, **132**(9), pp. 1165-1177 (2006).
- Boulanger, R.W., and Idriss, I.M., "Evaluating the potential for liquefaction or cyclic failure of silts and clays", *Report NO.UCD/CGM-04/01., Department of Civil and Environmental Engineering College of Engineering, University of California at Davis* (2004).
- ASTM D 4253, "Standard test methods for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table" (2000).
- ASTM D 4254, "Standard test methods for minimum index density and unit weight of and calculation of relative density" (2000).
- ASTM D 1557, "Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort", (56.000 ft-lbf/ft<sup>3</sup> (2,700 kN-m/m<sup>3</sup>)) (2000).

13. Ladd, R.S., "Preparing test specimens using under-compaction", *Geotech Testing J, ASTM*; **1**(1), pp.16-23 (1978).
14. ASTM D 854, "Standard test methods for specific gravity of soil solids by water pycnometer", pp. 1-7 (2000).
15. ASTM D 421-85, "Standard practice for dry preparation of soil samples for particle-size analysis and determination of soil constants" (2002).
16. ASTM D 4318-05, "Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils" (2000).
17. Pitman, T.D.; Robertson, P.K., and Segoo, D.C., "Influence of fines on the collapse of loose sands", *Canadian Geotechnical Journal*, **31**, pp. 728-739 (1994).
18. Lade, P.V., and Yamamuro, J.A., "Effects of non-plastic fines on static liquefaction of sands.", *Canadian Geotechnical journal, Ottawa*, **34**(6), pp.918-928 (1997).
19. Yamamuro, J.A., and Covert, K.M., "Monotonic and cyclic liquefaction of very loose sands with high silt content", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **127** (4) pp.314-324 (April 2001).
20. Skempton, A.W., "Discussion: The planning and design of new Hong Kong airport", *Proceedings, Institute of Civil Engineers*, London, **7**, pp. 305-307 (1957).
21. Bray, J.D.; Sancio, R.B.; Durgunoglu, T.; Onalp, A.; Youd, T.L.; Stewart, J.P.; Seed, R.B.; Cetin, O.K.; Bol, E.; Baturay, M.B.; Christensen, C., and Karadayilar, T., "Subsurface characterization at ground failure sites in adapazari, turkey", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, **130**(7), pp. 673-685 (2004b).

