نشریه آب و خاک (علوم و صنایع کشاورزی)
جلد ۲۵، شماره ۵، آذر - دی ۱۳۹۰، ص.۱۰۱۵-۱۰۰۵

Journal of Water and Soil
Vol. 25, No. 5, Nov-Des 2011, p. 1005-1015

بررسی شرایط هیدرولیکی در آزمایش تحکیم با نرخ کرنش ثابت و روش تعیین نوع جریان آب منفذی

حجت احمدی[۱*]- حسن رحیمی[۲]- عباس سروش[۳]

تاریخ دریافت:۸۹/۱/۳۱
تاریخ پذیرش:۹۰/۴/۸

چکیده

در این تحقیق آزمایش تحکیم با نرخ کرنش ثابت در شرایط غیردارسی مورد بررسی قرار گرفته است. بدین منظور معادله جدیدی برای تحکیم با نرخ کرنش ثابت در شرایط رژیم جریان غیردارسی ارائه گردید. همچنین جهت اعتبارسنجی معادله ارائه شده، آزمایش‌های تحکیم با کرنش ثابت تحت نرخ‌های مختلف کرنش بر روی انواع مختلف نمونه‌های خاک انجام پذیرفت. نتایج آزمایش‌های صورت گرفته و مقایسه آنها با معادله ارائه شده نشان داد که جریان زهکشی در بخش ابتدائی از آزمایش غیردارسی بوده که معمولاً در انتهای آزمایش به حالت دارسی تبدیل می‌گردد. بر اساس نتایج حاصله آستانه تبدیل جریان غیردارسی به دارسی وابسته به تغییرات فشار آب منفذی نسبت به تنش کل وارد بر نمونه بوده و می‌توان آن‌را از روی تغییرات شیب منحنی نسبت فشار آب منفذی به تنش کل تشخیص داد.

واژه‌های کلیدی: تحکیم، جریان غیردارسی ، فشار آب منفذی، کرنش ثابت

مقدمه

تحکیم با کرنش ثابت

تئوری آزمایش تحکیم CRS[۴] برای اولین بار توسط همیلتون و کراوفورد در جهت اصلاح کاستی‌ها و معایب آزمایش تحکیم معمولی ارائه شد. این محققان آزمایش‌هایی با نرخ کرنش ۰/۰۱۵٪ تا ۰/۰۰۵٪ در دقیقه انجام دادند و با این‌که سرعت بسیار کمی برای آزمایش در نظر گرفته بودند فشار آب منفذی اضافی در طول آزمایش مشاهده کردند هرچند که ایشان آن را ثبت نکردند (۶). تئوری و روش انجام آزمایش تحکیم CRS با کارهای اسمیت و والاس و همچنین تحقیقات ویسا و همکاران به‌صورت جامع‌تر با معیارهای نسبتاً بهتری برای انجام آزمایش ارائه شد (۱۳ و ۱۴). در مقایسه با روش تحکیم معمولی، روش تحکیم CRS از مزایای بسیاری برخوردار است که سریع بودن این روش یکی از مهم‌ترین این مزایا می‌باشد (۳ و ۵). سالفورز با انجام آزمایش‌های مختلف با این روش بر روی رس‌های سوئد، این روش را جایگزین روش تحکیم اودومتری پیشنهاد کرد (۱۳). در ارائه روش و روابط حاکم بر آزمایش تحکیم CRS از یک سری فرضیات ساده کننده مشابه با فرضیات ترزاقی استفاده شده است (۲).

لی و همکاران (۱۰) بر مبنای تئوری مرزهای متحرک و کرنش‌های بزرگ روش دیگری برای انتخاب سرعت مناسب و همچنین روابطی جهت تعیین ضریب تحکیم در آزمایش تحکیم با کرنش ثابت ارائه کرد. آلمیدا و همکاران (۱) با انجام آزمایش‌هایی بر روی رس‌های ریودوژانیرو نشان دادند که روش لی معیار مناسبی جهت انتخاب سرعت مناسب نیست. در پیشرفت نشست ناشی از تحکیم مهم‌ترین عامل، سرعت استهلاک فشار آب منفذی است که این موضوع وابسته به هیدرولیک جریان آب منفذی می‌باشد (۴). با این حال عوامل مختلفی ممکن است باعث به‌وجود آمدن جریان غیردارسی در پدیده تحکیم گردد که این پدیده موجب بسته شدن مسیر جریان در خاک یا باز شدن مسیرهای جدید در خاک شده و این یکی از مهم‌ترین دلایل ایجاد جریان غیرخطی یا غیردارسی است (۹ و ۱۱). در جریان غیردارسی به دلیل آشفتگی جریان، مقاومت جریان افزایش می‌یابد و این موضوع باعث افزایش زمان تحکیم در حالت

۱-استادیار گروه مهندسی آب، دانشکده کشاورزی، دانشگاه ارومیه
(*- نویسنده مسئول: Email: hojjat.a@gmail.com)
۲-استاد گروه آبیاری، دانشکده کشاورزی، دانشگاه تهران
۳-دانشیار دانشکده عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

4- Constant Rate of Strain

کنترل تنش (تحکیم معمولی یا اودومتری) می‌گردد (۹). بررسی دقیق آزمایش تحکیم معمولی نشان داده است که در مراحل اولیه این آزمایش نوع جریان آب منفذی از قانون دارسی تبعیت نمی‌کند (۷، ۸ و ۹). با این وجود در پدیده تحکیم در شرایط کرنش ثابت و تنش کل ثابت، قانون حاکم بر جریان قانون دارسی فرض شده است (۲). در این تحقیق با بررسی جریان دارسی و غیردارسی در پدیده تحکیم، معادله جدیدی برای تحکیم CRS ارائه شده و به‌کمک آن و با انجام آزمایش‌های مختلف شرایط جریان زهکشی در تحکیم CRS بررسی شده است.

مواد و روش‌ها

مدل ریاضی

قانون جریان غیردارسی برای جریان آب منفذی به شکل زیر است (۷):

$$v_z = -ki^n = -\frac{k}{{\gamma_w}^n}\left(\frac{\partial u}{\partial z}\right)^n \quad (۱)$$

در رابطه فوق، u: فشار آب منفذی، k: ضریب هدایت هیدرولیکی، i: گرادیان هیدرولیکی، z: محور قائم، γ_w: وزن مخصوص آب و n: مقداری ثابتی می‌باشد (۹). با به‌کارگیری این رابطه معادله تحکیم یک بعدی در شرایط جربان غیردارسی به‌صورت زیر خواهد بود:

$$\frac{nk}{{\gamma_w}^n}\left(\frac{\partial u}{\partial z}\right)^{n-1}\left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}\right)=\frac{1}{1+e}\frac{\partial e}{\partial t} \quad (۲)$$

در صورتی که مقدار نرخ کرنش ثابت اعمالی در آزمایش تحکیم با کرنش ثابت درنظر $\dot{\varepsilon}$ گرفته شود مقدار تغییر شکل و حجم نمونه پس از زمان t از شروع آزمایش به‌ترتیب برابر خواهد با:

$$\delta = \dot{\varepsilon}tH \quad (۳)$$

$$\Delta V = \dot{\varepsilon}tHA \quad (۴)$$

در روابط فوق A و H به‌ترتیب سطح مقطع و ارتفاع اولیه نمونه است. از آنجائی‌که تغییرات حجم نمونه خاک برابر با تغییرات تخلخل خاک می‌باشد، لذا ضریب تخلخل خاک در هر لحظه از آزمایش تحکیم CRS برابر است با:

$$e = e_0 - \frac{\dot{\varepsilon}tHA}{V_s} \quad (۵)$$

در رابطه فوق e_0 نسبت تخلخل اولیه و V_s حجم ذرات جامد خاک است. تغییرات تخلخل نسبت به زمان برابر است با:

$$\frac{de}{dt} = -\frac{\dot{\varepsilon}HA}{V_s} = -C \quad (۶)$$

با جای‌گذاری معادلات ۵ و ۶ در معادله ۲، خواهیم داشت:

$$\frac{nk}{{\gamma_w}^n}\left(\frac{\partial u}{\partial z}\right)^{n-1}\left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}\right) = -\frac{C}{1+e_0-Ct} \quad (۷)$$

شرایط مرزی برای معادله فوق بر اساس فیزیک حاکم بر مساله تحکیم با کرنش ثابت به‌صورت زیر است:

$$u(0,t) = 0 \quad (۸)$$

$$\frac{\partial u}{\partial z}(H,t) - 0 \quad (۹)$$

با دو بار انتگرال‌گیری از معادله ۷ و اعمال شرایط مرزی ۸ و ۹، حل تحلیلی معادله ۷ به شکل زیر خواهد بود:

$$u(z,t) = \gamma_w\left(\frac{n}{n+1}\right)\left(\frac{C}{k}\right)^{\frac{1}{n}}\frac{H^{\frac{n+1}{n}} - (H-z)^{\frac{n+1}{n}}}{(1+e_0-Ct)^{\frac{1}{n}}} \quad (۱۰)$$

فشار آب منفذی زیر نمونه با قرار دادن مقدار z برابر با H از رابطه زیر به‌دست می‌آید:

$$u_b = u(H,t) = \gamma_w\left(\frac{n}{n+1}\right)\left(\frac{C}{k}\right)^{\frac{1}{n}}\frac{H^{\frac{n+1}{n}}}{(1+e_0-Ct)^{\frac{1}{n}}} \quad (۱۱)$$

در روابط ارائه شده فوق پارامتر n توان گرادیان هیدرولیکی در رابطه جریان غیردارسی است که با توجه به نوع خاک و شرایط حاکم ممکن است این تغییر کند. با این حال مقدار این ضریب قبلاً توسط هانسبو برای جریان غیردارسی در خاک‌های رسی حدود ۱/۵۵ ذکر شده است (۷ و ۸). در شرایط n=1 تمام معادلات فوق به شرایط جریان دارسی تبدیل می‌گردند.

کارهای آزمایشگاهی

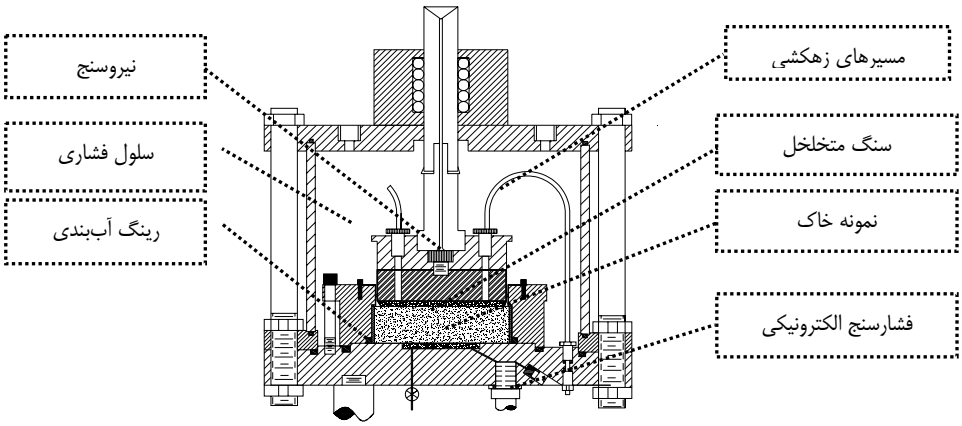
در تحقیق حاضر آزمایش‌های متعددی با استفاده از دستگاه‌های تحکیم CRS بر روی دو نوع خاک تهیه شده از ایران و سوئد در شرایط دست‌خورده و دست‌نخورده در دانشگاه تهران و دانشگاه صنعتی چالمرز سوئد انجام گردید. نمونه‌های خاک ایران به روش دوغاب تهیه و نمونه‌های خاک رس دست‌نخورده کشور سوئد از قسمت‌های شمال غربی شهر گوتنبرگ تهیه شدند. جدول ۱، خصوصیات فیزیکی و خمیرایی نمونه‌های تحت بررسی را نشان می‌دهد. شکل‌های ۱ و ۲ به‌ترتیب شمای دستگاه تحکیم با کرنش ثابت مورد استفاده شده در ایران و سوئد را نشان می‌دهند. در هر دو وسیله، نمونه از بخش فوقانی زهکشی شده و طی آزمایش شیرهای انتهای نمونه بسته است و اجازه زهکشی از این بخش به نمونه داده نمی‌شود. در این قسمت با قرار دادن سنگ متخلخل و یک فشار سنج الترونیکی از نوع دیافراگمی مقدار فشار آب منفذی ایجاد شده ثبت گردید. همچنین تغییر شکل ایجاد شده در نمونه و بار وارده بر آن به‌ترتیب توسط کرنش‌سنج (LVDT[1]) و نیروسنج (Load Cell) اندازه‌گیری و داده‌های حاصل به‌کمک دستگاه ثبت داده ذخیره شد.

1- Linear Variable Differential Transformer

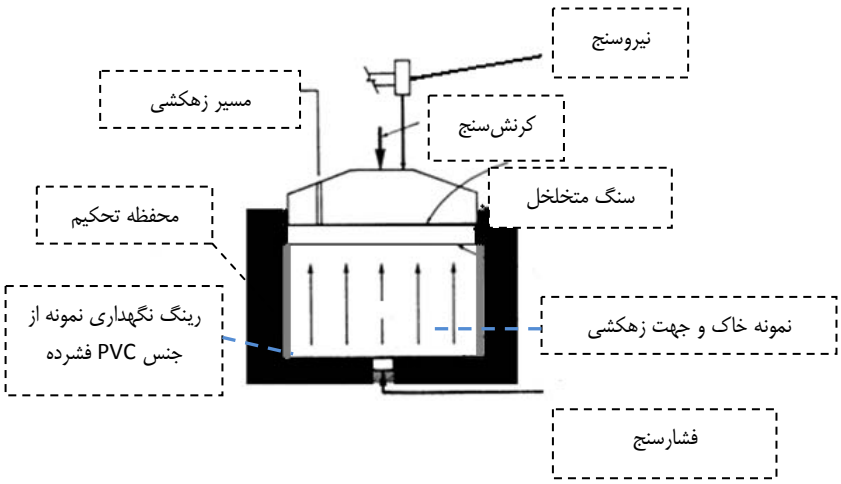
در تمام آزمایش‌ها کرنش ثابت به‌کمک دستگاه فشاری قابل کنترل به نمونه اعمال گردید. جدول ۲ به‌ترتیب نرخ کرنش‌های اعمال شده بر روی نمونه‌ها را نشان می‌دهد. در این تحقیق به‌منظور بررسی تکرارپذیری نتایج هر یک از آزمایش‌های مربوط به خاک کشورمان در سه تکرار انجام گردید.

جدول۱- مشخصات عمومی خاک‌های بررسی شده در تحقیق حاضر

نمونه	محل تهیه	بافت خاک (٪)				حدود اتربرگ (٪)		نوع خاک	ابعاد نمونه (mm)	
		Gs	ماسه	سیلت	رس	LL	PL		قطر	ضخامت
A	مغان	۲/۶۷	۶	۵۴	۳۰	۳۵/۵	۱۶/۵	CL	۱۰۰	۲۰
B	سوئد	۲/۶۴	۰	۷	۹۳	۷۵	۱۵	CH	۵۰	۲۰



شکل۱- شمای دستگاه تحکیم‌سنج با کرنش کنترل شده در آزمایشگاه مکانیک خاک دانشگاه تهران



شکل ۲- طرح و اجزای مختلف دستگاه تحکیم‌سنج با کرنش ثابت استفاده شده در دانشگاه چالمرز – سوئد

جدول۲-مشخصات نمونه‌های خاک و نرخ‌های کرنش ثابت به‌کار رفته در آزمایش تحکیم CRS

شماره نمونه	کرنش %/min	ارتفاع اولیه (mm)	رطوبت اولیه %	تخلخل اولیه	حداکثر u (kPa)
1A1	۰/۰۲۵	۱۹/۹۳	۷۴/۲	۱/۷۸	۷/۲۴
1A2		۱۹/۹۵	۷۲/۳	۱/۷۶	۸/۵
1A3		۱۹/۹۱	۷۵/۶۲	۱/۷۵	۷/۱
2A1	۰/۰۵	۱۹/۸۲	۷۰/۲	۱/۸۰	۹۰
2A2		۱۹/۸۵	۶۵/۴	۱/۷۹	۱۰۵
2A3		۱۹/۸۷	۶۷/۴	۱/۷۷	۱۰۱
3A1	۰/۲۵	۱۹/۵۷	۶۸/۱	۱/۷۶	۲۴۵
3A2		۱۹/۹۵	۶۲/۵	۱/۷۳	۲۳۷
3A3		۱۹/۶۸	۶۴/۱	۱/۷۵	۳۸۲
4A1	۰/۳۷۵	۱۹/۸	۶۸/۱	۱/۷۷	۶۲۳
4A2		۱۹/۳۸	۷۱/۴	۱/۶۹	۵۷۱
4A3		۱۹/۶۷	۶۹/۳	۱/۷۳	۵۹۲
1B	۰/۰۰۱	۲۰	۸۹	۲/۴	۲
2B	۰/۰۰۶	۲۰	۸۸	۲/۴	۱۴
3B	۰/۰۱۲	۲۰	۸۹	۲/۴۱	۲۲
4B	۰/۰۲۴	۲۰	۸۴	۲/۵	۵۰/۶

جدول۳- خلاصه آنالیز طرح کامل تصادفی برای بررسی تکرارپذیری نتایج آزمایش

پارامترهای ثبت شده	مقدار F	مقدار Pr	مقدار متوسط کل داده‌های ثبت شده در هر آزمایش			نرخ کرنش به‌کاررفته
			تکرار ۱	تکرار ۲	تکرار ۳	
نیرو kN	۰/۲۱	۰/۴۵	۲/۶۹	۲/۰۶	۲/۲۳	0/025%/min
فشار آب kPa	۰/۶۴	۰/۶۴	۴/۸۴	۴/۰۲۲	۴/۱۹	
کرنش mm	۱/۰۸	۰/۳۲	۳/۱۵	۳/۱۹	۳/۲۸	
نیرو kN	۰/۲۴	۰/۷۸	۴/۴۷	۴/۸۷	۴/۵۶	0/05%/min
فشار آب kPa	۱/۴	۰/۲۴	۴۴/۱۹	۳۷/۴۶	۳۶/۲۹	
کرنش mm	۰/۱۳	۰/۷۸	۴/۷۵	۴/۷۴	۴/۸۲	
نیرو kN	۲/۰۳	۰/۱۳	۶/۴۴	۸/۶۸	۴/۵۴	0/25%/min
فشار آب kPa	۱/۳۲	۰/۲۷	۱۳۵/۱۷	۱۱۶/۱۷	۸۴/۷۳	
کرنش mm	۰/۷۶	۰/۴۹	۴/۴۰	۳/۹۸	۳/۷۸	
نیرو kN	۰/۱۲	۰/۸۹	۵/۸۵	۶/۰۴	۵/۵۳	0/375%/min
فشار آب kPa	۰/۱۸	۰/۸۳	۱۵۷/۹۹	۱۴۹/۰۴	۱۷۴/۶۴	
کرنش mm	۱/۸۱	۰/۴۷	۳/۸۵	۳/۷۲۷	۳/۴۶۸	

نتایج

تکرارپذیری آزمایش‌ها

به‌منظور بررسی دقت آزمایش و همچنین تکرارپذیری نتایج، آزمایش‌های انجام شده بر روی نمونه خاک‌های ایران در ۳ تکرار انجام شد. با توجه به این مساله که در تحقیق حاضر تکرارها نسبت به تیمار مشخصی انجام نشده‌اند از روش CDR[1] (طرح تصادفی کامل) در محیط نرم افزار SAS برای بررسی تکرارپذیری نتایج استفاده شد. در این مدل داده‌های مربوط به فشار آب منفذی ثبت شده در کف نمونه، تنش کل وارده بر نمونه‌ها و همچنین تغییر شکل اندازه گرفته شده نسبت به زمان مربوط به هر یک از نرخ کرنش‌های ثابت، مورد آنالیز قرار گرفت. جدول شماره ۳ خلاصه نتایج تحلیل آماری مربوط به آزمایش‌های صورت گرفته بر روی نمونه A را نشان می‌دهد.

همان‌طوری‌که از جدول فوق مشخص است مقدار پارامتر Pr برای تمام داده‌ها بزرگ‌تر از ۰/۰۰۵ بوده در نتیجه اختلاف سه تکرار

۱- Complete Design Randomize

صورت گرفته برای آزمایشات در سطح احتمال ۹۵٪ معنی‌دار نیست. با مقایسه بین مقدار عددی این پارامتر برای سه فاکتور اندازه‌گیری شده نیرو، فشار آب منفذی و کرنش ایجاد شده، بیشترین اختلاف مربوط به داده‌های نیرو می‌باشد. علت این امر می‌تواند مربوط به واسنجی ابزار اندازه‌گیری باشد.

اعتبارسنجی معادلات ارائه شده

در طول آزمایش تحکیم CRS فشار آب منفذی در کف نمونه اندازه‌گیری می‌شود و این نقطه از توزیع فشار آب منفذی به‌عنوان داده‌های واقعی برای بررسی و اعتبارسنجی معادله ارائه شده (معادله ۱۱) مورد استفاده قرار گرفته‌است. در معادله مذکور برای ضریب ثابت n با توجه به بررسی‌های صورت گرفته در مورد کارهای محققان قبلی مقدار ۱/۵۵ در نظر گرفته شد. شکل ۳ نتایج برخی از آزمایش‌های صورت گرفته تحت نرخ‌های مختلف کرنش بر روی نمونه خاک‌های مختلف را نشان می‌دهد.

همان‌طور که در شکل ۳ مشاهده می‌شود معادله غیردارسی با ضریب n برابر با ۱/۵۵ همبستگی خوبی با داده‌های آزمایشگاهی دارد، در حالی‌که برای حالت n برابر با یک که نشان‌گر جریان دارسی می‌باشد، اختلاف بین داده‌های آزمایشگاهی و معادله مربوطه بسیار زیاد بوده که نشان‌دهنده اختلاف فاحش بین نتایج حالت دارسی و داده‌های واقعی است.

بررسی تغییرات فشار آب منفذی

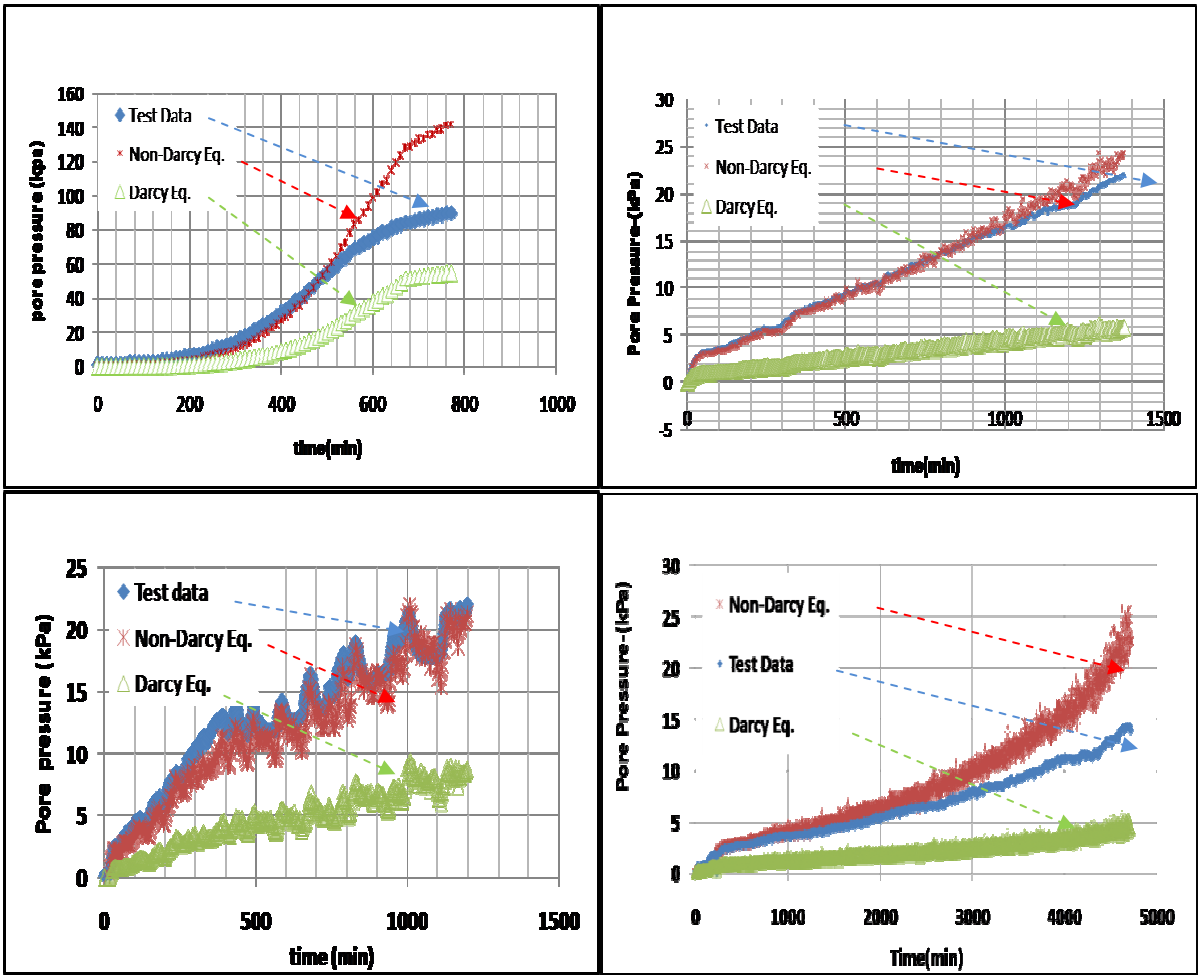
جهت بررسی رفتار تغییرات فشار آب منفذی تغییرات فشار آب منفذی نسبی یعنی نسبت فشار آب منفذی در کف نمونه به تنش کل وارد بر نمونه در مقابل تنش کل وارده رسم گردید. رفتار فشار آب منفذی نسبی نسبت به تنش کل برای نمونه‌های بررسی شده نشان داد که شکل منحنی حاصل از آزمایشات در شرایط مختلف به دو فرم مختلف ممکن است نمایان شود. در نمونه‌های یکسانی که تحت سرعت‌های متفاوت بررسی شده‌اند این مساله به‌وضوح مشاهده می‌شود. شکل ۴ و ۵ تغییرات فشار آب منفذی نسبی را به تنش کل وارد بر دو نمونه یکسان که تحت دو کرنش متفاوت تحکیم یافته‌اند را نشان می‌دهد. همان‌طوری‌که مشاهده می‌شود در سرعت‌های پایین شکل منحنی در ابتدا با شیب سریع به‌صورت نزولی بوده که با ادامه آزمایش این کاهش بسیار خفیف می‌شود و تقریباً به‌صورت افقی ادامه پیدا می‌کند. انجام آزمایش بر روی همان نمونه با سرعت بالا نشان می‌دهد که سیر نزولی منحنی که معمولاً در ابتدای آزمایش رخ می‌دهد بسیار سریع اتفاق افتاده و سپس با یک شیب تند روند افزایشی پیدا می‌کند و پس از رسیدن به یک نقطه حداکثر مجدداً با روند نسبتاً ملایم‌تری حالت کاهشی پیدا می‌کند. دلیل توجیهی این مطلب تغییر رفتار فشار آب منفذی نسبی در مقابل تنش وارده بر نمونه به علت تغییر رفتار زهکشی نمونه می‌باشد. در شروع آزمایش به سبب وزن نمونه اشباع فشار آب منفذی درجا به اندازه حدود ۱/۵ کیلوپاسکال ایجاد می‌گردد که به سبب صفر بودن مقدار تنش کل در ابتدای آزمایش مقدار فشار آب منفذی نسبی به سمت بی‌نهایت میل می‌کند که با شروع آزمایش از مقدار آن کاسته می‌شود. تا زمانی‌که سرعت بارگذاری به اندازه کافی آهسته باشد که اضافه فشار آب منفذی ایجاد نشود این روند به‌صورت کاهشی بوده و در نهایت ممکن است به یک خط افقی تبدیل شود (شکل ۴). در صورتی‌که سرعت آزمایش بالا بوده و فرصت استهلاک فشار آب منفذی اضافی وجود نداشته باشد افزایش در فشار آب منفذی نسبی مشاهده خواهد شد (شکل ۵).

در شکل ۶ رفتار تغییرات فشار آب منفذی را در نرخ‌های مختلف کرنش برای نمونه B نشان داده شده است همان‌گونه که مشخص است با افزایش نرخ کرنش، تغییرات قابل ملاحظه‌ای در منحنی‌ها مشاهده می‌شود.

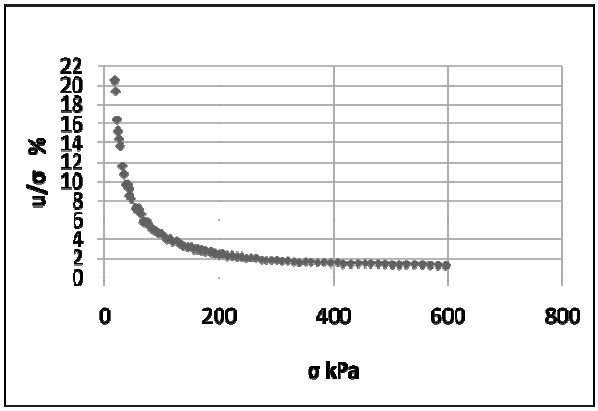
در جریان پدیده تحکیم با نرخ کرنش ثابت سرعت خروج جریان مساوی با نرخ کرنش اعمالی است. همچنین در هر لحظه از آزمایش با معلوم بودن ارتفاع نمونه و فشار آب منفذی در دو انتهای نمونه گرادیان هیدرولیکی قابل تعیین است. با این حال تنها یک نقطه از منحنی گرادیان هیدرولیکی- سرعت جریان مربوط به نفوذپذیری مربوطه قابل تعیین است. لذا در طول یک آزمایش امکان تعیین دقیق نوع جریان از طریق ترسیم گرادیان هیدرولیکی در برابر سرعت وجود ندارد.

با این حال تکرار آزمایش‌های صورت گرفته امکان رسم منحنی‌های سرعت جریان (v) در برابر گرادیان هیدرولیکی(i) را میسر می‌سازد. بدین صورت که در تکرارهای مختلف سرعت آزمایش، می‌توان نسبت به یک تخلخل ثابت که متناسب با ضریب هدایت هیدرولیکی معینی است، یک نقطه از منحنی v-i را مشخص کرد.

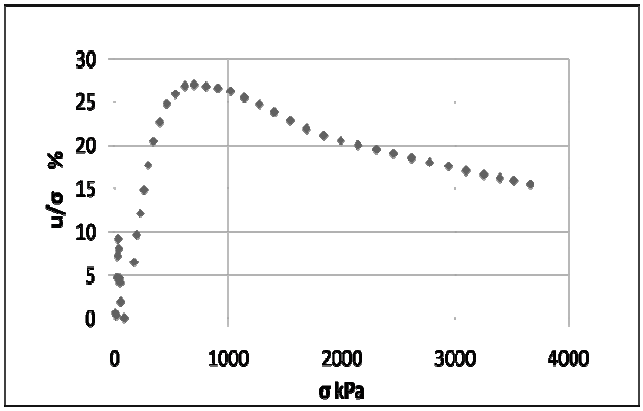
بدین صورت می‌توان قانون هیدرولیکی حاکم بر جریان در نمونه‌ها را تا حدودی بررسی کرد. در صورتی که این رابطه به‌صورت خط مستقیم باشد، جریان از نوع دارسی و در صورت منحنی بودن جریان از نوع غیردارسی خواهد بود. شکل‌های ۷و ۸ منحنی‌های جریان مربوط به بخشی از زمان آزمایش را دو نمونه خاک بررسی شده را نشان می‌دهد. همان‌طوری‌که از این شکل‌ها مشخص است، رابطه موجود بین گرادیان هیدرولیکی و سرعت جریان در محدوده مورد مطالعه غیرخطی می‌باشد. هر چند به سبب محدودیت تعداد داده‌ها تصمیم‌گیری نهایی در مورد قانون حاکم بر پدیده کمی مشکل است اما منحنی‌های موجود در شکل‌های مذکور نشان‌دهنده جریان غیردارسی در محدوده مورد بررسی می‌باشد.



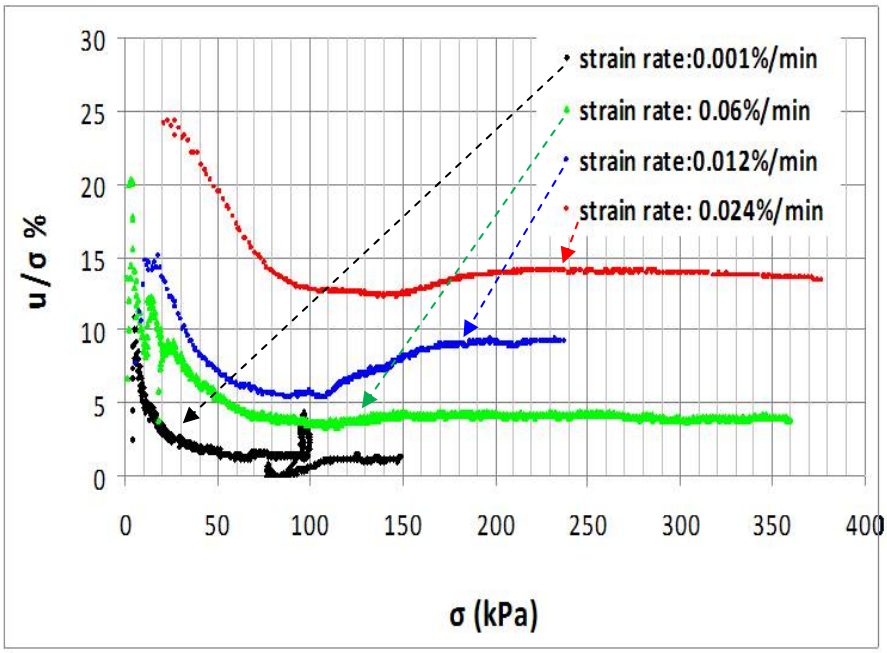
شکل ۳- افزایش فشار آب منفذی در کف نمونه برخی از آزمایش‌ها و مقایسه آن با معادله۱۱، در شرایط جریان دارسی (n=1.55) و شرایط غیردارسی (n=1).



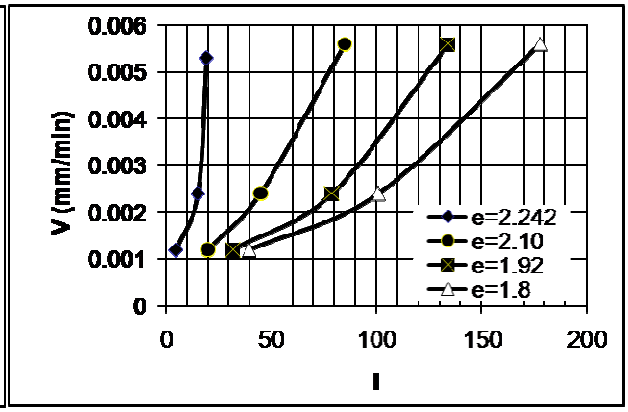
شکل ٤- تغییرات فشار آب منفذی نسبی در مقابل تنش کل اعمالی در نمونه 1A1



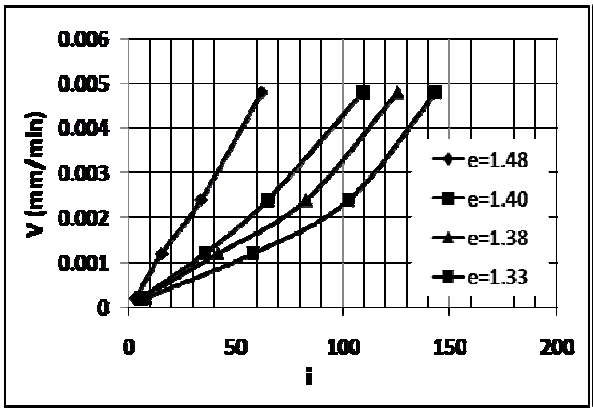
شکل ٥- تغییرات فشار آب منفذی نسبی در مقابل تنش کل اعمالی در نمونه 4A1



شکل ٦- تغییرات فشار آب منفذی در مقابل تنش کل اعمالی در نمونه B (هر منحنی مربوط به نرخ کرنش خاصی است)



شکل ۷- رابطه بین سرعت جریان زهکشی- گرادیان هیدرولیکی در نمونه C



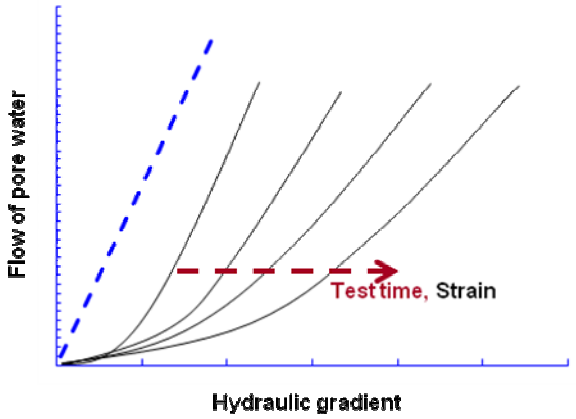
شکل ۸- رابطه بین سرعت جریان زهکشی- گرادیان هیدرولیکی در نمونه B

در واقع در آزمایش CRS رابطه بین گرادیان جریان و سرعت خروج آب از نمونه به‌صورت یک خط افقی موازی با محور گرادیان هیدرولیکی می‌باشد زیرا سرعت جریان خروجی برابر با سرعت تغییر شکل نمونه بوده و ثابت می‌باشد در حالی‌که گرادیان هیدرولیکی هر لحظه افزایش پیدا می‌کند. شکل ۹ شرایط ایجاد شده در طول آزمایش تحکیم CRS را در این خصوص نشان می‌دهد. در این شکل منحنی خطچین، جریان دارسی را برای تخلخل ثابت و منحنی‌های پیوسته جریان غیردارسی را نشان می‌دهد به‌طوری‌که هر منحنی مربوط به لحظه خاصی از آزمایش می‌باشد زیرا در هر لحظه از آزمایش نمونه فشرده شده و تخلخل کاهش می‌یابد و منحنی v-i مربوطه به خاک به سمت راست منتقل می‌گردد. با توجه به شکل ۹ و سرعت جریان آب منفذی که معادل سرعت کرنش اعمالی است، جریان حاکم بر پدیده تحکیم در حالت CRS می‌تواند یکی از حالات دارسی یا غیردارسی و یا هر دو، در بخش‌هایی از آزمایش تحکیم مشاهده شود. معادلات ارائه شده برای تحکیم CRS همگی با فرض بر قراری جریان دارسی به‌دست آمده‌اند و لذا در این تحقیق برای اولین بار معادله‌ای برای حالت جریان غیردارسی ارائه شده است بگونه‌ای که با دانستن شرایط جریان در آزمایش تحکیم با کرنش کنترل شده می‌توان از معادله مناسب جهت محاسبه و برآورد پارامترهای مورد نیاز بهره جست.

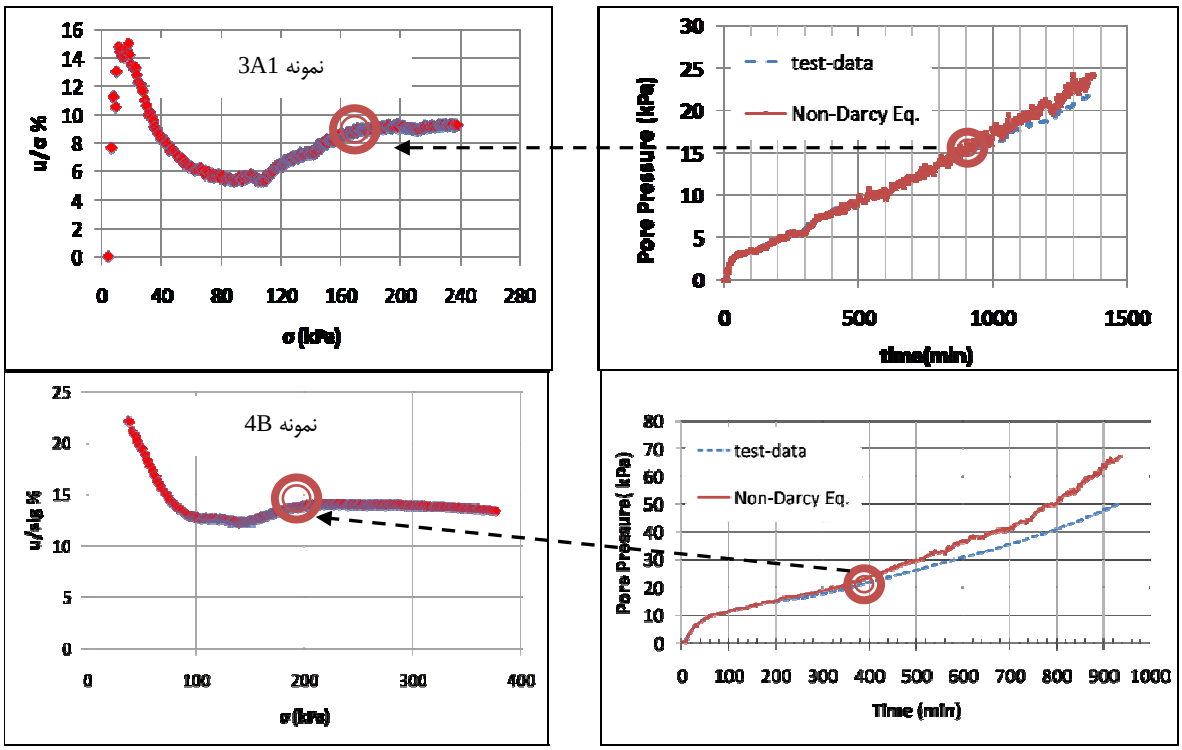
این معادلات می‌توانند در محاسبه تنش پیش‌تحکیمی و ضریب تحکیم مورد استفاده قرار بگیرند. برای کاربرد بهتر این معادلات لازم است شرایط جریان پس از آزمایش مشخص شود تا رابطه مناسب (بر پایه جریان دارسی یا غیردارسی) جهت انجام محاسبات انتخاب گردد.

مرز بین جریان دارسی و غیردارسی

همان‌طوری‌که محققان قبلی نشان داده‌اند جریان غیردارسی یا رابطه غیرخطی بین گرادیان هیدرولیکی و سرعت جریان همیشه در قسمت نخست یا ابتدائی منحنی v-i قرار دارد. در آزمایش تحکیم با کرنش ثابت با افزایش تنش وارده بر نمونه فشار آب منفذی اضافی ایجاد می‌شود و به سبب زهکشی نمونه این فشار شروع به زایل شدن می‌کند. در صورتی که سرعت اعمال کرنش به اندازه کافی آهسته باشد، مشابه با آزمایش سه محوری CD، فشار آب مستهلک شده و بدین ترتیب نسبت فشار آب منفذی به تنش وارده روند کاهشی خواهد داشت. ولی از آنجائی‌که روند افزایش تنش کل وارد بر نمونه در این آزمایش ثابت نیست (۴) و همچنین به دلیل فشرده شدن دائمی نمونه نفوذپذیری آن کاهش یافته و استهلاک فشار آب منفذی با سرعت کمتری اتفاق می‌افتد، این امر موجب افزایش نسبت فشار آب منفذی به تنش وارده می‌شود. در آزمایش‌های صورت گرفته افزایش مقدار نسبت فشار آب منفذی به تنش وارده بعد از مدتی روند کاهشی پیدا می‌کند که نشان از استهلاک سریع‌تر فشار آب منفذی دارد. از آنجایی‌که مقاومت جریان در جریان غیردارسی همیشه بیشتر از جریان دارسی می‌باشد، استهلاک سریع‌تر فشار آب منفذی با وجود کاهش تخلخل، ضریب نفوذپذیری و افزایش تنش وارده تنها به دلیل تسهیل خروج آب از محیط ممکن می‌باشد که این موضوع با تغییر جریان از حالت غیردارسی به دارسی و کاهش مقاومت جریان ممکن می‌گردد. بدین ترتیب در نمونه‌هایی که شکل منحنی فشار آب منفذی نسبی و تنش کل به‌صورت افزایشی و سپس کاهشی دیده می‌شود شرایط جریان از حالت غیردارسی به جریان دارسی تبدیل می‌گردد (شکل ۵ و ۶). در واقع لحظه به اوج رسیدن منحنی فشار آب منفذی نسبی و تنش کل همان لحظه‌ای است که بین منحنی فشار آب منفذی و زمان مربوط به داده‌های آزمایشگاهی و داده‌های حاصل از معادله ۱۱ (رابطه مربوط به حالت جریان غیردارسی) جدایی مشاهده می‌گردد. در این تحقیق این موضوع در تمام آزمایش‌هایی که رفتار بین منحنی فشار آب منفذی نسبی و تنش کل به صورت افزایش و کاهشی بود مشاهده شد. شکل ۱۰ منحنی تغییرات فشار آب منفذی نسبی در مقابل تنش وارد بر نمونه را در کنار تغییرات فشار آب منفذی ثبت شده و پیش‌بینی شده به‌وسیله معادله ۱۱ در حالت غیردارسی نشان می‌دهد. آستانه جدایی داده‌های آزمایشگاهی و داده‌های محاسباتی تقریبا همان نقطه‌ای است که روند کاهشی در منحنی فشار آب منفذی نسبی- تنش شروع می‌شود. بدین ترتیب می‌توان برای محاسبه ضریب تحکیم و تنش موثر متوسط در نمونه تا لحظه وقوع حداکثر مقدار در منحنی فشار آب منفذی نسبی، از روابط ارائه شده بر پایه جریان غیردارسی استفاده کرد. در نمونه‌هایی که فشار آب منفذی نسبی در برابر تنش کل در طول آزمایش روند کاهشی داشته (شکل ۴)، تطابق بسیار خوبی بین داده‌های رابطه غیردارسی و داده‌های آزمایشگاهی وجود دارد لذا کاربرد روابط مبتنی بر جریان غیردارسی برای کل محدوده آزمایش منطقی به نظر می‌رسد و در واقع به این دلیل که شرایط جریان در طول آزمایش تغییر نمی‌کند تغییری در روند منحنی فشار آب منفذی نسبی و تنش کل مشاهده نمی‌شود. دلیل وجود جریان غیردارسی در آزمایش تحکیم CRS بسته شدن پی‌درپی مسر جریان در خاک می‌باشد که بر اثر فشردگی پیوسته نمونه خاک به‌وجود می‌آید.



شکل۹- شرایط ایجاد شده در تحکیم CRS. منحنی خط‌چین قانون دارسی و دسته منحنی‌ها مربوط به قانون جریان در کرنش‌های مختلف می‌باشند که با پیشرفت آزمایش و کاهش تخلخل به سمت راست منتقل می‌شوند.



شکل ۱۰- رابطه بین نقطه شروع انحراف از جریان غیردارسی به دارسی بر اساس تغییر شیب منحنی فشار آب منفذی نسبی- تنش کل برای دو نرخ مختلف کرنش در دو نمونه متفاوت

نتیجه‌گیری

نتایج کلی این تحقیق را می‌توان به‌صورت زیر ارائه کرد:

بررسی رفتار تغییرات فشار آب منفذی اضافی خاک در طول آزمایش نشان می‌دهد که با توجه به سرعت آزمایش این رفتار می‌تواند ۲ حالت مختلف داشته باشد. در سرعت‌های پایین رفتار فشار آب منفذی نسبی در برابر تنش کل وارد بر نمونه حالت کاهشی و در سرعت‌های بالا روند افزایشی- کاهشی مشاهده گردد.

رفتار متفاوت فشار آب منفذی درمقابل تنش کل به دلیل تغییر رفتار زهکشی خاک در واقع به دلیل تغییر شرایط جریان از حالت دارسی به حالت غیردارسی رخ می‌دهد. به‌طوری‌که در ابتدای آزمایش به سبب وجود جریان غیردارسی، مقاومت جریان بیشتر بوده موجب بالا رفتن فشار آب منفذی می‌گردد. با تغییر شرایط به حالت دارسی و کاهش مقاومت جریان، زایل شدن فشار آب منفذی سریع‌تر اتفاق افتاده و روند کاهشی در منحنی فشار آب منفذی نسبی- تنش کل مشاهده می‌شود.

در نمونه‌های تحت نرخ سریع کرنش بعد از گذشت مدتی از آزمایش، بین مقادیر فشار آب منفذی ثبت شده و حاصل از معادله تحلیلی در شرایط غیردارسی، تفاوتی مشاهده می‌شد که زمان وقوع این اختلاف با لحظه تغییر روند منحنی فشار آب منفذی نسبی و تنش کل یکسان است. این مطلب تائید کننده بند ۲ بوده و نشان می‌دهد که در نقطه اوج منحنی فشار آب منفذی نسبی- تنش کل، شرایط جریان از حالت غیردارسی به دارسی تبدیل می‌شود.

به‌منظور محاسبه صحیح پارامترهای تحکیم، نظیر تنش پیش‌تحکیمی و ضریب تحکیم لازم است از اثر جریان غیردارسی در معادلات حاکم لحاظ گردد. این مطلب نیاز به بررسی‌های بیشتر دارد.

نمونه‌های بررسی شده در این تحقیق از نظر خصوصیات خمیرائی در دو گروه خاک با خمیرائی بالا و کم قرار داشتند ولی در روند کلی نتایج تغییر قابل ملاحظه‌ای بین رفتار این دو نوع خاک مختلف مشاهده نشد. با این حال رفتار بررسی شده که متاثر از مقدار نرخ کرنش اعمالی است نشان داد که رفتارهای مشابه برای دو خاک با خمیرایی مختلف در نرخ‌های کرنش یکسان رخ نمی‌دهد به‌طوری‌که یک رفتار خاص برای خاک با خمیرائی کمتر در نرخ‌های کرنش سریع‌تری نسبت به خاک با خمیرایی زیاد رخ می‌دهد.

منابع

1- Almeida M.S.S., Martins I.S., and Carvalho S.R.L. 1995. “Constant Rate of Strain Consolidation of Singapore Marine Clay” discussion to paper (ed Lee., K. et all.) Geotechnique, 45 (2): 333-336.

2- ASTM. 2002. “ Annual Book of ASTM Standards”, American Society for Testing and Materials, Soil and Rock, D4186-89, 500-505.

3- Brown G.O., Garbrecht J.D., and Hager W.H. 2003. Henry P. G.Darcy and Other Pioneers in Hydraulics: Contributions in Celebrationof the 200th Birthday of Henry Philibert Gaspard Darcy,ASCE, Reston, VA.Dobak, P., 2003. “Loading Velocity in Consolidation Analysis” Geological Quarterly, 47 (1): 1320.

4- Dobak P. 2003. “Loading Velocity in Consolidation Analysis” Geological Quarterly, 47 (1): 13-20.

5- Dubin B., and Mulin G. 1986. “Influence of a Critical Gradient on the Consolidation of Clays”, Consolidation of Soils: Testing and Evaluation, ASTM SPT 892, R. N. Yong and F. C. Townsend, Eds. , American Society for Testing and Materials, pp. 354-377.

6- Hamilton J.J., and Crawford C.B. 1959. “ Improved Determination Preconsolidation Pressure of a Sensitive Clay” Papers on soils, ASTM Spec. Tech. Publ. No. 254-270.

7- Hansbo S. 1960. “Consolidation of clay, with Special Reference to Influence of Vertical San d Drains. A study Made in Connection with Full Scale Investigations at Ska°-Edeby”. Doctoral thesis, Swedish Geotechnical Institute.

8- Hansbo S. 2001. “Consolidation Equation Valid for Both Darcian and Non-Darcian Flow” Geotechnique 51 No. 1, 51-54.

9- Hansbo S. 2003. “Deviation from Darcy’s Law Observed in One-Dimensional Consolidation” Geotechnique 53 No. 3, 601-605.

10- Lee K., Choa V., Lee S.H., and Quek S.H. 1993. “Constant Rate of Strain Consolidation of Singapore Marine Clay” Geotechnique, 43 (3): 471-488.

11- Mitchell K.J., and Soga K. 2005. “Fundamental of soil behaviors”, third edition, Wily and Sons.

12- Sallfors G. 1975. Perconsolidation Pressure of Soft highly Plastic Clays Chalmers Univ. Tech. Goteborg .

13- Smith R.E., and Wahls H.E. 1969. Consolidation under Constant Rate of Strain ACSE J. of Soil mechanic and foundation Div., 95, SM2, 519-539.

14- Wissa A.E.Z., Christian J.T., Davis E.H., and Heiberg S. 1971. Consolidation Testing at Constant Rate of Strain J. of Soil mechanic and foundation Div., ASCE, 97 (10), 1393-1413.

Journal of Water and Soil
Vol. 25, No. 5, Nov-Des 2011, p. 1005-1015

نشریه آب و خاک (علوم و صنایع کشاورزی)
جلد ۲۵، شماره ۵، آذر - دی ۱۳۹۰، ص.۱۰۱۵-۱۰۰۵

Investigation on Hydraulic Conditions in CRS Consolidation test and a Method to Determination of Pore Water Flow Regime

H. Ahmadi[1*]- H. Rahimi[2]- A. Soroush[3]

Received:20-4-2010
Accepted:29-6-2011

Abstract

At present study constant rate of strain (CRS) consolidation under Non-Darcy condition was investigated. In this study a governing conditions of drainage pore water were investigated using proposed equation. The CRS experiments under different rates of strain were conducted on different soil samples. Results these experiments and there comparison with proposed equation showed that flow of pore water drainage in the most part or each test was Non-Darcy and changed to Darcy condition in the final one forth of test. According to the results the threshold that Non-Darcy flow changes to Darcy is dependent on variations of relative pore water pressure versus total strain and it can be determined based on variations in inclination of relative pore water pressure-total stress curve.

Keywords: Consolidation, Constant strain, Non-Darcy flow, Pore pressure

1- Assistant Professor, Department of Water Engineering, Faculty of Agriculture, Urmia University
(*- Corresponding Author Email: Hojjat.a@gmail.com)
2- Professor, Department of Irrigation, Faculty of Agriculture, Tehran University
3- Associate Professor, Department of Civil and Environmental Engineering., Amirkabir University of Technology