

بررسی رفتار خزشی خاک ماسه رس دار تحت آزمایش تحکیم یک بعدی

دکتر علیرضا نگهدار^{۱*}، شیما یادگاری^۲ و سیاب هوشمند^۳

^۱ استادیار دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه محقق اردبیلی

^۲ کارشناس ارشد مهندسی عمران-خاک و پی، دانشگاه محقق اردبیلی

^۳ دانشجوی دکتری مهندسی عمران، دانشگاه محقق اردبیلی

چکیده

تغییر شکل‌های دراز مدت خزشی در واقع توسعه کرنش‌های حجمی و برشی وابسته به زمان است که از مقاومت ویسکوز ساختار خاک ناشی می‌شود. وابستگی تغییر شکل خزشی خاک‌ها به سطح تنش‌های اعمالی و آب حفره‌ای موضوع مهمی می‌باشد. از آن جایی که نشست‌های دراز مدت در اثر خزش اتفاق می‌افتد، بنابر این محاسبه و پیش‌بینی این تغییر شکل‌ها اهمیت زیادی دارد. در این تحقیق بر روی نمونه‌های خاک ماسه رس دار، در راستای بررسی تأثیر سطوح تنش و آب حفره‌ای بر رفتار خزشی، آزمایش تحکیم یک بعدی تک مرحله‌ای و چند مرحله‌ای انجام شده و مکانیسم خزشی با در نظر گرفتن تغییر شکل قائم ذرات شرح داده شده است. نتایج آزمایش‌ها بر اساس ارتباط ضریب تراکم ثانویه و تخلخل بیان شده است. نتایج به دست آمده نشان می‌دهند که در نمونه اشباع به دلیل اصطکاک پایین ذرات و دارا بودن استعداد لغزشی بالا، با افزایش تنش، نمونه متراکم‌تر، به بیانی پایدارتر شده و با مرور زمان میانگین نیروهای داخلی کاهش یافته و تغییر شکل‌های خزشی کمتری مشاهده می‌شود. در حالی که نمونه خشک رفتار متفاوتی را از خود نشان می‌دهد که بستگی به شرایط آزمایش دارد. علاوه بر موارد ذکر شده، برای تبیین رفتار نمونه اشباع و خشک خاک، در شرایط آزمایشگاهی موارد دیگر مورد بررسی قرار گرفته است.

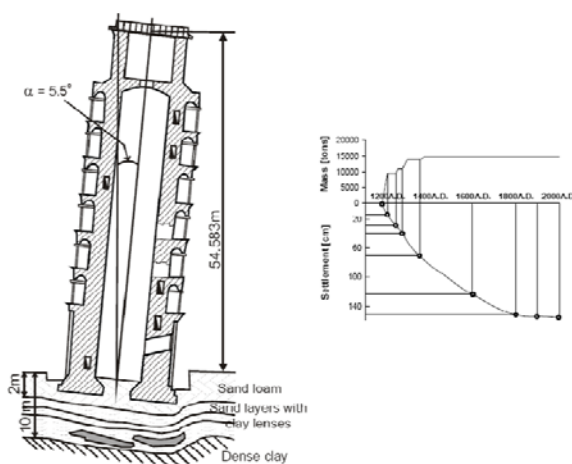
واژگان کلیدی: خزش، آزمایش تحکیم یک بعدی، ماسه رس دار، ضریب تراکم ثانویه.

۱- مقدمه

تاریخچه بررسی رفتار خزشی خاک‌های رسی به قرن ۱۹ برمی‌گردد. به عنوان مثال می‌توان به نشست برج پیزا اشاره کرد. بر اثر خزش، این برج حدود ۱/۵ متر نشست کرده و به یک سمت کج شده است و هم اکنون نیز مستعد نشست کردن می‌باشد. شرایط ژئولوژیکی سازه و نشست متغیر با زمان در شکل (۱) آورده شده است.

خاک به عنوان مصالح ساختمانی در مهندسی عمران در طرح‌های مهمی به کار گرفته می‌شود. بنابر این مهندسان عمران باید به خوبی خواص خاک از قبیل مبداء پیدایش، دانه‌بندی، قابلیت زهکشی آب، نشست، مقاومت برشی، ظرفیت باربری و غیره را مطالعه نموده و رفتار خاک را در نتیجه فعالیت انسان پیش‌بینی نمایند. تغییر شکل و مقاومت خاک‌های اشباع تحت تنش، یکی از مسائل مهم در مهندسی ژئوتکنیک به حساب می‌آید. زمانی که خاک اشباع تحت تنش قرار می‌گیرد، با استهلاک فشار آب منفذی، تحکیم اولیه رخ می‌دهد. تراکم ثانویه به کرنش‌های حجمی که بعد از تحکیم اولیه رخ می‌دهد، اشاره دارد و اصطلاح خزش به منظور نشان دادن کرنش‌های حجمی و یا برشی وابسته به زمان به کار گرفته می‌شود.

رفتار تراکم‌پذیری خاک‌ها به نگرانی مهمی در مهندسی ژئوتکنیک تبدیل شده است. با اجرای ساختمان‌ها، خاکریزها و جاده‌ها، اغلب نشست‌های قابل توجهی رخ می‌دهد. از آن جایی که نشست‌های دراز مدت در اثر خزش اتفاق می‌افتد، بنابر این محاسبه و پیش‌بینی نشست‌های خزشی اهمیت زیادی دارد.



شکل ۱- تغییر شکل خزشی - برج پیزا [۱]

ضخامت نمونه، شرایط زهکشی و سرعت بارگذاری بستگی دارد. زمانی که خاک تحت بارگذاری قرار می‌گیرد، با زایل شدن فشار آب حفره‌های تنش‌های مؤثر با گذشت زمان افزایش می‌یابند. به عبارتی تحکیم اولیه اتفاق می‌افتد. مقدار قابل توجهی از نشست‌ها طی تحکیم اولیه اتفاق می‌افتد. منحنی تحکیم اولیه را می‌توان با رابطه (۱) بیان کرد:

$$e = e_0 - C_c \log \frac{\sigma}{\sigma_0} \quad (1)$$

در این رابطه متغیرها به شرح زیر تعریف می‌شوند:

e : نسبت تخلخل،

e_0 : تخلخل اولیه،

σ : تنش،

σ_0 : تنش اولیه (۱ کیلو پاسکال).

به منظور اندازه‌گیری تراکم‌پذیری خاک‌ها از ضریب تراکم-پذیری (C_c) استفاده می‌شود (ضریب تراکم‌پذیری، شیب منفی منحنی تحکیم اولیه (تخلخل - لگاریتم تنش مؤثر) می‌باشد).

بعد از استهلاك کامل فشار آب حفره‌ای، چنانچه بارگذاری بر روی خاک حفظ شود، تغییر شکل‌های با گذشت زمان اتفاق می‌افتد که تراکم ثانویه یا خزش نامیده می‌شود. تغییر شکل‌های خاک در پایان تحکیم اولیه را می‌توان با رابطه (۲) بیان نمود:

$$e = e_{EOP} - C_\alpha \log \frac{t}{t_{100}} \quad (2)$$

در این رابطه متغیرها به شرح زیر تعریف می‌شوند:

e : نسبت تخلخل

e_{EOP} : تخلخل در پایان تحکیم اولیه

t_{100} : زمان پایان تحکیم اولیه

C_α : ضریب تراکم ثانویه.

ضریب تراکم ثانویه (C_α) پارامتر مهمی جهت شرح رفتار خزشی و تراکم ثانویه می‌باشد [۸]. این ضریب را به روش‌های مختلفی می‌توان تعیین نمود. معادله (۳) کاربرد گسترده‌ای دارد:

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} \quad (3)$$

از دیدگاه‌های متفاوت، تحقیقات فراوانی در زمینه تغییر شکل‌های ثانویه انجام شده است. اولین تحقیقات در زمینه ضریب تراکم ثانویه حدود یک دهه بعد از تئوری ترزاقی که در سال ۱۹۲۵ ارائه شده بود، به عمل آمد که بیانگر تراکم خاک‌های رسی در اثر زایل شدن فشار آب حفره‌ای بود. مطالعات آزمایشگاهی انجام شده توسط Buisman [۲] و Taylor [۳] تأثیر زمان بر تراکم‌پذیری رس را بیان می‌نمود. Buisman رابطه نشست-لگاریتم زمان را تحت تنش ثابت برای خاک‌های رسی به صورت خطی بیان نمود و Taylor [۳] برای اولین بار مدل وابسته به زمان را به منظور شرح رفتار خزشی خاک‌های رسی که در آن تحکیم اولیه و تراکم ثانویه به عنوان دو فرایند مجزا در نظر گرفته می‌شود را ارائه نمود. Bjerrum [۴] به منظور شرح رفتار خزشی و فشار بیش تحکیمی ناشی از تأثیرات خزش، مدلی را که در آن تحکیم اولیه و تراکم ثانویه به صورت کوپل عمل می‌کنند ارائه داد.

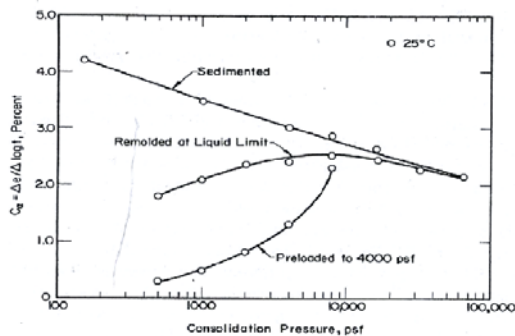
Di Prisco و Imposimato [۵] به بررسی وابستگی نسبت خزشی خاک‌های ماسه‌ای به سطح تنش‌های اعمالی جهت بررسی رفتار خزشی ماسه در آزمایش سه محوری پرداخته و بیان کردند که برای ماسه‌های سست، در آزمایش خزشی سه محوری با افزایش تنش‌های انحرافی، تغییر شکل‌های خزش افزایش می‌یابد. Zhang و همکاران [۶] و Mejia و همکاران [۷] با انجام آزمایش‌های خزشی تحکیم یک بعدی بر نمونه‌های ماسه‌ای در تنش‌های پایین به این نتیجه رسیدند که نسبت خزشی خاک‌های ماسه‌ای به سطح تنش و دانه‌بندی ماسه بستگی دارد و در تنش‌های بالا تغییر شکل‌های خزشی ماسه باگذشت زمان، با شکستن دانه‌ها افزایش می‌یابد.

اکثر مطالعات انجام شده در زمینه تغییر شکل‌های خزشی در آزمایش‌های تحکیم یک بعدی و سه محوری، بر روی خاک‌های رسی انجام شده و رفتار خزشی خاک‌های ماسه‌ای رس‌دار کمتر مورد مطالعه قرار گرفته است. بنابر این در این مقاله بررسی‌های آزمایشگاهی جهت پیش‌بینی رفتار خزشی خاک ماسه رس‌دار در سطوح تنشی متفاوت و در دو حالت خشک و اشباع انجام شده و مکانیسم خزشی با در نظر گرفتن لغزش و تغییر شکل ذرات شرح داده شده است.

۲- رفتار خزشی خاک در شرایط تحکیم یک بعدی

ترزاقی در سال ۱۹۲۵ تئوری تحکیم یک بعدی را به منظور بیان تغییرات حجمی در طول تحکیم اولیه با چندین فرضیه بیان نمود. سرعت تحکیم اولیه به چندین فاکتور از قبیل نفوذپذیری،

بیش تحکیم یافته در فشارهای کمتر از فشارهای بیش تحکیمی، مقادیر C_a با افزایش σ_{creep} افزایش می‌یابد.



شکل ۳- ارتباط ضریب تراکم ثانویه و فشار تحکیمی [۷]

۳- رفتار خزشی خاک در سطح میکروسکوپی

تغییر شکل‌های خاک‌های ماسه‌ای در سطح میکروسکوپی را می‌توان به صورت تغییر شکل‌های تماسی، لغزش و سر خوردن دانه‌ها بر روی هم و شکست دانه‌ها بیان کرد. این تغییر شکل‌ها در سطوح تنش متفاوتی می‌توانند ایجاد شوند [۱۲]. در تنش‌های خیلی پایین تغییر شکل‌های تماسی، بین ذرات خاک ایجاد می‌شود. تحت این شرایط خاک به صورت الاستیک رفتار می‌کند و تغییر شکل‌ها به صورت برگشت‌پذیر هستند. در تنش‌های پایین معمولاً تغییر شکل‌ها به صورت لغزش و سرخوردن ذرات روی هم اتفاق می‌افتد، در حالی که شکستن دانه‌ها در تنش‌های بالاتر رخ می‌دهد. تحت این دو شرایط خاک به صورت الاستوپلاستیک رفتار می‌کند و اغلب به صورت برگشت ناپذیر می‌باشد.

مطابق با نظریه Mesri [۱۳]، تغییر شکل‌ها را تحت تنش‌های متفاوت در سه ناحیه می‌توان نشان داد:

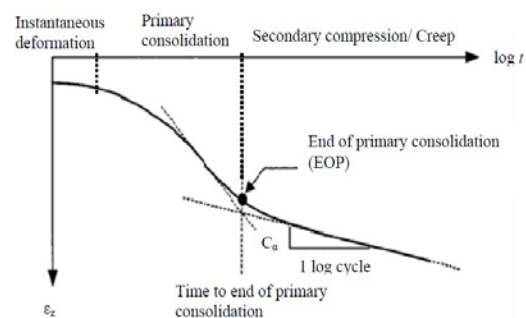
- در ناحیه ۱: سایدگی و لغزش بین دانه‌ها ایجاد می‌شود.
- در ناحیه ۲: شکست دانه‌ها اتفاق می‌افتد.
- در ناحیه ۳: دانه‌ها شکسته و خرد شده و از هم جدا می‌شوند.

ناحیه ۱ و ۲ برای ذرات ماسه تحت تنش‌های پایین و ناحیه ۳ در تنش‌های بالا اتفاق می‌افتد.

Kuhn [۱۴] به منظور بررسی تأثیر آرایش مجدد ذرات، از مدل المان محدود گسسته که به لغزش و برخورد ذرات داخلی می‌پرداخت، استفاده کرد. سرعت لغزش دو ذره به میزان نسبت نیروهای برشی به عمودی بستگی دارد. برخورد عمودی و نیروهای برشی در شکل (۳) آورده شده است. مؤلفه وابسته به زمان در مدل نیروهای مماسی به صورت sinh-dashpot بیان

که در این رابطه Δe تغییرات نسبت تخلخل در طول تحکیم ثانویه و t زمان را نشان می‌دهند.

تغییر شکل‌های خزشی معمولاً در یک نرخ ثابت و یا متغیر با زمان اتفاق می‌افتد. در مطالعات آزمایشگاهی خزشی، نمونه تا تنش ثابت مشخصی بارگذاری شده و تغییر شکل‌های آن بررسی می‌شود. ارتباط کرنش متغیر با زمان در آزمایش تحکیم یک بعدی در شکل (۲) آورده شده است. مطابق با شکل (۲)، ارتباط کرنش‌های خزشی و لگاریتم زمان ممکن است خطی، انحنا رو به بالا و یا رو به پایین باشد.



شکل ۲- ارتباط کرنش- زمان در آزمایش تحکیم یک بعدی [۹]

مرحله اول نشان دهنده تغییر شکل‌های الاستیک ذرات می‌باشد. مرحله دوم تحکیم اولیه نام دارد که در آن تغییر شکل‌ها بر اثر زایل شدن فشار آب حفره‌ای در طول بارگذاری پله‌ای اتفاق می‌افتد، به طوری که سرعت تحکیم اولیه از طریق سرعت خروج آب از درون منافذ خاک کنترل می‌شود. مرحله سوم تحکیم ثانویه یا خزش نام دارد که در آن تغییر شکل‌های حجمی تحت یک تنش ثابت اتفاق می‌افتد. سرعت تحکیم ثانویه از طریق مقاومت ویسکوز ساختار خاک کنترل می‌شود [۹].

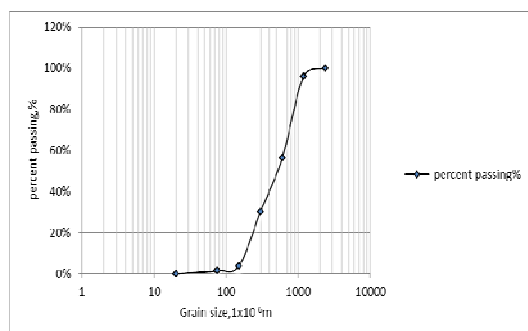
ارتباط بین تراکم ثانویه و سطوح تنش (σ_{creep}) توسط محقق زیادی بررسی شده است. Wahls در سال ۱۹۶۲ نشان داد که مقدار C_a با افزایش σ_{creep} برای نمونه‌های عادی تحکیم یافته سیلت آلی در دستگاه تحکیم یک بعدی کاهش می‌یابد [۱۰]. Preston و Ladd در سال ۱۹۶۵ با انجام آزمایش تحکیم یک بعدی به این نتیجه رسیدند که مقادیر C_a با σ_{creep} بر روی نمونه‌های خاک رس Boston افزایش می‌یابد [۱۱]. Mesri [۸] یک سری آزمایش‌های تحکیم یک بعدی بر روی رس آلی رسوبی مصنوعی به منظور بررسی ارتباط بین تنش خزشی و تراکم ثانویه ($\sigma_{creep} - C_a$) انجام داد. نتایج آزمایشات در شکل (۳) نشان می‌دهد که برای رس‌های عادی تحکیم یافته، مقادیر C_a با افزایش σ_{creep} کاهش می‌یابد در حالی که برای رس‌های

مکانیسم خزشی با در نظر گرفتن لغزش، برخورد و تغییر شکل ذرات، شرح داده شده است. آزمایش‌ها توسط دستگاه استاندارد تحکیم یک بعدی، تحت کنترل تنش و با فرض این که تغییر شکل‌های خزشی در پایان تحکیم اولیه، پس از استهلاک کامل فشار آب منفذی شروع می‌شوند، انجام شده است. در این بخش جزئیات مصالح استفاده شده، آماده‌سازی نمونه‌ها و روند آزمایش‌ها، آزمایش بیان شده است.

۴-۱- مصالح مورد استفاده در آزمایش

نمونه خاک استفاده شده در آزمایش‌ها، ماسه رس‌دار که متشکل از ماسه اوتاوا و رس آلی کائولونیتی با درصد حجمی ۶۰٪ رس و ۴۰٪ ماسه می‌باشد.

نمونه‌های ماسه رس‌دار خشک شده در هوا با وزن ۷۳ گرم، بدون اعمال هیچ فشاری با تخلخل اولیه ۰/۹۸۹ داخل قالب دستگاه تحکیم قرار می‌گیرند. به منظور اشباع کردن نمونه، رینگ محصورکننده دستگاه تحکیم با آب پر شده و به مدت ۲۴ ساعت اجازه داده می‌شود تا اشباع شود. تخلخل اولیه نمونه اشباع حدود ۰/۷۵۹۳ محاسبه شد. شکل (۵) منحنی توزیع اندازه دانه‌بندی نمونه ماسه رس‌دار را مطابق با استاندارد ASTM D422-63 نشان می‌دهد.



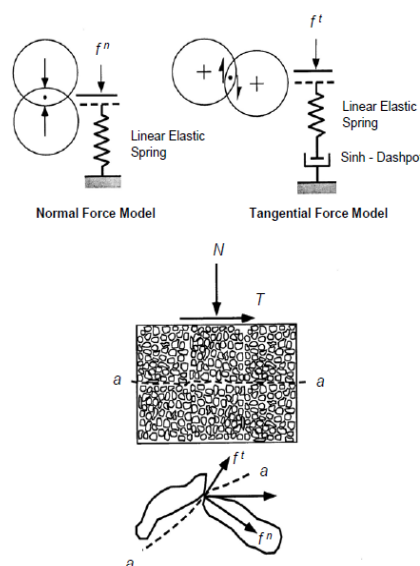
شکل ۵- منحنی دانه بندی خاک ماسه رس‌دار استفاده

شده در آزمایش تحکیم یک بعدی

۴-۱-۱- خاک ماسه (ماسه اوتاوا)

ماسه استفاده شده در آزمایش خزشی تحکیم یک بعدی در طبقه‌بندی ASTM-C778 ماسه سیلیسیم SiO_2 (اوتاوا)، قرار دارد. در حالت خالص درصد سیلیکای موجود در آن حدود ۹۹/۸٪ می‌باشد. وزن مخصوص ماسه $2/65 \text{ g/cm}^3$ ، ذرات به شکل گرد و قطر ذرات ۱/۱۸ تا ۰/۵۹۵ میلی‌متر متغیر است. در این مطالعه اندازه دانه‌ها حدود ۰/۵۹۵-۰/۸۴۱ میلی‌متر می‌باشد.

شده است. تغییرات کوچک در نسبت نیروهای مماسی و عمودی در یک برخورد می‌تواند تأثیر زیادی بر میزان لغزش در همان برخورد داشته باشد. این تغییرات اگر در ناحیه برشی رخ دهد می‌تواند باعث افزایش یا کاهش در میزان خزش را شود. مطابق با شکل (۴) چنانچه متوسط نسبت نیروهای مماسی به عمودی کاهش یابد، تغییر شکل‌های خزشی کاهش می‌یابد. در حالی که افزایش این نسبت می‌تواند منجر به افزایش میزان خزش و یا گسیختگی شود. در برخی از موارد تغییرات ساختاری (که عامل کاهش نرخ خزش و افزایش سختی می‌باشد) ممکن است باعث نیمه پایدار شدن ساختار خاک شود.



شکل ۴- نیروهای مماسی و عمودی در برخورد ذرات [۱۴]

در بعضی موارد، بعد از این که کرنش‌ها به یک مقدار معین برسند، فرایند انتقال نیروهای ذرات از کاهش نیروهای مماسی به افزایش نیروهای عمودی معکوس می‌شود. این فرایند نشان دهنده آغاز گسیختگی خزشی و در نهایت فروپاشی ساختار می‌شود [۱۴].

۴- مطالعات آزمایشگاهی

ترکیبات معدنی (مواد معدنی موجود در خاک)، سطوح تنش، تاریخچه تنش، مایع منفذی، شرایط زهکشی و ساختار خاک به عنوان پارامترهای مهم تأثیرگذار بر رفتار خزشی می‌باشند [۱]. اگرچه تأثیر این پارامترها به طور کامل بر رفتار خزشی خاک ماسه رس‌دار مشخص نشده است، بنابر این در این مطالعه با استفاده از نتایج آزمایشگاهی، سطوح تنش و فشار آب حفره‌ای بر تغییر شکل‌های خزشی مورد مطالعه قرار گرفته و

۴-۱-۲- خاک رس (رس آلی کائولونیتی)

کائولونیت از جمله خاک‌های رسی معدنی کریستاله می‌باشد که از ورقه‌های آلومینا و سیلیکا تشکیل شده است. وزن مولکولی آن $258/071 \text{ gr/mol}$ و ضخامت هر لایه حدود $0/72 \text{ nm}$ می‌باشد. ذرات معدنی کائولونیت فراوان و سطح ویژه بزرگی دارند. سطوح ویژه این ذرات حدود $10-20 \text{ m}^2/\text{gr}$ می‌باشد [۱۵]. سطح این ذرات از آنیون می‌باشد. زمانی که در آب غوطه‌ور می‌شوند، ذرات منفی مولکول‌های مثبت آب را جذب می‌کنند. در نتیجه یک لایه نازک از آب روی سطح آن‌ها به وجود می‌آید که لایه آب مضاعف نامیده می‌شود. ساختار این لایه، رفتار خاک رس را تحت تأثیر قرار می‌دهد. به منظور تعیین خصوصیات فیزیکی و مکانیکی خاک رس یک سری آزمایش‌های شاخص انجام گرفته شده است. مشخصات خاک رس استفاده شده در جدول (۱) آورده شده است. بر اساس نمودار حدود اتبرگ، خاک رس در محدوده رس آلی قرار دارد.

جدول ۱- مشخصات خاک رس مورد استفاده در آزمایش

نشانه خمیری (PI)	حد خمیری (PL)	حد روانی (LL)	چگالی نسبی (GS) gr/cm^3
۲۳/۳۴	۳۳/۶۶	۵۷	۲/۴۷

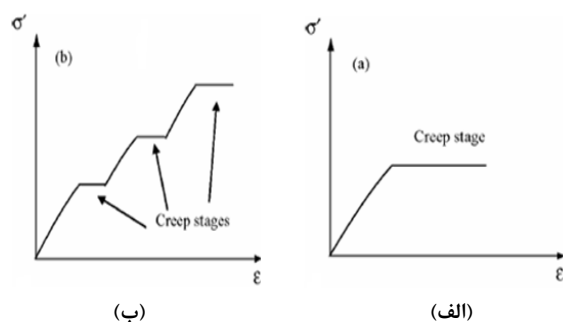
۴-۲- مراحل انجام آزمایش

آزمایش‌ها به وسیله دستگاه استاندارد تحکیم و تحت کنترل تنش، مطابق با استاندارد ASTM D 2435-90 در دو حالت تک مرحله‌ای و چند مرحله‌ای، بر روی نمونه‌های ماسه رس‌دار خشک و اشباع، به منظور بررسی تأثیرات سطوح تنش بر رفتار خزشی انجام شده است. در نمونه خشک، تنش کل برابر با تنش مؤثر می‌باشد، بنابر این نمونه خشک رفتار خزشی درستی بعد از اعمال تنش‌های کل از خود نشان می‌دهد. ولی برای خاک‌های اشباع دقت رفتار خزشی وابسته به نحوه بارگذاری می‌باشد. بنابر این با کنترل بار، خاک‌های اشباع فرآیندی از تحکیم را بعد از اعمال تنش‌های کل تجربه می‌کنند و بعد از زایل شدن فشار آب منفذی، رفتار خزشی درستی از خود نشان می‌دهند. بنابر این در این مطالعه زمان لازم جهت زایل شدن فشار آب منفذی برای خاک‌های اشباع با کنترل بار وارده t_{100} در نظر گرفته شده است [۱۵]. بارگذاری در نمونه‌های اشباع، به صورت پله‌ای با فاصله زمانی ۲۰ دقیقه به منظور استهلاک کامل فشار آب حفره‌ای اضافی اعمال می‌شود. این مدت زمان اعمال بار، بر اساس نتایج

آزمایش تحکیم یک بعدی انجام شده بر روی نمونه‌های ماسه رس‌دار اشباع شده با آب، انتخاب شده است. مطابق با منحنی کاساگرانده، نمونه خاک ماسه رس‌دار، با ضخامت ۲۰ میلی‌متری به منظور کامل شدن تحکیم اولیه تحت شرایط زهکشی قائم، به ۲۰ دقیقه زمان نیاز دارد.

آزمایش‌های خزشی تک مرحله‌ای و چند مرحله‌ای در حالت‌های خشک و اشباع در تنش‌های ۳۰۰، ۶۰۰ و ۱۲۰۰ کیلوپاسکال انجام شده و نمونه‌ها به مدت ۵ روز تحت بارگذاری قرار گرفته‌اند.

شکل (۶) مراحل انجام آزمایش‌ها را نشان می‌دهد. در آزمایش تک مرحله‌ای نمونه خاک تا تنش مؤثر مشخصی بارگذاری می‌شود و در همان سطح از تنش، رفتار خزشی آن بررسی می‌شود (single stage) و در آزمایش چند مرحله‌ای نمونه تحت تنش‌های مؤثر متفاوتی از مقدار کم تا زیاد تحت بررسی خزشی قرار می‌گیرد (stepwise).

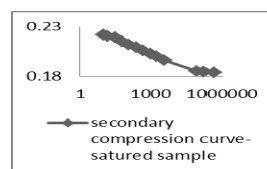
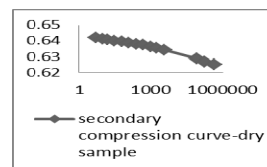
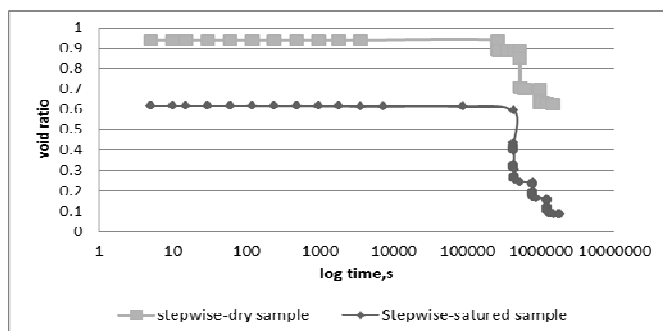


شکل ۶- مراحل انجام آزمایش: الف) تک مرحله‌ای، ب) چند مرحله‌ای

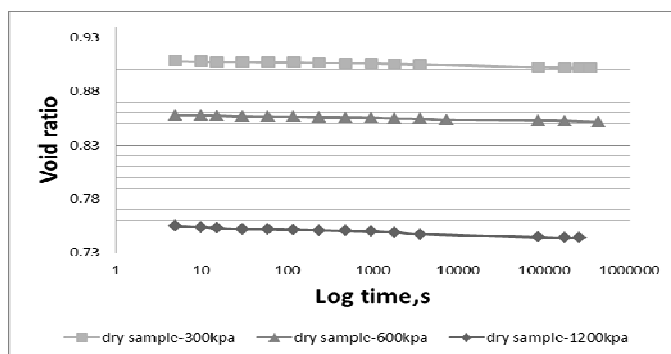
۵- ارائه و تفسیر نتایج

در این تحقیق، رفتار خزشی خاک ماسه‌ای با استفاده از ضریب تراکم ثانویه (C_a) در آزمایش تحکیم یک بعدی مورد بررسی قرار گرفته است. از منحنی کاساگرانده به منظور تعیین زمان مورد نیاز به منظور کامل شدن تحکیم اولیه (t_{100})، ضریب تراکم ثانویه (C_a) و تخلخل در پایان تحکیم اولیه (e_{EOP}) استفاده شده است [۱۵].

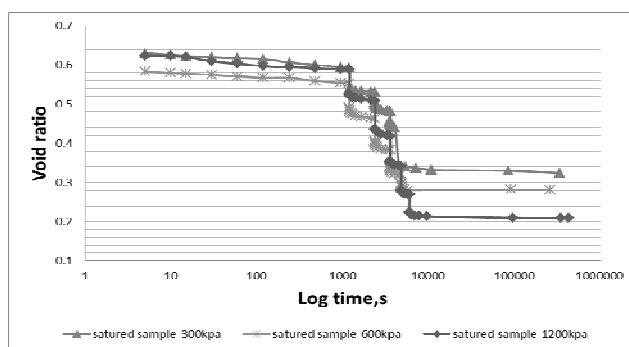
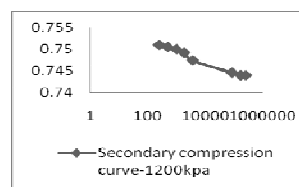
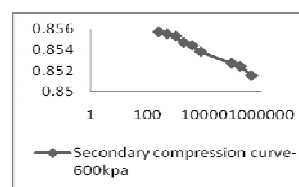
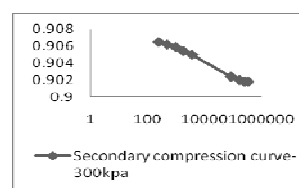
آزمایش تحکیم در حالت‌های تک مرحله‌ای و چند مرحله‌ای بر نمونه ماسه رس‌دار انجام شده است. تأثیر سطوح تنش و آب حفره‌ای بر تغییر شکل‌های خزشی مورد مطالعه قرار گرفته و مکانیسم خزشی با در نظر گرفتن لغزش، برخورد و تغییر شکل ذرات، شرح داده شده است.



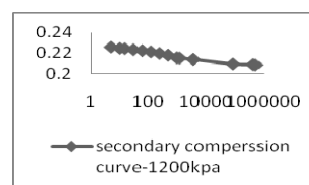
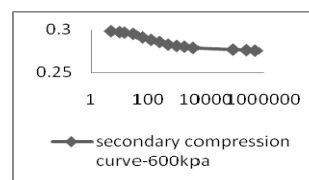
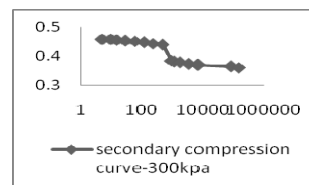
شکل ۷ - ارتباط نسبت تخلخل - لگاریتم زمان در آزمایش خزشی چند مرحله‌ای در حالت‌های خشک و اشباع در تنش‌های ۱۲۰۰-۵۰ کیلو پاسکال



(الف)



(ب)



شکل ۸ - ارتباط نسبت تخلخل - لگاریتم در آزمایش خزشی تک مرحله‌ای در حالت‌های: الف) خشک و ب) اشباع در تنش‌های ۳۰۰، ۶۰۰ و ۱۲۰۰ کیلو پاسکال

ولی با افزایش تنش نمونه متراکم‌تر، پایدارتر و میانگین نیروهای داخلی کاهش یافته و تغییر شکل‌های خزشی کمتری مشاهده می‌شود به طوری که تغییر شکل‌های خزشی کاهش می‌یابد. در حالی که در نمونه خشک با افزایش تنش تغییر شکل‌های خزشی نیز افزایش می‌یابد. مطابق با نظریه Kuhn، افزایش و یا کاهش مقادیر تغییر شکل‌های خزشی به نسبت نیروهای مماسی به عمودی بستگی دارد. در نمونه‌های خشک (در محدوده تنش‌های اعمالی) با افزایش سطوح تنش، لغزش و تماس ذرات با هم افزایش می‌یابد که این عامل باعث افزایش نیروهای مماسی بین ذرات و افزایش تغییر شکل‌های خزشی می‌شود. همچنین نمونه‌های خشک، تغییرات ضریب تراکم ثانویه بیشتری را در آزمایش چند مرحله‌ای نسبت به آزمایش تک مرحله‌ای از خود نشان می‌دهند. مراحل بارگذاری، سطوح تنش اعمالی، تخلخل نمونه‌ها و مدت زمان اعمال بار در جدول (۲) آورده شده است.

۶- مقایسه نتیجه آزمایش با نتایج آزمایش‌های انجام شده مشابه

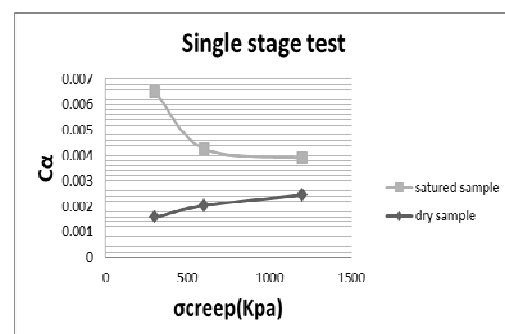
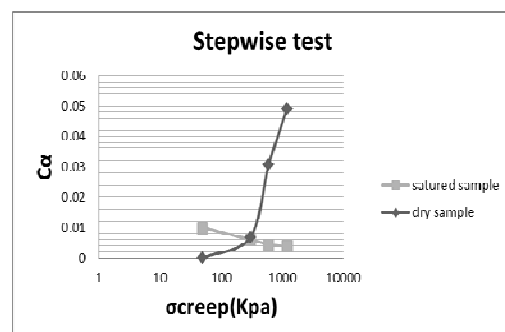
در این بخش نتایج به دست آمده از این تحقیق با نتایج آزمایش‌های انجام شده در زمینه تغییر شکل‌های خزشی که توسط Wang [۱۷] در سال ۲۰۱۰ و Varatharajan [۱] در سال ۲۰۱۱ صورت گرفته مقایسه می‌گردد. Wang در آزمایش تحکیم یک بعدی بر روی ماسه اوتاوا و رس کائولونیتی به این نتیجه رسید که در ماسه اوتاوا با افزایش تنش مقادیر تغییر شکل‌های خزشی با گذشت زمان و با شکستن دانه‌ها افزایش و در رس کائولونیتی با افزایش تنش نمونه متراکم‌تر و پایدارتر شده و میزان تغییر شکل‌های خزشی کاهش می‌یابد. Varatharajan [۱] به منظور بررسی پارامترهای تأثیرگذار بر تغییر شکل‌های خزشی رس کائولونیتی به بررسی این تغییر شکل‌ها تحت آزمایش تحکیم یک بعدی پرداخته است. نتایج نشان می‌دهند که تغییر شکل‌های خزشی و تنش خزشی نسبت عکس دارند به گونه‌ای که با افزایش تنش خزشی میزان تغییر شکل‌های خزشی کاهش می‌یابد.

همچنین نتایج آزمایش‌های انجام شده در این تحقیق نشان می‌دهد که با افزایش تنش تغییر شکل‌های خزشی در نمونه‌های اشباع افزایش و در نمونه‌های خشک کاهش می‌یابد. مقایسه نتایج آزمایش‌های ذکر شده در جدول (۳) آورده شده است.

در آغاز هر آزمایش، تخلخل اولیه و نهایی نمونه‌ها با تعیین درصد رطوبت از طریق خشک کردن نمونه در گرم‌خانه با دمای ۱۰۵ سانتیگراد به مدت ۲۴ ساعت به دست آمده است. تغییر شکل‌های محوری ناشی از تحکیم اولیه و خزش با استفاده از گیج با دقت ۰/۰۱ میلی‌متر ثبت شده اند.

ارتباط نسبت تخلخل با زمان برای آزمایش‌های خزشی فشاری چند مرحله‌ای و تک مرحله‌ای بر روی نمونه‌های خشک و اشباع ماسه رس‌دار به ترتیب در شکل‌های (۷) و (۸) نشان داده شده است. بارگذاری پله‌ای، تحکیم اولیه و تراکم ثانویه به طور واضح در شکل نشان داده شده است.

شکل (۹) ارتباط ضریب تراکم ثانویه و تنش خزشی در آزمایش‌های تک مرحله‌ای و چند مرحله‌ای، در دو حالت خشک و اشباع را نشان می‌دهد. یک ارتباط غیر خطی بین ضریب تراکم ثانویه و تنش خزشی مشاهده می‌شود. در تنش‌های پایین مقادیر ضریب تراکم ثانویه در نمونه‌های اشباع بزرگ‌تر از نمونه‌های خشک می‌باشد. در نمونه اشباع به دلیل توانایی لغزش بالا و اصطکاک پایین ذرات به آسانی بر روی هم می‌لغزند.



شکل ۹- ارتباط ضریب تراکم ثانویه (C_α) و تنش خزشی (σ_{creep}) در شرایط خشک و اشباع با آب در آزمایش تک مرحله‌ای و چند مرحله‌ای

جدول ۲- نتایج آزمایش‌های خزشی انجام شده بر نمونه‌های ماسه رس‌دار

نوع آزمایش	شرایط آزمایش	تنش (kPa)	مراحل بارگذاری تنش	e_0	e_{EOP}	C_a
تک مرحله‌ای	اشباع با آب	۳۰۰	۵۰-۱۰۰-۲۰۰-۳۰۰	۰/۷۵۹۳۱	۰/۴۳۹۶۴	۰/۰۰۶۵۲
		۶۰۰	۵۰-۱۰۰-۲۰۰ ۴۰۰-۶۰۰	۰/۷۵۹۳۱	۰/۳۶۷۷۳۶	۰/۰۰۴۲۱۰۶۲
		۱۲۰۰	۵۰-۱۰۰ ۱۲۰۰-۲۰۰-۴۰۰-۸۰۰	۰/۷۵۹۳۱	۰/۲۲۲۱۰۲	۰/۰۰۳۹۱۲
	خشک شده در هوا	۳۰۰	۳۰۰	۰/۹۸۹	۰/۹۰۵۴	۰/۰۰۱۵۷۶
		۶۰۰	۶۰۰	۰/۹۸۹	۰/۸۰۴۸۲۵	۰/۰۰۲۰۳۰
		۱۲۰۰	۱۲۰۰	۰/۹۸۹	۰/۷۴۹۲۶۵	۰/۰۰۲۴۴۵
چند مرحله‌ای	اشباع با آب	۵۰	۵۰-creep	۰/۷۵۹۳۱	۰/۵۶۰۲۸۹	۰/۰۰۹۸۹۳
		۳۰۰	۵۰-۱۰۰-۲۰۰-۳۰۰ -creep		۰/۳۳۷۹۵۲	۰/۰۰۶۶۶۵
		۶۰۰	۵۰-creep-۱۰۰-۲۰۰-۳۰۰- creep-۴۰۰-۶۰۰-creep		۰/۲۶۵۷۷۸	۰/۰۰۴۸۴۲
		۱۲۰۰	۵۰-creep-۱۰۰-۲۰۰-۳۰۰- creep-۴۰۰-۶۰۰-creep- ۸۰۰-۱۲۰۰ creep		۰/۱۹۲۴۵۲	۰/۰۰۳۸۱۶
	خشک شده در هوا	۵۰	۵۰	۰/۹۸۹	۰/۹۳۷۳۰۶	۰/۰۰۰۵۰۸
		۳۰۰	۵۰-creep-۳۰۰		۰/۸۹۰۴۸۸	۰/۰۰۶۷۳۲
		۶۰۰	۵۰-creep-۳۰۰-creep-۶۰۰		۰/۷۰۵۳۶	۰/۰۰۳۰۵۳
		۱۲۰۰	۵۰-creep-۳۰۰-creep-۶۰۰- creep-۱۲۰۰		۰/۶۳۵۵۳۲	۰/۰۰۴۹۰۳

جدول ۳- مقایسه نتیجه آزمایش با نتایج آزمایش‌های انجام شده در مشابه

مقایسه نتایج آزمایش‌های گذشته	نمونه خاک	مدت زمان بارگذاری (min)	تنش	تخلخل اولیه e_0	ضریب تراکم ثانویه C_a
Varatharajan [13]	کائولونیت اشباع	۱۰۰۸۰	۵۰ kPa	۱/۵۵۱	۰/۰۱۵۲
			۱۰۰ kPa	۱/۵۵۳	۰/۰۱۴۴
			۲۰۰ kPa	۱/۴۹۱	۰/۰۱۳۳
			۴۰۰ kPa	۱/۵۲۱	۰/۰۱۲۱
			۸۰۰ kPa	۱/۵۵۱	۰/۰۱۰۱
Wang [16]	ماسه اوتاوا	۱۲۰۰۰	۱۰ MPa	۰/۵۴۳	$۸/۸۵ \times ۱۰^{-۵}$
			۱۸ MPa	۰/۵۴۳	$۱/۲۶ \times ۱۰^{-۴}$
			۲۸ MPa	۰/۵۴۳	$۴/۷۱ \times ۱۰^{-۴}$
	کائولونیت خشک	۱۲۰۰۰	۲۰۰ kPa	۱/۸۹۴	۰/۰۱۴۰
			۸۰۰ kPa	۱/۸۹۴	۰/۰۰۷۴
	کائولونیت اشباع	۱۲۰۰۰	۲۰۰ kPa	۱/۵۹۰	۰/۰۰۷۶
			۵۰۰ kPa	۱/۵۹۰	۰/۰۰۵۳
			۹۰۰ kPa	۱/۵۹۰	۰/۰۰۳۷
نتایج این تحقیق	ماسه رس‌دار خشک	۴۳۲۰۰۰	۳۰۰ kPa	۰/۹۸۹	۰/۰۰۱۵۷۶
			۶۰۰ kPa	۰/۹۸۹	۰/۰۰۲۰۳۰
			۱۲۰۰ kPa	۰/۹۸۹	۰/۰۰۲۴۴۵
	ماسه رس‌دار اشباع	۴۳۲۰۰۰	۳۰۰ kPa	۰/۷۵۹	۰/۰۰۰۶۵۲
			۶۰۰ kPa	۰/۷۵۹	۰/۰۰۴۲۱۰
			۱۲۰۰ kPa	۰/۷۵۹	۰/۰۰۳۹۱۲

۷- نتیجه گیری

در این مطالعه، آزمایش‌های خزشی تک مرحله‌ای و چند مرحله‌ای بر نمونه‌های خشک و اشباع به منظور بررسی تأثیر سطوح تنش و آب حفره‌ای بر رفتار خزشی نمونه خاک ماسه رس‌دار انجام شده و نتایج به دست آمده از آزمایش‌ها بر اساس ارتباط ضریب تراکم ثانویه (C_a) و تخلخل (Δe) بیان شده است. ارتباط بین ضریب تراکم ثانویه و تنش خزشی نمونه‌های ماسه رس‌دار به دست آمده از آزمایش تک مرحله‌ای و چند مرحله‌ای نشان می‌دهد که در تنش‌های پایین مقادیر ضریب تراکم ثانویه در نمونه‌های اشباع بزرگ‌تر از نمونه‌های خشک می‌باشد. در نمونه اشباع به دلیل توانایی لغزش بالا و اصطکاک پایین ذرات به آسانی بر روی هم می‌لغزند، ولی با افزایش تنش نمونه متراکم‌تر، پایداری و میانگین نیروهای داخلی کاهش یافته و تغییر شکل‌های خزشی کمتری مشاهده می‌شود. در حالی که در نمونه خشک با افزایش تنش، تغییر شکل‌های خزشی نیز افزایش می‌یابد. از جمله پارامترهای تأثیرگذار بر تخلخل در پایان تحکیم اولیه، ویژگی‌های سطحی و تأثیر لایه آب مضاعف و تماس ذرات می‌باشند. آب حفره‌ای بر ساختار اولیه، نسبت منافذ کوچک به بزرگ، تراکم‌پذیری و ضریب تراکم ثانویه تأثیر می‌گذارد، به طوری که تخلخل در پایان تحکیم اولیه کاهش می‌یابد. قابل توجه است که تغییرات تخلخل در پایان تحکیم اولیه، بر ضریب تراکم ثانویه (C_a) تأثیر می‌گذارد. در نمونه‌های اشباع، روند تغییرات ضریب تراکم ثانویه با افزایش سطوح تنش در هر دو آزمایش خزشی تک مرحله‌ای و چند مرحله‌ای تقریباً یکسان است و مدت زمان بین بارگذاری‌ها تأثیری بر میزان تغییرات تراکم ثانویه ندارد، اما در نمونه‌های خشک با افزایش مدت زمان بین بارگذاری، تغییرات ضریب تراکم ثانویه بیشتر می‌شود.

۸- مراجع

- [3] Taylor, D. W., "Research on consolidation of clays", Report serial No. 82, Massachusetts, MIT, Cambridge, 1942.
- [4] Bjerrum, L. "Secondary Settlement of Structures Subjected to Large Variations In Live Load", International Union of Theoretical and Applied Mechanics, Symposium on Rheology and Soil Mechanics, Grenoble, France, 1-8 April, 1967, pp 460-467.
- [5] Di Prisco, C., Imposimato, S. "Time Dependent Mechanical Behaviour of Loose Sands", Mechanics of Cohesive-frictional Materials, 1996, 1 (1), 45-73.
- [6] Zhang, Y. Xue, Y. Q., Wu, J. C., Shi, X. Q., "Creep Model of Saturated Sands in Oedometer Tests" Geotechnical Special Publication, 2006, 150 (1), 328-335.
- [7] Mejia, C. A., Vaid, Y. P., Negussey, D. "Time Dependent Behavior of Sand", Proceedings of the International Conference on Rheology and Soil Mechanics, Coventry, Cambridge, Massachusetts, MIT, 12-16 September, 1988, pp. 312- 326.
- [8] Mesri, G., "Coefficient of Secondary Compression", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 1973, 99 (1), 123-137.
- [9] Inparajah, D., Consolidation Shear Behaviour of Kaolinite-Bentontie Clay Mixtures. MSc thesis, University of Calgary, Calgary, Alberta, Canada, 2008.
- [10] Wahls, H. E., "Analysis of Primary and Secondary Consolidation", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 1962, 88 (6), 207-231.
- [11] Ladd, C. C., Preston, W. B., "On the Secondary Compression of Saturated Clays", MIT Research Rep. No. R65-59, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, USA. 1965.
- [12] Mitchell, J. K., Soga, K., "Fundamentals of soil behavior", 3rd ed., John Wiley & Sons, New Jersey, 2005, pp 98-152.
- [13] Mesri, G., Vardhanabhati, B., "Compression of Granular Materials", Canadian Geotechnical Journal, 2009, 46 (4), 369-392.
- [14] Kuhn, M. R., "Micromechanical Aspects of Soil Creep", PhD thesis, University of California, Berkeley, 1987.
- [15] Budhu, M., "Soil Mechanics and Foundations", 2nd ed. John Wiley & Sons, New York, New Jersey, 2007, pp 205-215.
- [16] Casagrande, A., "Determination of the Preconsolidation Load and Its Practical
- [1] Sivarjan Varatharajan, "1D Comperssion Creep Behavior of Kaolinite and Bentonite Clay", PhD thesis, University of Calgary, Calgary, Alberta, Canada, 2011.
- [2] Buisman, A. S. K., "Results of long Duration Settlement Tests", Proceedings, 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Harvard University, Massachusetts, USA, 22-26 June, 1936, pp 103-106.

Significance", Proceedings of International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Harvard University, Massachusetts, USA, 22-26 June, 1936, pp. 60-64.

- [17] Wang, Z., Soil Creep Behavior-Laboratory Testing and Numerical Modeling. PhD thesis, University of Calgary, Calgary, Alberta, Canada, 2010.

EXTENDED ABSTRACT

Analysis of Creep Behavior of Sandy Clay Soil under 1D Consolidation Test

Alireza Negahdar *, Shima Yadegari, Siab Houshmandi.

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

Received: 26 December 2015; **Accepted:** 05 July 2015

Keywords:

Creep, One-dimensional consolidation test, Sandy clay soil, Coefficient of secondary compression (C_α)

1. Introduction

Creep deformation is development time dependent volumetric and shear strains that the viscous resistance of the soil structures obtained. Dependence of creep deformation on the stresses applied to the soil and pore water is an important subject for the investigation of creep behavior. The mechanisms of creep deformation in soils are extensively discussed by several researchers with different perspectives. The investigations about the secondary compression initiated with Terzaghi consolidation theory (1925) which states that the compression of clay occurs after the depreciation of pore water pressure [1]. Mineral composition (i.e., mineral content of the clayey particles), stress level and history, pore fluid chemistry, drainage condition and fabric structure have been recognized as the important parameters influencing the creep behavior of soil [2]. However, the influences of these parameters are not yet well understood. Therefore the present study mainly focuses to identify and study the effect of stress level and pore water pressure in the single drainage condition on creep behavior.

2. Methodology

2.1. Material and methods

The sandy soil which is used in the one-dimensional creep tests consists of Ottawa sand and Kaolinite organic clay with volumetric rate of 60% clay and 40% sand. The density of sandy clay sample is 2.57 gr/cm^3 . In all tests, the sample with a specified mass (73 gr) is poured into the confining ring. In water-saturated sample, the loadings are applied incrementally for duration of 20 minutes between two consecutive loads to complete the dissipation of excess pore water pressure.

2.2. Test program

Creep tests are performed on samples in two states as follows: In single stage test, soil sample is loaded to specified stress level and is allowed to creep at this stress level. In stepwise test, the soil sample is loaded at different stress level and then is allowed to creep [3]. Single stage compression creep tests are carried out on the water-saturated and dried in air sandy clay samples at the stresses of 300, 600 and 1200 kPa. Stepwise compression creep tests are carried out on dry and water-saturated sandy clay samples, and samples are subjected to stepwise loads at different σ_{creep} of 50, 300, 600 and 1200 kPa. Notice that the sample under the aforementioned stresses is loaded for about 7200 minutes.

3. Results and discussion

Fig. 1 show the relationship of coefficient of secondary compression (C_α) with stress level (σ_{creep}) of sandy clay samples in stepwise and single stage tests. There are approximately nonlinear relationships between C_α and σ_{creep} . In saturated sample with increasing stress level creep rate decreases, and in dry samples it increases. This figure

* Corresponding Author

E-mail addresses: negahdar@uma.ac.ir (Alireza Negahdar), yadegari.shima@gmail.com (Shima Yadegari), houshmandi_76@yahoo.com (Siab Houshmandi).

indicate that, with increasing the stress level in saturated samples, the variations of C_α are almost the same in both single stage and stepwise tests, and in saturated samples the duration of loading does not affect the value of secondary compression coefficient; but in dry samples, an increment in duration of loading, increases the variation of C_α .

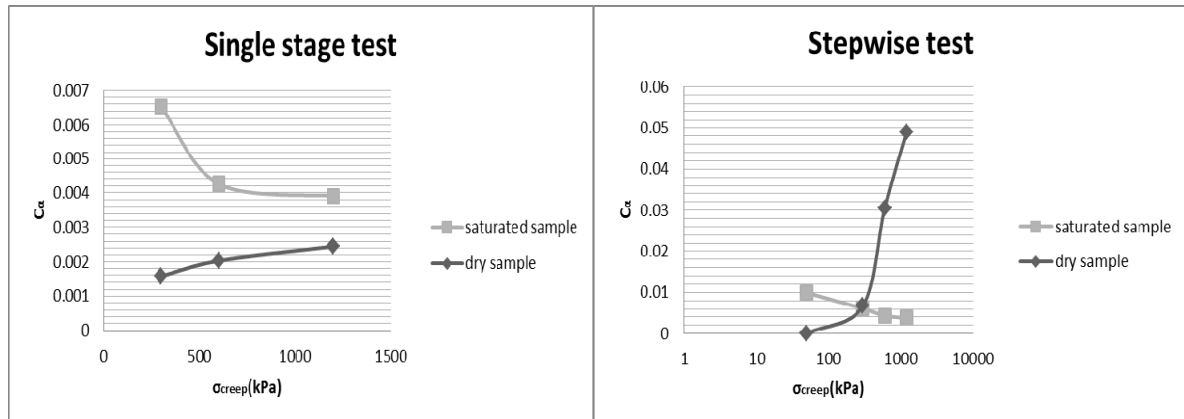


Fig. 1. Relationship of coefficient of secondary compression (C_α) with stress level (σ_{creep}) of sandy clay samples in stepwise and single stage tests.

4. Conclusions

In this paper, it can be concluded that at low creep stress level, the value of C_α in water-saturated sandy clay sample is higher than the dried in air sample; because in saturated sample, due to the higher sliding ability and lower frictional, particles slide very easily. But increases stress level make the samples denser and smaller, and so the soil structures become stable and creep rate decrease, whereas in dry samples at low stress levels, the creep rate increase with the stress increment. Particle contacts, surface properties and the double layer effects particles are the effective parameters on the void ratios at the end of the primary consolidation (e_{EOP}). As pore fluids can change the ratios of micro/macro pores, fabric structure and surface property of particles. It is possible to state that variation of e_{EOP} influence the value of C_α .

5. References

- [1] Terzaghi, K., Peck, R. B., Mesri, G., "Soil Mechanics in Engineering Practice", 3rd ed. John Wiley & Sons, New York, 1996.
- [2] Varatharajan, S., "1D Compression Creep Behavior of Kaolinite and Bentonite Clay", Department of Civil Engineering, Calgary, Alberta, 2011.
- [3] Casagrande, A., "Determination of the Preconsolidation Load and its Practical Significance", the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1936, pp 60-64.