

تراکم‌پذیری خاک‌های سست تثبیت شده با سیمان

احد اوریا*^۱ و تقی بهبودی‌مصمم^۲

^۱ استادیار دانشکده فنی، دانشگاه محقق اردبیلی

^۲ دانشجوی کارشناسی ارشد عمران، دانشکده فنی، دانشگاه محقق اردبیلی

(دریافت: ۹۴/۱۲/۲۲، پذیرش: ۹۵/۷/۱۷، نشر آنلاین: ۹۵/۷/۱۸)

چکیده

سیمان برای اصلاح خاک‌های با مقاومت کم و تراکم‌پذیری بالا کاربرد دارد. افزودن سیمان باعث ایجاد نوعی ساختار شکننده در خاک می‌گردد. رفتار تنش- تغییر شکل و به تبع آن گسیختگی حجمی خاک‌های سیمانی شده با خاک معمولی متفاوت می‌باشد. در این پژوهش رفتار تنش- تخلخل خاک‌های سیمان شده مصنوعی توسط سیمان مورد بررسی قرار گرفته است. تمرکز این تحقیق بیشتر بر روی تأثیر سیمان بر کیفیت رفتار تنش- تخلخل خاک بوده است. جهت ایجاد خاک سست سیمان شده، خاک مورد مطالعه از ترکیب ماسه، سیلت و رس با ذرات پلی استایرن و درصد‌های مختلف سیمان در رطوبت‌هایی بیشتر از حد روانی تا حدود دو برابر آن با درصد‌های مشخصی تهیه شده است. با استفاده از دستگاه ادنومتر، نمودار تنش- تخلخل استخراج و با مقایسه آن‌ها با نتایج به دست آمده روی نمونه‌های خرد شده، تأثیر اثر سیمان شدن تعیین گشته است. بر اساس نتایج آزمایش، مدلی برای تقریب‌سازی رفتار خاک‌های سست سیمان شده ارائه شده است. این مدل بر اساس روابط لگاریتمی موجود و با توجه به تئوری مفهوم حالات به هم خوردگی پیشنهاد شده که تأثیر ساختار خاک با استفاده از ۴ پارامتر جدید در آن معرفی شده است. نتایج مدل ارائه شده با نتایج آزمایشگاهی انجام شده در این تحقیق و همچنین با نتایج منتشر شده در منابع مختلف مقایسه شده است. مقایسه نتایج مدل ارائه شده با نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد که این مدل می‌تواند رفتار خاک‌های سیمان مصنوعی و طبیعی را به خوبی بیان کند.

کلیدواژه‌ها: اصلاح خاک، سیمان، ساختار خاک، رفتار تنش- کرنش، مفهوم حالات به هم خوردگی.

۱- مقدمه

در صورتی که تخلخل بالائی داشته باشند، تحت بارهای وارده تغییر حجم زیادی از خود نشان می‌دهند که قسمت اعظم این تغییر حجم ناشی از تخریب ساختار ناشی از سیمان شدن ذرات می‌باشد (Mitchell و Soga, ۲۰۰۵).

نمونه‌گیری و انجام آزمایش بر روی خاک‌های سیمانته طبیعی با تخلخل بالا بسیار دشوار است. لذا جهت بررسی خواص خاک‌های سیمانته، از سیمان‌تاسیون مصنوعی نیز می‌توان استفاده کرد. برای تهیه خاک سیمان شده در آزمایشگاه، مقدار مورد نیاز از عامل سیمانی کننده (سیمان پرتلند) به خاک مورد نظر اضافه شده و نمونه در شرایط مناسب عمل‌آوری می‌شود. محققین بسیاری از قبیل Coop و Atkinson (۱۹۹۳)، Haeri و همکاران (۲۰۰۵) و Consoli و همکاران (۲۰۰۶) نیز تحقیقات خود را با استفاده از نمونه‌های سیمانته مصنوعی انجام داده‌اند. مشخصات فنی خاک ترکیب شده با سیمان بستگی به جنس خاک، نسبت سیمان، وزن مخصوص خاک اصلاح شده، شرایط و

تاکنون مطالعات نسبتاً زیادی در زمینه اصلاح و تثبیت خاک با استفاده از سیمان انجام شده است. اکثر تحقیقات در این زمینه بیشتر بر روی نتایج حاصل از افزودن سیمان روی افزایش مقاومت یا کاهش تراکم‌پذیری، تأثیر روی چسبندگی، اصطکاک داخلی خاک‌ها و به طور کلی تأثیر سیمان در بهبود خواص مکانیکی خاک صورت گرفته است (Balmer, ۱۹۵۸; Mitchell, ۱۹۷۶ و Uddin, ۱۹۹۷). در گذشته تحقیقات محدودی نیز راجع به ویژگی‌های تراکم‌پذیری خاک‌های سیمانته انجام شده است که پیرامون تراکم‌پذیری ماسه و رس سیمانی شده با سیمان پرتلند بوده است (Rotta و همکاران، ۲۰۰۳).

خاک‌های طبیعی دست نخورده معمولاً دارای ساختار طبیعی و رفتار متفاوتی از خاک‌های بازسازی شده می‌باشند. این گونه خاک‌ها به دلیل وجود نوعی ساختار اولیه رفتاری مشابه خاک‌های سیمان شده از خود نشان می‌دهند. چنین خاک‌هایی

* نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۰۹۱۴۳۱۱۵۶۴۲

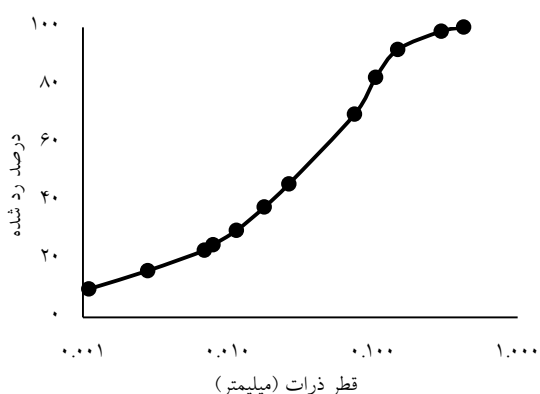
شده بایستی داری تراکم‌پذیری بالا بوده تا مقدار تغییر شکل‌های ایجاد شده بزرگ و قابل مقایسه باشند. بدین منظور خاک مورد نیاز بایستی دارای تراکم‌پذیری بالا و از طرفی دارای ساختار باشد. بعد از انجام آزمایشات مختلف بر روی نمونه‌های اشباع و خشک، مشاهده و مقایسه نتایج تحقیقاتی که در این زمینه توسط Medero و همکاران (۲۰۰۹) انجام شده، نمونه‌های مورد نظر تهیه گردید. این نمونه‌ها از ترکیب خاک ریزدانه با ماسه ریز، سیمان و فوم پلی‌استایرن با نسبت‌های معین به دست آمد.

۱-۲- ترکیبات خاک

خاک مورد استفاده در این تحقیق شامل ۳۰ درصد ماسه بادی رد شده از الک نمره ۴۰ و مانده بر روی الک نمره ۲۰۰، ۷۰ درصد از خاک محوطه دانشگاه محقق اردبیلی رد شده از الک نمره ۲۰۰ می‌باشد. شکل (۱) دانه‌بندی و جدول (۱) مشخصات این خاک نشان می‌دهد.

جدول ۱- مشخصات خاک مصنوعی

مقدار	مشخصه
۳۰	درصد ماسه (%)
۵۸	درصد سیلت (%)
۱۲	درصد رس (%)
۲/۶۷	وزن مخصوص دانه‌های جامد (Gs)
۲۰	حد خمیری (PL) (%)
۳۶	حد روانی (LL) (%)
۱۶	دامنه خمیری (PI) (%)



شکل ۱- منحنی دانه‌بندی خاک مصنوعی مورد مطالعه

۲-۲- سیمان

سیمان پرتلند استفاده شده در این تحقیق از انواع سیمان پرتلند نوع دو متداولی است که در فعالیت‌های ساختمانی از آن استفاده می‌شود.

مدت زمان عمل آوری آن دارد. مقاومت خاک‌های ترکیب شده با سیمان در اثر مرور زمان افزایش و تراکم‌پذیری آن‌ها کاهش می‌یابد. تحقیقات در این زمینه نشان می‌دهد که فشار پیش تحکیمی به شکل قابل ملاحظه‌ای در خلال تثبیت سیمان افزایش می‌یابد. این فشار پیش تحکیمی در واقع ناشی از بزرگ‌تر شدن ناحیه الاستیک در اثر ایجاد ساختار خاک می‌باشد. ضریب تراکم‌پذیری خاک‌های اصلاح شده با سیمان به تدریج کاهش می‌یابد. مقادیر معمول سیمان جهت تثبیت ۵ تا ۱۰ درصد وزن خشک خاک می‌باشد (Sariosseiri و Muhunthan، ۲۰۰۹).

تخمین تغییرات تخلخل خاک یکی از مباحث مهم در مدل‌سازی رفتار خاک‌ها می‌باشد. این تغییرات باعث تغییر خواص تغییر شکل و مقاومتی شده و حتی در پایداری خاک تأثیر می‌گذارد. با توجه به این که مدل‌سازی آزمایشگاهی، آنالیز ریاضی و عددی مورد نیاز جهت بیان رفتار خاک در حالت سه بعدی واقعی بسیار پیچیده می‌باشد، لذا مباحث مربوط به رفتار تغییر شکل خاک در این تحقیق به صورت یک بعدی مطرح شده است. جهت کنترل سایر پارامترهای مؤثر در تراکم‌پذیری خاک-ها، کلیه نمونه‌های آزمایش شده به صورت هم‌زمان و تحت شرایط یکسان از نظر آب مورد استفاده، درجه حرارت و میزان رطوبت تهیه و آزمایش شده‌اند. از آنجائی که هدف اصلی این پژوهش، مطالعه تراکم‌پذیری و رفتار تنش- کرنش حجمی خاک سیمانه شده سست با تراکم‌پذیری بالا می‌باشد، لذا نمونه‌های آزمایشگاهی به گونه‌ای تهیه گردیده‌اند که تخلخل بالائی داشته باشند.

مدل‌های مختلفی برای بیان رفتار خاک‌های ساختار یافته ارائه شده که در اکثر این مدل‌ها پارامترهای جدیدی جهت اعمال اثر ساختار ناشی از سیمانه شدن مورد استفاده قرار گرفته است (Liu و Carter، ۱۹۹۹؛ Liu و همکاران، ۲۰۰۳؛ Chong و Santamarina، ۲۰۱۶؛ Chowdhury و همکاران، ۲۰۱۴؛ Hong و Horpibulsuk و همکاران، ۲۰۱۳؛ Hong و همکاران، ۲۰۱۳؛ Yang و همکاران، ۲۰۱۴). افزایش تعداد پارامترها باعث پیچیده شدن مدل رفتاری شده و کاربرد وسیع آن را مانع می‌شود. در این مقاله یک مدل ساده برای بیان رفتار تنش- تغییر شکل حجمی خاک‌های دارای ساختار و سیمانه شده ارائه شده است که اساس این مدل، بیان رفتار خاک در حال خرد شدن بر اساس رفتار همان خاک در دو حالت اولیه کاملاً سالم و نهائی کاملاً دستخورد خرد شده می‌باشد (Desai، ۲۰۰۱).

۲- خاک مصنوعی مورد مطالعه

با توجه به این که هدف اصلی این تحقیق بررسی رفتار تغییر حجمی خاک تثبیت شده با سیمان است، لذا نمونه‌های تهیه

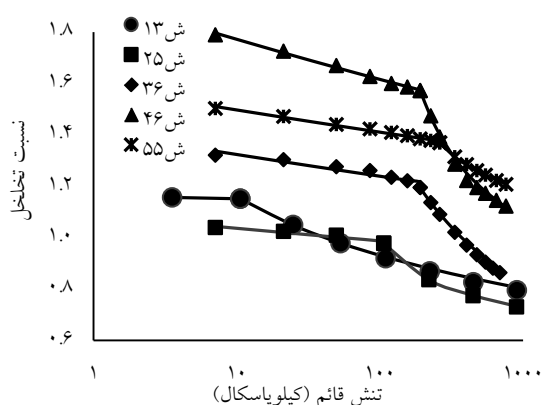
بر روی نمونه‌های اشباع و خشک و مقایسه نتایج به دست آمده مشاهده گردید که نمونه‌های خشک دارای ساختار شکننده‌تری می‌باشد. اشباع شدن نمونه‌ها قبل از بارگذاری باعث از بین رفتن ساختار خاک می‌شود.

بعد از انجام آزمایش برای مطالعه و مقایسه تأثیر سیمان بر روی خاک مورد نظر، نمونه‌ها کاملاً خرد شده و بر روی آن آزمایش انجام می‌شود تا با مقایسه نتایج به دست آمده روی نمونه‌های خرد شده، تأثیر اثر سیمان شدن تعیین گردد.

به منظور بررسی تأثیر درصد سیمان در پارامترهای تراکم‌پذیری خاک، ۶۸ سری آزمایش برای درصد‌های سیمان ۱ الی ۸ درصد انجام گردیده است. به طور متوسط برای هر درصد سیمان ۸ سری آزمایش انجام گرفته است.

۳-۱- تأثیر درصد سیمان در رفتار خاک

یکی از اهداف اصلی این تحقیق بررسی تأثیر درصد سیمان بر روی رفتار تنش و کرنش خاک‌هایی با تراکم‌پذیری بالا و دارای ساختار می‌باشد. از این رو آزمایشاتی جهت بررسی تأثیر درصد سیمان در منحنی تنش-کرنش حجمی خاک تثبیت شده صورت گرفت. شکل (۲) نمونه‌هایی از نتایج این آزمایشات نشان می‌دهد. برای سهولت مقایسه و امکان تفکیک داده‌ها، در این شکل برای هر درصد سیمان فقط یک آزمایش نشان داده شده است.



شکل ۲- نمودار تنش-تخلخل خاک مورد مطالعه با درصد‌های سیمان از ۱ تا ۵ درصد

در این نمودار، رقم سمت چپ شماره‌های آزمایش نشان داده نشان دهنده درصد سیمان و رقم سمت راست نشان دهنده شماره تکرار آزمایش می‌باشد. مثلاً ش ۴۶ نشان دهنده نتایج ششمین آزمایش روی نمونه تثبیت شده با ۴ درصد سیمان می‌باشد. با توجه به نتایج این آزمایشات افزایش سیمان باعث کاهش تراکم‌پذیری حجمی خاک می‌گردد. همان‌طور که در شکل (۲) مشخص است. در درصد‌های سیمان کم، خاک در

۳-۲- ذرات پلی استایرن

ذرات کوچک پلی‌استایرن در مجاورت فشار و گرما منقبض می‌شود. اضافه کردن این ذرات به مخلوط خاک و سیمان تخلخل زیاد و وزن مخصوص کم را ایجاد می‌کند. استفاده از ذرات پلی‌استایرن به همراه سیمان جهت تولید خاک با تراکم‌پذیری بالا، مطالعه اثر ساختار ناشی از سیمان شدن را امکان‌پذیر می‌سازد (Medero و همکاران، ۲۰۰۹).

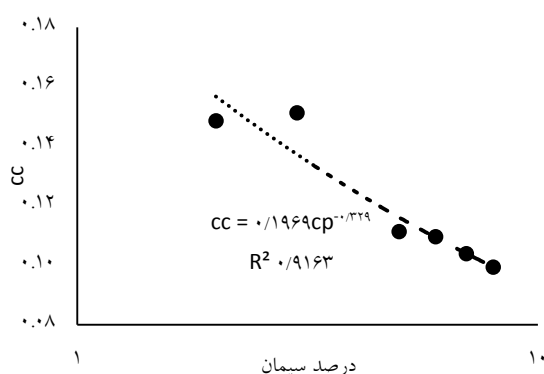
۳-۴- آماده‌سازی نمونه‌ها

مجموعه‌ای از آزمایشات جهت مشخص شدن بهترین پاسخ-های مکانیکی مد نظر بر روی نمونه‌ها انجام شد. جهت آماده سازی نمونه جهت آزمایش تراکم‌پذیری، خاک مصنوعی با مقادیر مختلف سیمان از ۱ تا ۸ درصد وزنی (۱، ۲، ۳، ۴، ۵، ۶، ۷ و ۸٪) مخلوط و کاملاً همگن گردیده به طوری که سیمان کاملاً با خاک مخلوط شود و سپس به مقدار ۰/۳۵ درصد وزن آن پلی-استایرن به نمونه اضافه و دوباره مخلوط شده تا نمونه به صورت کاملاً یکپارچه و یکنواخت شود. سپس حدوداً یک تا دو برابر حد روانی آب به نمونه اضافه شد تا به حالت روان درآید. سپس مخلوط یکنواخت در قالب‌های استوانه‌ای (قالب استوانه‌ای به قطر ۶ سانتی‌متر و ارتفاع ۲ سانتی‌متر) ریخته و به مدت ۱۶ ساعت در گرم‌خانه با دمای ۱۱۰ درجه سانتی‌گراد قرار داده شد. فوم پلی‌استایرن در معرض گرما منقبض و باعث ایجاد تخلخل در نمونه می‌شود. از طرفی سیمان موجود در مخلوط طی فرآیند هیدراتاسیون باعث ایجاد ساختار در خاک گردیده ولی با توجه به این که قرار گرفتن نمونه‌ها در حرارت بالا مانع هیدراتاسیون کامل سیمان می‌گردد لذا نمونه‌های تهیه شده دارای ساختار ضعیف، شکننده و تراکم‌پذیری بالا بوده‌اند.

۳- انجام آزمایش‌ها با دستگاه ادنومتر

جهت کالیبره کردن و یافتن نمونه مناسب مورد نظر این تحقیق، نمونه‌های زیادی با شرایط متفاوت مورد آزمایش قرار گرفت که عبارتند از: دانه‌بندی متفاوت، درصد‌های مختلف سیمان و اشباع یا غیر اشباع بون نمونه‌ها. آزمایش ادنومتر نمونه‌های آزمایشی مورد نظر دارای قطر ۶ و ارتفاع ۲ سانتی‌متر بودند. نمونه‌های آماده شده در رینگ مخصوص در قالب دستگاه ادنومتر قرار گرفت و آزمایشات تعیین تراکم‌پذیری انجام شد.

برای انجام آزمایش بر روی نمونه‌ها، بعد از خارج کردن نمونه از گرم‌خانه، در فضای آزمایشگاه قرار داده می‌شود تا دمای آن با محیط یکسان شود. سپس نمونه درون سلول ادنومتر قرار داده می‌شود، بعد از جایگذاری سلول در دستگاه و تراز کردن اهرم انتقال نیرو، بارگذاری آغاز می‌گردد. بعد از انجام تعدادی آزمایش



شکل ۴- تغییرات نشانه فشردگی با درصد سیمان

نکته بسیار مهم در خصوص نمودار نیمه لگاریتمی تنش قائم- تخلخل به دست آمده در این آزمایشات این است که شیب این نمودار بعد از آغاز خرد شدگی، ساختارش متغییر بوده و با افزایش تنش کاهش یافته و به مقدار شیب نمودار خاک تثبیت نشده بدون ساختار میل می کند.

۳-۲- تفاوت رفتار خاک سیمان با خاک معمولی

به عنوان نمونه، در شکل (۵) نتایج آزمایش شماره ۴۵ برای نمونه خاکی که با ۴٪ سیمان تثبیت شده است، نشان داده شده است. در این نمودار رابطه نیمه لگاریتمی ترزاقی نیز با خطوط نقطه چین نشان داده شده است. همان گونه که در این شکل دیده می شود، شیب نمودار ترزاقی در حوالی تنش نظیر آغاز خرد شدگی ساختار و همچنین تنش های بالا پس از خردشدگی کامل ساختار اختلاف زیادی با شیب نتایج آزمایش دارد ولی در تنش های متوسط موازی آن می باشد. در این شکل شیب نمودار ترزاقی با cc_i ، شیب ابتدای خرد شدگی ساختار با cci و شیب نمودار بعد از خردشدگی کامل ساختار با ccr نشان داده شده است. نتیجه ای که از این آزمایشات و همچنین تحقیقات گذشته توسط Mitchell و Soga (۲۰۰۵) حاصل می شود این است که رفتار تراکم پذیری حجمی این گونه خاکها را با روابط نیمه لگاریتمی نمی توان بیان کرد. Liu و Carter (۱۹۹۸ و ۱۹۹۹) و Liu و همکاران (۲۰۰۰) رابطه (۱) را برای بیان رفتار خاکهای دارای ساختار ارائه کرده اند:

$$e = \begin{cases} e_0 - \kappa \ln\left(\frac{p}{p_0}\right) & \text{for } p < p_r \\ e_1 - \lambda \ln(p) + b\left(\frac{p}{p_r}\right)^{-r} & \text{for } p \geq p_r \end{cases} \quad (1)$$

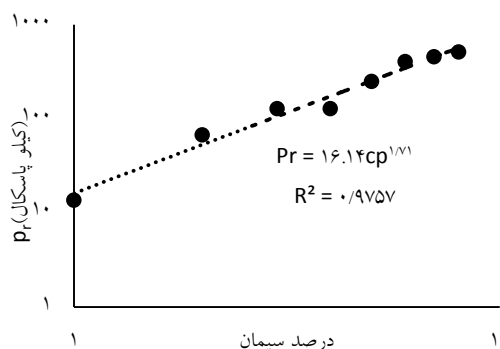
که در آن p_r ، تنش نظیر شروع خردشدگی ساختار، λ و κ شیب نمودار تنش همسان-کرنش حجمی در آزمایش سه محوره و b و r پارامترهای این مدل می باشند.

در رابطه (۱)، تغییرات تخلخل خاک پیش از شروع خرد شدگی ساختار مشابه خاکهای پیش تحکیم یافته در نظر گرفته

تنش های پایین دچار تغییر حجم ناگهانی زیادی می گردد. با افزایش درصد سیمان، خاک در تنش های بالاتری دچار افت ناگهانی نشست و در واقع از بین رفتن ساختار می گردد. این مقدار تنش، با تنش نظیر آغاز گسیختگی ساختار خاک (Pr) بیان شده است. همچنین در درصدهای سیمان کم، فاصله بین تخلخل اولیه و نهایی زیاد بوده و هر چه درصد سیمان زیاد می گردد این فاصله کمتر می شود. در آزمایشات مشخص شد که خاک مورد مطالعه در درصد سیمان بیشتر از ۵ درصد، دیگر دچار نشست ناگهانی نمی شود. و دارای رفتار و ساختار تغییر حجمی مناسب و یکنواخت می گردد. و در واقع خاک در سیمان بالای ۵ درصد تثبیت شده است.

در شکل (۳) تنش قائم نظیر آغاز خرد شدگی ساختار خاک بصورت تابعی از درصد سیمان نشان داده شده است. در این شکل مقادیر Pr نشان داده شده برای هر درصد سیمان، میانگین تمام مقادیر به دست آمده با درصد سیمان مشابه می باشد. همان گونه که در شکل (۳) دیده می شود رابطه ای توانی بین درصد وزنی سیمان و تنش نظیر آغاز خرد شدگی ساختار وجود دارد. یا به عبارت دیگر بین لگاریتم درصد سیمان و لگاریتم تنش نظیر آغاز خرد شدگی رابطه خطی برقرار می باشد. این رابطه مشابه رابطه نپرین ارائه شده توسط حائری برای خاکهای سیمان شده با گچ در آزمایشات سه محوره می باشد (Haeri و همکاران، ۲۰۰۵).

در شکل (۴) نمودار تغییرات نشانه فشردگی متوسط برای تمام آزمایشات با درصد سیمان مشابه باری خاک سیمان شده در حالت عادی تحکیمی (فشارهای بیشتر از فشار نظیر آغاز خرد شدن اولیه) نشان داده شده است. همان گونه که در این شکل مشاهده می شود، با افزایش درصد سیمان، نشانه فشردگی متوسط نیز کاهش می یابد. از این نکته می توان نتیجه گرفت که افزایش درصد سیمان باعث کاهش تراکم پذیری خاک تثبیت شده می شود. بهترین رابطه ای که می تواند بین درصد سیمان و نشانه فشردگی متوسط خاک تثبیت شده باشد، به صورت یک رابطه توانی به دست آمده است که در شکل (۴) نشان داده شده است.



شکل ۳- تغییرات فشار نظیر آغاز خرد شدگی با درصد سیمان

۴- رابطه تنش - کرنش حجمی پیشنهادی

۴-۱- اصول مدل پیشنهادی

یکی از روش‌های مدل سازی رفتار خاک‌ها استفاده از تئوری مفهوم حالات به هم خوردگی^۱ می‌باشد. بر اساس این تئوری، اگر رفتار پدیده‌ای در دو وضعیت مینا به صورت کامل مشخص باشد، در هر وضعیت بین این دو حالت مشخص، می‌توان با استفاده از توابع حالت مقتضی رفتار آن را تعیین نمود (Desai, 2001). این مدل برای مدل‌سازی رفتار پیچیده خاک‌ها در فضای سه‌بعدی تنش با در نظر گرفتن اثر تنش اصلی متوسط (Desai, 2016)، رفتار خاک‌های دارای ساختار (Liu و همکاران، 2000) و تحکیم خاک‌های غیر الاستیک تحت بارگذاری متناوب مورد استفاده قرار گرفته است (Ouria, 2015). همچنین مدلی که توسط لی و همکاران (2000) ارائه شده نیز در چهارچوب تئوری مفهوم حالات به هم خوردگی بیان شده.

با استفاده از تئوری مفهوم حالات به هم خوردگی، می‌توان رفتار خاک سیمان‌ه شده را در دو حالت کاملاً سالم با ساختار و کاملاً خرد شده بدون ساختار در نظر گرفته و حالات بینابینی را با استفاده از این تئوری تعیین کرد.

به بیان ساده، مدل‌سازی رفتار خاک با استفاده از این تئوری شامل سه قسمت ذیل می‌باشد:

۱. مدل عمومی برای بیان رفتار کلی خاک
۲. پارامترهای مدل عمومی در دو حالت اولیه کاملاً سالم دست‌نخورده و حالت نهایی کاملاً خرد شده
۳. تابع حالت پیوسته‌ای که بتواند تغییرات پارامترهای مدل عمومی را در هر حالتی بین حالات اولیه و نهایی نشان دهد.

استفاده از این تئوری باعث می‌شود که مدل جدید ارائه شده نسبتاً ساده و پارامترهای کمی داشته باشد و در صورتی که مدل عمومی از مدل‌های رفتاری شناخته شده باشد، فهم فیزیکی شفاف داشته و به راحتی قابل استفاده است.

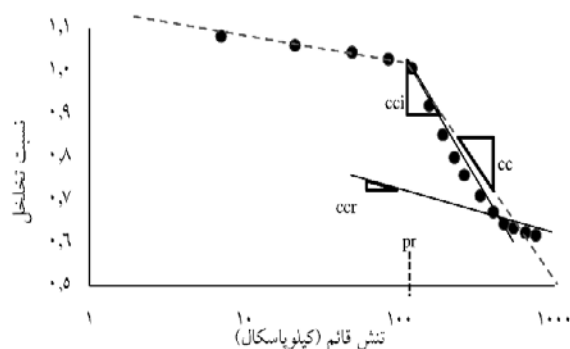
۴-۲- فرضیات مدل پیشنهادی

پیدا کردن تابعی که کلیه عوامل مؤثر در روابط تنش-کرنش خاک را شامل باشد، بسیار مشکل می‌باشد به گونه‌ای که رابطه حاصل چنان پیچیده می‌شود که کاربرد آن را برای مقاصد عملی غیر ممکن می‌سازد. لذا برای سادگی و رسیدن به هدف اصلی این مدل که بررسی تأثیر سیمان‌ه شدن در رفتار تراکم‌پذیری خاک‌ها می‌باشد، فرضیات ذیل در نظر گرفته می‌شود (بهبودی مصمم، ۱۳۹۳):

شده است که نتایج آزمایشات انجام شده در این تحقیق نیز بیانگر آن می‌باشد ولی در تنش‌های بالاتر و پس از شروع خرد شدن ساختار، رابطه (۲) برای محاسبه تغییرات اضافی تخلخل در اثر خرد شدگی ساختار در نظر گرفته شده است:

$$\Delta e_s = b \left(\frac{p}{p_r} \right)^{-r} \quad \text{for } p \geq p_r \quad (2)$$

که در این رابطه Δe_s نشانگر تغییرات اضافی تخلخل خاک در اثر خرد شدن ساختار می‌باشد.



شکل ۵- نمودار تنش قائم - تخلخل خاک سیمان‌ه (نمونه ۴۵)

هرچه تخلخل خاک بیشتر و ساختار آن ضعیف‌تر باشد، سهم تغییرات تخلخل ناشی از خرد شدن ساختار نیز افزایش می‌یابد. یعنی در رابطه (۱)، سهم عبارت $\lambda \ln(p)$ کاهش یافته و سهم عبارت $b \left(\frac{p}{p_r} \right)^{-r}$ در رفتار تنش تغییر تخلخل خاک افزایش می‌یابد. رابطه (۲) بیانگر یک رابطه خطی در فضای لگاریتمی کامل تنش و تخلخل می‌باشد. یعنی در مورد خاک‌های با تخلخل زیاد و ساختار ضعیف که قسمت بیشتر تغییر حجم آن‌ها ناشی از خرد شدن ساختار می‌باشد، می‌توان از رابطه خطی بین لگاریتم تنش و لگاریتم تخلخل استفاده نمود.

Butterfield (1980)، از رابطه لگاریتمی کامل در فضای تنش-تخلخل برای بیان رفتار خاک استفاده نموده است. همچنین Housby (1981)؛ Puzri و Housby (2006)؛ Kelly و Collins (2002) نشان داده‌اند که استفاده از رابطه خطی در مقیاس کامل لگاریتمی برای بیان رفتار تنش-تغییر شکل حجمی و گسیختگی خاک‌ها موجب ساده‌سازی فرمول-بندی مدل رفتاری بوده و به راحتی قابلیت تبدیل نتایج حاصله به نتایج مدل نیمه لگاریتمی را دارا می‌باشد. لذا در این تحقیق برای بیان رفتار تراکم‌پذیری خاک‌های سیمان‌ه شده سست از رابطه‌ای مشابه روابط لگاریتمی کامل در فضای تنش-تخلخل استفاده شده است.

فوق، تابع حالتی که برای این مدل در نظر گرفته شده است، به فرم ذیل می‌باشد:

$$S_f \propto \Delta e_s \quad (۳)$$

که در آن S_f ، تابع حالت می‌باشد.

تابع حالت به گونه باید باشد که مقادیری بین صفر و یک داشته باشد که صفر بیان گر حداقل به هم خوردگی (شروع خرد شدگی) و یک بیانگر نهایت به هم خوردگی یا خرد شدگی کامل باشد (Desai, ۲۰۰۱). لذا با در نظر گرفتن این موارد تابع حالت برای خرد شدگی ساختار خاک‌های سیمان‌شده به فرم ذیل تعریف می‌گردد:

$$S_f = 1 - \left(\frac{p}{p_r}\right)^{-\beta} \quad (۴)$$

که در آن p_r ، تنش نظیر شروع خردشدگی ساختار بوده و β ، پارامتر مدل می‌باشد.

رابطه (۴) کلیه خصوصیات ذکر شده برای تابع حالت را دارا می‌باشد.

$$S_f = 1 - \left(\frac{p}{p_r}\right)^{-\beta} \begin{cases} = 0 & p = p_r \\ \approx 1 & p \gg p_r \end{cases} \quad (۵)$$

همان‌گونه که در رابطه (۵) نشان داده شده است، مقدار تابع حالت پیشنهادی در ابتدای شروع خردشدگی ساختار برابر صفر بوده و با افزایش تنش مقدار آن به سمت یک میل می‌کند. از سوی دیگر با خرد شدن ساختار، شیب نمودار تنش-تخلخل نیز تغییر می‌کند. لذا می‌توان تغییرات شیب نمودار را به کمک تابع حالت بیان کرد، لذا:

$$cc^* = cc_i \left(\frac{p}{p_r}\right)^{-\beta} + cc_r \left(1 - \left(\frac{p}{p_r}\right)^{-\beta}\right) \quad (۶)$$

که در آن cc^* شیب مماسی نمودار تنش-تخلخل در مقیاس کامل لگاریتمی می‌باشد که مقدار آن از cc_i شروع شده و به صورت پیوسته با خرد شدن ساختار خاک به مقدار cc_r میل می‌کند.

در این صورت نمودار تنش-تخلخل خاک سیمان‌شده دارای ساختار را بعد از شروع خرد شدن ساختار می‌توان در مقیاس لگاریتمی کامل به صورت زیر نشان داد:

$$\ln(e) = a_e - cc^* \ln\left(\frac{p}{p_r}\right), \quad p > p_r \quad (۷)$$

۱. در آزمایشات و روابط تنش- کرنش شرایط یک بعدی و حاکم است.

۲. مشخصات خاک تابع زمان نمی‌باشد.

۳. رابطه تخلخل با تنش در خاک کاملاً خرد شده در مقیاس کامل لگاریتمی به صورت خطی می‌باشد.

۴. رفتار تراکم‌پذیری خاک در دو حالت کاملاً دست نخورده و کاملاً دست‌خورده مشخص می‌باشد.

۵. هنگامی که خاک تحت تنش قرار گرفته و ساختار آن شروع به تغییر می‌کند، تغییرات رفتار خاک به صورت پیوسته بوده و در هر حالت بین دو کالت کاملاً دست‌خورده و کاملاً دست‌خورده می‌باشد.

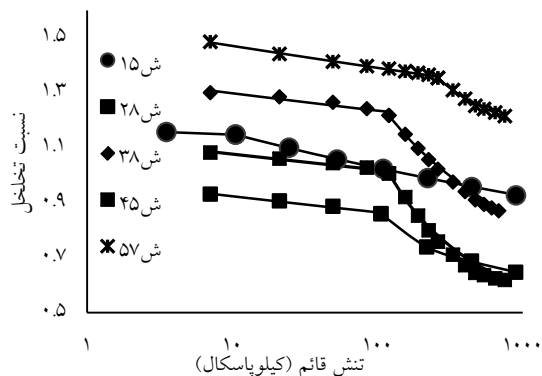
از نتایج نشان داده شده در شکل (۲)، نتیجه آزمایش شماره ۴۵ در شکل (۵) نشان داده شده است. رفتار تمامی خاک‌های سیمان‌شده و طبیعی دارای ساختار، تا حدود زیادی مشابه این نمودار می‌باشد.

فرض شماره ۳ که بیان گر رابطه خطی بین تنش و تخلخل در مقیاس لگاریتمی است، بیانگر این واقعیت است که شیب این نمودار در مقیاس نیمه لگاریتمی ثابت نبوده و تابعی از تنش می‌باشد. همچنین این فرض براساس مدل لی و همکاران بنا نهاده شده است که بیانگر یک رابطه خطی در مقیاس لگاریتمی کامل برای تغییرات قسمتی از تخلخل که ناشی از تخریب ساختار می‌باشد. از طرفی با توجه به این که در این مدل شیب نمودار متغییر در نظر گرفته می‌شود، حتی در صورتی که رفتار خاک در مقیاس نیمه لگاریتمی خطی باشد، می‌توان با انتخاب مقادیر اولیه و نهایی نظیر، رفتار خطی در مقیاس نیمه لگاریتمی را نیز اعمال کرد.

چنان که در این شکل مشاهده می‌شود، تغییرات شیب نمودار از حالت کاملاً دست نخورده (i) تا حالت کاملاً دست-خورده (r) به صورت پیوسته صورت می‌گیرد. شیب این نمودار از یک حالت حداکثر در شرایط (i) شروع شده و به صورت پیوسته به یک مقدار حداقل در شرایط (r) همگرا می‌شود. در واقع فرضیات اساسی شماره ۴ و ۵ این مدل براساس این مشاهدات پایه‌گذاری شده‌اند که با اصول تئوری مفهوم حالات به هم خوردگی نیز سازگار می‌باشد.

قسمت مهم این مدل، تعیین تابع حالت برای بیان تغییرات شیب نمودار تنش-تخلخل می‌باشد. تابعی حالتی که در تئوری مفهوم حالات به هم خوردگی استفاده می‌شود، بایستی به گونه-ای با تغییرات ساختار خاک مرتبط باشد. لذا بایستی در مدل پیشنهادی، تابع حالت، تابعی مشابه رابطه تغییرات تخلخل ناشی از به هم خوردگی ساختار در نظر گرفته شود. با توجه به تفاسیر

آزمایش می‌باشد. برای آزمایشات شماره ۱۵، ۲۸، ۳۸، ۴۵ و ۵۷ نیز نتایج آزمایشگاهی و مدل در شکل (۶) نشان داده شده است.



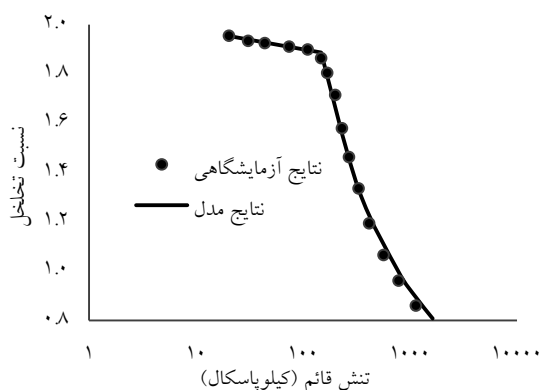
شکل ۶- نمودار مقایسه نتایج مدل پیشنهادی با آزمایش‌های شماره ۱۵، ۲۸، ۳۸، ۴۵ و ۵۷

۵-۲- مقایسه نتایج مدل برای رس لدا

اطلاعات آزمایش انجام شده بر روی رس لدا (Liu و Carter، ۱۹۹۸) جهت مقایسه با نتایج مدل ارائه شده، مورد استفاده قرار گرفت. جدول (۳) پارامترهای مربوط به رس لدا و همچنین شکل (۷) مقایسه نتایج آزمایشات انجام شده روی رس لدا با مدل ارائه شده را نشان می‌دهد. همان‌گونه که در این شکل مشاهده می‌شود، مدل ارائه شده می‌تواند رفتار این خاک را نیز به خوبی بیان کند.

جدول ۳- پارامترهای روش پیشنهادی برای رس لدا

R^2	Err^2	β	CC_r	CC_i	p_r
۰/۹۹۷	۰/۰۰۲۶	۰/۹۹	۰/۲۶	۰/۴۳	۱۴۸



شکل ۷- مقایسه نتایج مدل ارائه شده برای رس لدا

با توجه به این که روند تخریب ساختار خاک در مسیرهای تنش باربرداری و بارگذاری مجدد و یا قبل از آغاز خردشدگی ساختار متوقف می‌باشد، برای بیان رفتار خاک در این محدوده تنش، می‌توان از رابطه (۸) استفاده نمود.

$$\ln(e) = b_e - cs \ln\left(\frac{p}{p_r}\right), \begin{cases} p < p_r \\ or \\ p < p_c \end{cases} \quad (۸)$$

که در آن CS ، مقدار ثابتی داشته و p_c فشار پیش تحکیمی می‌باشد.

۵- مقایسه نتایج مدل با نتایج آزمایشگاهی

۵-۱- مقایسه با نتایج آزمایشات انجام شده

برای بررسی مدل پیشنهادی و تعیین پارامترهای مدل، تعداد ۶۸ آزمایش ادئومتر روی خاک سیمانه شده تهیه شده در آزمایشگاه برای محدوده تنش‌های قائم $۰/۰۷$ تا $۷/۵۷$ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و درصد سیمان ۱ تا ۸ درصد انجام شده است. در جدول (۲)، پارامترهای مدل ارائه شده برای برخی از این آزمایشات نشان داده شده است. پارامترهای CC_i ، CC_r و p_r با توجه به نمودار (شیب اولیه، شیب انتهایی و محل حداکثر تغییر شیب نمودار) و پارامتر β با استفاده از روش حداقل مربعات تعیین شده‌اند. همان‌گونه که در جدول (۲) مشاهده می‌شود، نتایج این مدل با نتایج آزمایش تطابق مناسبی دارند. ستون شماره ۶ این جدول که نشانگر مجموع مربعات خطای نتایج مدل می‌باشد که مقادیر بسیار کوچکی می‌باشند.

جدول ۲- پارامترهای روش پیشنهادی

آزمایش	R^2	Err^2	β	CC_r	CC_i	p_r
۱۳	۰/۹۹۵	۰/۰۰۰۵	۰/۴۶	۰/۰۵	۰/۱۱	۱۱
۱۵	۱/۰۰	۰	۰/۳۶	۰/۰۴	۰/۰۵	۱۱
۲۵	۱/۰۰	۰	۲/۰۵	۰/۰۷	۰/۲۲	۱۰۶
۲۸	۱/۰۰	۰	۲/۲۶	۰/۰۸	۰/۲۱	۱۰۶
۳۶	۰/۹۹۱	۰/۰۰۰۹	۱/۰۶	۰/۱۷	۰/۲۹	۲۰۰
۳۸	۰/۹۸۹	۰/۰۰۱۵	۰/۵۶	۰/۱۰	۰/۲۳	۱۲۰
۴۵	۰/۹۸۷	۰/۰۰۰۴	۰/۹۷	۰/۰۳	۰/۱۶	۱۵۶
۴۶	۰/۹۹۱	۰/۰۰۱۸	۱/۶۰	۰/۱۲	۰/۴۰	۱۹۰
۵۵	۰/۹۹۹۶	۰/۰۰۰۰۱	۲/۴۳	۰/۰۷	۰/۱۷	۲۶۲
۵۷	۰/۹۹۲۸	۰/۰۰۰۱۰	۱/۷۲	۰/۰۶	۰/۱۴	۲۶۲

در شکل (۲) نتایج آزمایشگاهی برای آزمایش‌های شماره ۱۳، ۲۵، ۳۶، ۴۶ و ۵۵ نشان داده شده بود. در آن شکل به همراه نتایج آزمایش، نتایج مدل پیشنهادی نیز ارائه شده بود. در هر یک از نمودارها خطوط نشانگر نتایج مدل و نقاط بیانگر نتایج

براحتی می‌تواند در فضای نیمه لگاریتمی نیز مورد استفاده قرار گیرد. از طرفی با توجه به این که در این مدل برای هر سطح تنش یک نشانه فشردگی محاسبه می‌شود، می‌تواند به راحتی با تمامی مدل‌های موجود که برای خاک‌های معمولی ارائه شده‌اند، مورد استفاده قرار گیرد.

۷- مراجع

- بهبودی مصمم س ت، "بررسی رفتار تنش-کرنش خاک‌های اصلاح شده با سیمان"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، رشته مهندسی عمران، دانشگاه محقق اردبیلی، ۱۳۹۳، ۷۷-۷۸.
- Balmer G, "Shear strength and elastic properties of soil-cement mixture under triaxial loading", Portland Cement Association Research and Development Laboratories, US, 1958.
- Butterfield R, "A natural compression law for soils (an advance on e-log p)", *Geotechnique*, 1980, 29 (4), 469-480.
- Chong S, Santamarina J, "Soil compressibility models for a wide stress range", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2016, 142 (6).
- Chowdhury B, Haque A, Muhunthan B, "New Pressure-Void Ratio Relationship for Structured Soils in the Virgin Compression Range", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2014, 140 (8).
- Coop MR, Atkinson JH, "The mechanics of cemented carbonate sands", *Geotechnique*, 1993, 43 (1), 53-67.
- Collins IF, Kelly PA, "A thermomechanical analysis of a family of soil models", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2002, 52 (7), 507-518.
- Consoli NC, Rotta GV, Prietto PDM, "Yielding-compressibility- strength relationship for an artificially cemented soil cured under stress", *Geotechnique*, 2006, 56 (1), 69-72.
- Desai CS, "Disturbed state concept as unified constitutive modeling approach", *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2016, 8, 277-293.
- Desai CS, "Mechanics of materials and interfaces: The disturbed state concept", CRC Press, 2001.
- Haeri SM, Hamidi A, Tabatabaee N, "The effect of gypsum cementation on the mechanical behaviour of gravely sand", *Geotechnical Testing Journal*, 2005, 28 (4), 1-11.
- Hong ZS, Zeng LL, Cui YJ, Cai YQ, Lin C, "Compression behaviour of natural and reconstituted clays", *Geotechnique*, 2012, 62 (4), 291-301.
- Horpibulsuk S, Rachan R, Suddeepong A, Liu MD, Du YJ, "Compressibility of lightweight cemented clays", *Engineering Geology*, 2013, 159, 59-66.
- Houlsby GT, "A study of plasticity theories and their applicability to soils", PhD Thesis, University of Cambridge, 1981.
- Houlsby GT, Puzri AM, "Principles of hyperplasticity: an approach to plasticity theory based on

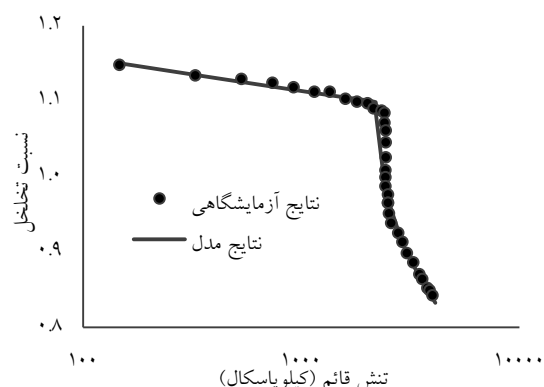
۵-۳- مقایسه نتایج مدل برای کلسرانیت

نمونه دیگر جهت مقایسه با مدل پیشنهادی، خاک سیمان شده طبیعی متشکل از کلسرانیت می‌باشد که توسط Lagioia و Nova (۱۹۹۵) آزمایش شده‌اند.

جدول (۴) پارامترهای مربوط به خاک مورد بحث و همچنین شکل (۸) مقایسه رفتار این خاک با مدل ارائه شده را نشان می‌دهد. همان‌گونه که در شکل (۸) نیز مشاهده می‌شود، مدل ارائه شده رفتار تراکم‌پذیری این خاک را نیز می‌تواند به خوبی بیان کند.

جدول ۴- پارامترهای روش پیشنهادی برای کلسرانیت

R^2	Err^2	β	ccr	cci	pr
۰/۹۸۲	۰/۰۰۰۸	۱۰/۱	۰/۳۴	۰/۹۷	۲۱۸۵



شکل ۸- مقایسه نتایج مدل ارائه شده برای کلسرانیت

۶- نتیجه‌گیری

در این تحقیق رفتار تنش-کرنش خاک‌های تثبیت شده توسط سیمان مورد بررسی قرار گرفت. با استفاده از آزمایش ادمومتر، نمودار تنش-کرنش استخراج و با مقایسه آن‌ها با نتایج به دست آمده روی نمونه‌های خرد شده، تأثیر اثر سیمان شدن تعیین گشت. در بررسی‌های آزمایش‌ها مشخص شد که با افزایش درصد سیمان تنش تسلیم افزایش پیدا می‌کند و برای درصد سیمان بیشتر از ۵ درصد نمونه‌ها دیگر ساختار شکننده ندارد و رفتار تنش-کرنش پیوسته‌ای دارد. همچنین در این مقاله تغییرات تخلخل نسبت به تنش قائم نیز مورد بررسی قرار گرفت. رابطه‌ای برای تخمین تغییرات تخلخل نسبت به تنش قائم ارائه شد که در آن رابطه برای تعیین تغییرات شیب نمودار تنش-تخلخل در مقیاس لگاریتمی کامل ارائه گردید که تابع ۴ پارامتر اصلی می‌باشد. با توجه به این که در این مدل شیب نمودار تنش-تخلخل متغییر در نظر گرفته شده است، لذا

- Mitchell JK, Soga K, "Fundamentals of soil behavior", John Wiley & Sons, US, 2005, pp 325-350.
- Ouria A, Desai CS, Toufigh V, "Disturbed state concept based solution for consolidation of plastic clays", ASCE International Journal of Geomechanics, 2015, 15 (1).
- Rotta GV, Consoli NC, Prietto PDM, Coop MR, Graham J, "Isotropic yielding in an artificially cemented soil cured under stress", Geotechnique, 2003, 53 (5), 493-501.
- Sariosseiri F, Muhunthan B, "Effect of cement treatment on geotechnical properties of some Washington State soils", Engineering Geology, 2009, 104, 119-125.
- Uddin K, Balasubramaniam AS, Bergardo DT "Engineering behaviors of cement-treated Bangkok soft clay", Geotechnical Engineering Journal, 1997, 28 (1), 89-119.
- Yang C, Carter JP, Sheng D, "Description of compression behaviour of structured soils and its application", Canadian Geotechnical Journal, 2014, 51 (8), 921-933.
- thermodynamic principles", Springer Verlag, London, UK, 2006.
- Lagioia R, Nova R, "An experimental and theoretical study of the behaviour of a calcarenite in triaxial compression", Géotechnique, 1995, 45 (4), 633-648.
- Liu MD, Carter JP, "On the volumetric deformation of reconstituted soils", Research Report No. R765, Sydney University, 1998.
- Liu MD, Carter JP, "Virgin compression of structured soils", Géotechnique, 1999, 49 (1), 43-57.
- Liu MD, Carter JP, Desai CS, Xu KJ, "Analysis of the compression of structured soils using the disturbed state concept", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2000, 24, 723-735.
- Medero GM, Schnaid F, "Oedometer behavior of an artificial cemented highly collapsible soil", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, 135, 840-843.
- Mitchell JK, "The properties of cement-stabilized soils", Proceeding of Residential Workshop on Materials and Methods for Low Cost Road, Rail, and Reclamation Works, Leura, Australia, 1976.

EXTENDED ABSTRACT

Compressibility of Cement Treated Soft Soils

Ahad Ouria^{*}, Taghi Behboodi

Faculty of Civil Engineering, University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil, Iran

Received: 12 March 2016; Accepted: 08 October 2016

Keywords:

Compressibility, Cemented soil, Structured soil, Void Ratio

1. Introduction

Cement treatment produces bonding strength between soils particles that makes their behavior different from the behavior of reconstructed soils without structure. Soft cemented soils show a great change in their void ratio after virgin yielding as the result of destruction of their cemented structure. In this paper the compressibility of soft cemented soils was investigated in the laboratory. In order to obtain highly compressible cemented soil specimens, an artificially soil was produced mixing clay, silt and sand with cement and polystyrene granules with water content more than liquid limit. All the tests carried out on oven dried specimens at similar conditions such as temperature, stress level and loading rate in oedometer apparatus. Based on the experimental results a pressure-void ratio relationship was proposed for cement treated soft soils. The proposed model employs a variable slope for compression curve in $\ln(e)-\ln(p')$ space. The performance of the proposed model was also verified for compression of naturally cemented soils using the data available in the literature.

2. Methodology

2.1. Experimental study

Specimens of cemented soft soil were prepared in the laboratory mixing 30% sand, 12% clay and 58% silt with 0.3% contractile polystyrene granules with cement contents ranging from 1 to 8% and water content more than liquid limit to obtain a structured but highly compressible soil with brittle compression behavior (Medero et al., 2009) The specimens placed in 110 °C oven for 16 hours to contract the polystyrene granules and create highly voided specimens. Curing at high temperature prevents the cement from complete hydration and creates a weak brittle structure. One-dimensional compression tests conducted on dry specimens under vertical stresses ranging from 3.5 to 900kPa.

2.2. Proposed compression model

The main distinctive behavior of cemented soils is their nonlinear compression curve both in $e-\ln(p')$ and $\ln(e)-\ln(p')$ space (Chowdhury et al., 2014; Hong et al., 2012; Liu and Carter, 1993). In this paper, the nonlinearity of the compression curve of soft cemented soils is described by a variable slope compression curve in $\ln(e)-\ln(p')$ space using Eq. (1) as:

$$\ln(e) = a_e - cc^* \ln\left(\frac{p}{p_r}\right), \quad p > p_r \quad (1)$$

Where:

^{*} Corresponding Author

E-mail addresses: aouria@uma.ac.ir (Ahad Ouria), s.taghi_behboodi@yahoo.com (Taghi Behboodi).

$$c_c^* = c_{ci} \left(\frac{p}{p_r} \right)^{-\beta} + c_{cr} \left(1 - \left(\frac{p}{p_r} \right)^{-\beta} \right) \tag{2}$$

In which, c_{ci} and c_{cr} are the initial and final slope of compression curve of cemented soil after virgin yielding. p_r is threshold stress of virgin yielding where the crushing of the structure of cemented soil starts and β is a model parameter describing the rate of the degradation of the structure. The variable relationship used to describe the changes of the slope of the compression curve is based on the distributed state concept (Desai, 2016).

3. Results and discussion

The results of one dimensional compression tests on artificially cemented soils conducted in this study are presented in Fig. 1a. Also the results of the compression model proposed in this study are illustrated in this figure. In Fig.1-b the proposed model is used to predict the compression behavior of natural calceranite reported by Lagioia and Nova (1995). The parameters of the proposed model for these soils are presented in Table 1.

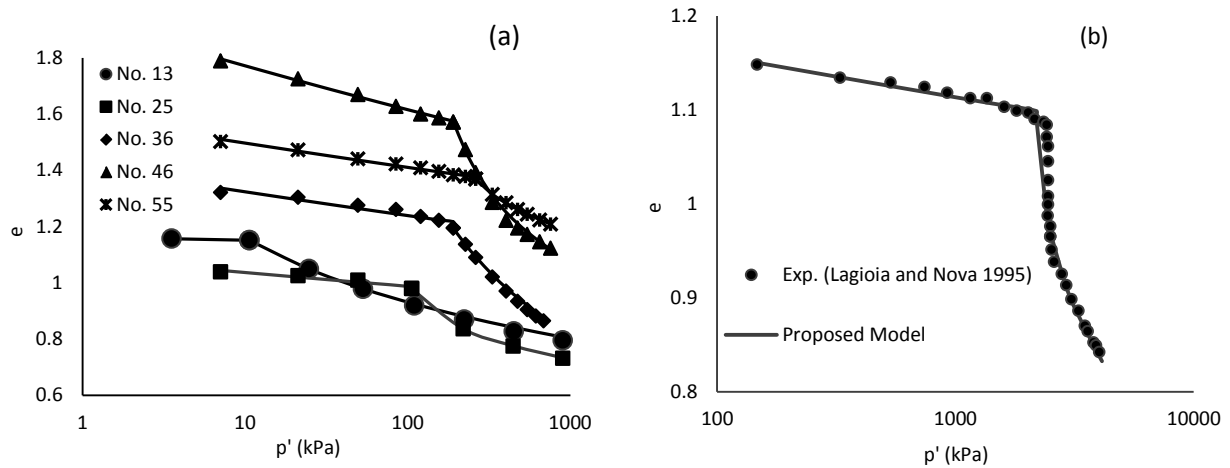


Fig. 1. Results of one dimensional compression tests and proposed model on (a) Artificially cemented soil conducted in this study, (b) Natural cemented calceranite reported by Lagioia and Nova (1995)

Table 1. Parameters of the proposed model for laboratory tests

No.	p_r (kPa)	c_{ci}	c_{cr}	β	R^2	Err^2
13	11	0.11	0.05	0.46	0.995	0.0005
25	106	0.22	0.07	2.05	1.000	0
36	200	0.29	0.17	1.06	0.991	0.009
46	190	0.4	0.12	1.6	0.991	0.0018
55	262	0.17	0.07	2.43	1.000	0.00001
Natural Calceranite lagioia and Nava (1995)	2185	0.97	0.24	10.1	0.982	0.08

The brittle compression behavior of prepared specimens is evident in Fig. 1a. Also it can be seen that increasing the cement content has increased the threshold stress of virgin yielding. The results presented in Fig. 1 and Table 1 show that the proposed model describes the compression behavior of the cement treated soils as well as natural structured soils with reliable correspondence.

4. Conclusions

The results of these tests showed that the compressibility of cemented soils decreased as the cement content increased. The effect of the loose of structure is more evident in specimens treated with lower cement content. Based on the experimental results a stress-void ratio model was presented according to

Disturbed State Concept. The model describes the effect of the destruction of soil structure by means of variable slope of $\ln(e)-\ln(p')$ curve. The proposed model can be used for structured soils as well as reconstructed soils. There is a good correlation between the proposed model results and laboratory data. The main advantage of this model is its ability to use with critical state based models by implementing variable compression index.

5. References

- Medero GM, Schnaid F, "Oedometer behavior of an artificial cemented highly collapsible soil", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2009, 135, 840-843.
- Chowdhury B, Haque A, Muhunthan B, "New pressure-void ratio relationship for structured soils in the virgin compression range", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2014, 140 (8).
- Hong ZS, Zeng LL, Cui YJ, Cai YQ, Lin C, "Compression behaviour of natural and reconstituted clays", *Geotechnique*, 2012, 62 (4), 291-301.
- Liu MD, Carter JP, "Virgin compression of structured soils", *Géotechnique*, 1999, 49 (1), 43-57.
- Desai CS, "Disturbed state concept as unified constitutive modeling approach", *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2016, 8, 277-293.
- Lagioia R, Nova R, "An experimental and theoretical study of the behaviour of a calcarenite in triaxial compression", *Géotechnique*, 1995, 45 (4), 633-648.