

بررسی اثر تنش محصور کننده بر مقاومت روانگرایی ماسه ها

عباس قلندرزاده^۱، سعید سراج پور^۲، حمیدرضا بلوری بزاز^۳

دانشیار دانشکده فنی دانشگاه تهران

دانشجوی کارشناسی ارشد دانشکده فنی دانشگاه تهران

دانشجوی دکتری پردیس فنی و مهندسی عباسپور دانشگاه شهید بهشتی
hamidbolouri@ut.ac.ir

خلاصه

در مقاله حاضر مقاومت روانگرایی ماسه ۱۶۱ فیروزکوه در تنش های محصور کننده متفاوت (۱۰۰، ۲۰۰ و ۴۰۰ کیلوپاسکال) بررسی شده است و با توجه به مقاومت های بدست آمده نموداری برای ضریب تصحیح K_{σ} برای ماسه ۱۶۱ فیروزکوه ارائه شده است. با توجه به یافته های اخیر میزان تاثیر این پارامتر وابسته به میزان تراکم اولیه ماسه می باشد، بنابراین آزمایشات برای دو تراکم سست ($D_r=25\%$) و متراکم ($D_r=70\%$) انجام شد. با توجه به آنکه اکثر مطالعات انجام شده در این زمینه با استفاده از دستگاه سه محوری سیکلی انجام شده است، در مقاله حاضر نویسنده با انجام ۱۶ آزمایش کنترل تنش با دستگاه سه محوری سیکلی به بررسی این اثر پرداخته است. در آزمایشات انجام شده مشاهده شد که در هر دو تراکم، در تنش های محصورکننده بالاتر مقاومت ماسه در برابر روانگرایی کاهش یافته است و شدت این کاهش در خاک متراکم بیشتر بوده است.

کلمات کلیدی: روانگرایی، آزمایش سه محوری سیکلی، تنش محصور کننده، ماسه ۱۶۱ فیروزکوه

۱. مقدمه

بیشتر دانسته های ما در مورد پدیده روانگرایی، از مطالعات آزمایشگاهی کنترل شده بدست آمده است. این مطالعات نشان می دهد که تراکم نسبی، فشار محصورکننده و برش استاتیک اولیه اصلی ترین متغیرهای اولیه ای هستند که بر مقاومت سیکلی ماسه تاثیر می گذارند. حتی در پروژه های بزرگ هم کمتر به تاثیر فشار محصورکننده و برش استاتیکی مختص محل بر مقاومت سیکلی پرداخته می شود. اندازه گیری های آزمایشگاهی نشان داده اند به طور معمول برای یک نوع خاک با تراکم نسبی و تاریخچه تنش معین، یک رابطه غیرخطی بین مقاومت روانگرایی و تنش محصورکننده وجود دارد (سید و ادیس ۱۹۸۱، سید ۱۹۸۴ و ...). بنابراین اگر مقاومت سیکلی از اندازه گیری آزمایشگاهی در تنش محصورکننده مشخص یا از روابط همبستگی با اندازه گیری های در محل نظیر آزمایش های نفوذ استاندارد (SPT) به دست آمده باشد، مقاومت روانگرایی محاسبه شده، شاید خیلی زیاده از مقدار واقعی شود.

مقاومت سیکلی معمولاً در آزمایشگاه و در یک فشار محصورکننده به خصوص، بدون وجود تنش برشی استاتیک اولیه یا نهایتاً در یک تنش برشی استاتیکی محدود بدست می آید و سپس عدد بدست آمده با ضرب در ضرایب K_{σ} و K_{α} تعدیل می گردد. ضرایب K_{σ} و K_{α} به ترتیب ضریب تصحیح مربوط به تنش برشی اولیه و تنش محصورکننده می باشند.

برای یک خاک مشخص (شن یا ماسه) با تراکم نسبی و تاریخچه ی تنش معین، نسبت مقاومت سیکلی (CRR) با افزایش تنش مؤثر قائم، کاهش می یابد. این کاهش را با ضریب K_{σ} مشخص می کنند که به صورت نسبت CRR برای یک σ^1 مشخص به CRR در تنش مؤثر قائم ۱۰۰ کیلوپاسکال (CRR_{100}) تعریف می شود (در تراکم نسبی یکسان). همچنین K_{α} به صورت نسبت CRR در تنش برشی استاتیک اولیه به CRR برای یک نمونه بدون تنش برشی اولیه معرفی می گردد.

مقاومت سیکلی ماسه در یک تنش مؤثر محصورکننده σ^1 و برش استاتیک α به صورت زیر بدست می آید:

$$CRR_{\sigma, \alpha} = CRR_{100, 0} K_{\sigma} K_{\alpha} \quad (1)$$

^۱ - دانشیار دانشگاه تهران

^۲ - دانشجوی کارشناسی ارشد

^۳ - دانشجوی دکتری

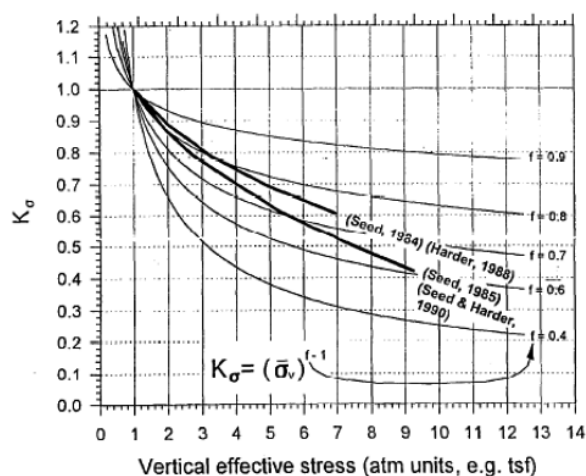
در رابطه (۱)، CRR_{σ} نشان دهنده نسبت مقاومت سیکلی در تنش محصورکننده σ و تنش برشی اولیه τ می‌باشد. در ادامه به بررسی بیشتر پارامتر K_{σ} می‌پردازیم.

روابط موجود برای ضریب تنش محصورکننده (K_{σ}):

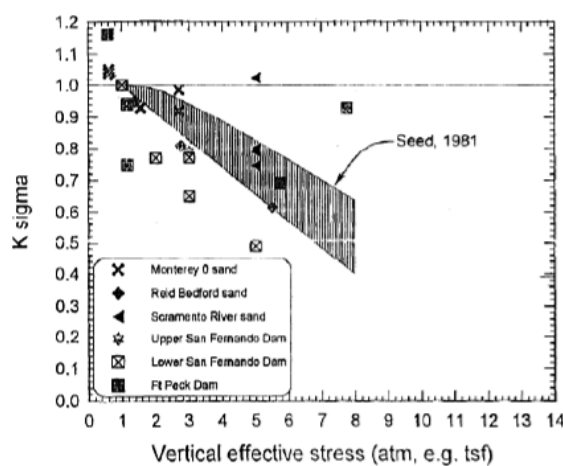
سید و ادریس (۱۹۸۱) خلاصه‌ای از نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی بر روی نمونه‌های ماسه بدست آمده از آزمایش‌های متعدد را ارائه نمودند. آنها بر اساس مقاومت سیکلی اندازه‌گیری شده در یک بازه از تنش‌های محصورکننده، یک ضریب تجربی به نام K_{σ} را پیشنهاد دادند که فقط به سطح تنش محصورکننده بستگی داشت. با این حال، اطلاعات جمع‌آوری شده توسط سید و هاردر، پراکندگی زیادی را در مقاومت برشی ماسه و ماسه لای دار در یک تنش محصورکننده نشان می‌داد. این پراکندگی ظاهراً نشان دهنده‌ی وابسته بودن K_{σ} به پارامترهایی دیگر غیر از تنش محصورکننده است. در شکل ۱، نمودار پیشنهادی توسط سید و ادریس (۱۹۸۱) برای K_{σ} نشان داده شده است.

با اضافه شدن به اطلاعات موجود، جدول K_{σ} توسط سید (۱۹۸۴ و ۱۹۸۷)، هاردر (۱۹۸۸) و سید و هاردر (۱۹۹۰) اصلاح و بروزرسانی شد که در شکل ۲ نشان داده شده است.

السن (۱۹۸۴) اطلاعاتی را بدست آورد که به نتایج اولیه سید (۱۹۸۴) گرایش داشت که به صورت $K_{\sigma} = (\bar{\sigma}_v)^{f-1}$ نشان داده می‌شد. السن (۱۹۸۴) گزارش داد نمایه تنش، f ، در شکل ۲، بین ۰.۶ تا ۰.۹۵ است و مقدار پیشنهادی برای ماسه، ۰.۷ است.



شکل ۲- نمودار سید و هاردر

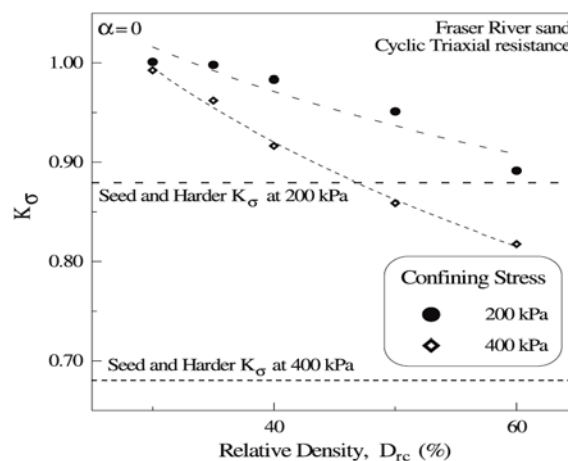


شکل ۱- نمودار سید و ادریس (۱۹۸۱)

وابستگی K_{σ} به تراکم نسبی ماسه علاوه بر تنش محصورکننده به وسیله وید و تامز (۱۹۹۵) از آزمایش سه محوری سیکلی شناسایی شد. آزمایش‌های برش ساده سیکلی نیز به صورت مشابه وابستگی K_{σ} به تراکم نسبی را نشان دادند. (وید و همکاران ۱۹۸۵)

آنها آزمایش‌های سه محوری سیکلی بر روی دو ماسه اتاوا تمیز و ریزدانه و گرد گوشه و مصالح گوشه دار انجام دادند تا تاثیر تراکم نسبی، تراکم پذیری، تنش محصورکننده و گوشه داری را روی مقاومت سیکلی بررسی کنند. CRR برای تنش‌های محصورکننده ۲۰۰، ۸۰۰، ۱۶۰۰ و ۲۵۰۰ کیلوپاسکال، به صورت تابعی از تراکم نسبی تحکیم یافته تشخیص داده شد.

وید و همکاران (۱۹۸۵) مشاهده کردند که در اثر افزایش تنش محصورکننده، CRR کاهش می‌یابد. اگر مقادیر CRR در تراکم نسبی تحکیم یافته یکسانی مقایسه شوند، در تراکم‌های نسبی پایین‌تر، منحنی‌های مقاومت سیکلی برای تنش‌های محصورکننده مختلف به یکدیگر همگرا می‌شوند (شکل ۳). این مطلب بیانگر آن است که K_{σ} برای مصالح بسیار سست، تقریباً برابر یک است و با افزایش تراکم نسبی، مقدار K_{σ} کاهش می‌یابد. همچنین وید و همکاران (۱۹۸۵) مشاهده کردند که K_{σ} برای ماسه‌های تمیز و ماسه‌های لای‌دار در تنش محصورکننده حدود ۸۰۰ کیلوپاسکال مقدار محدودکننده‌ی برابر ۰.۶ دارد. نتایج آزمایش سه محوری سیکلی از وید و توماس (۱۹۹۴) بر روی ماسه رودخانه فرستر نیز همین مطلب را نشان می‌دهد.

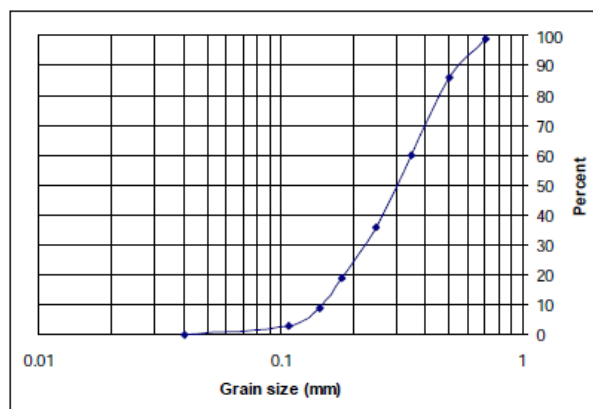


شکل ۳- نمودار وید و همکاران (۱۹۸۵)

در نتیجه این مطالعات بیانگر آن هستند که مقدار K_{σ} برای ماسه‌های سست مستعد روانگرایی نزدیک به یک است اما برای حالت‌های متراکم، به طور قابل توجهی کوچکتر از یک می باشد. آزمایش برش ساده سیکلی و سه محوری سیکلی، مقادیر مشابهی را برای K_{σ} در ماسه سست ارائه داده اند اما برای تراکم‌های بالاتر، آزمایش سه محوری K_{σ} را بیشتر از مقدار بدست آمده در حالت برش ساده پیش‌بینی می کند.

۲. مصالح مورد استفاده

در این آزمایشات از ماسه ۱۶۱ فیروزکوه استفاده شده است که دارای ضریب تخلخل مینیمم $e_{max}=0.603$ و ضریب تخلخل ماکزیمم $e_{max}=0.943$ می باشد. قطر متوسط ذرات آن $D_{50}=0.3mm$ و $G_s=2.658$ می باشد. این ماسه دارای دانه بندی نسبتاً یکنواختی می باشد و منحنی دانه بندی آن را در شکل ۴ مشاهده می کنید.



شکل ۴- نمودار دانه بندی مصالح مورد استفاده

۳. روش ساخت نمونه و انجام آزمایش

در آزمایشات انجام شده، نمونه ها با دو تراکم ۲۵٪ (سست) و ۷۰٪ (متراکم) به صورت استوانه ای با قطر ۵ سانتی متر و ارتفاع ۱۰ سانتی متر ساخته شدند. در ساخت نمونه ها از روش کوبش تر (wet tamping) استفاده شد، بدین ترتیب که ماسه با درصد رطوبت ۵٪ و وزنی مشخص در ۵ لایه ۲ سانتی متری کوبیده شد. پس از کوبش هر لایه ۲ سانتی متری، سطح بالایی آن لایه را خراش داده تا اتصال مناسبی با لایه بعدی بوجود آید، تا نمونه دارای ساختار همسان و همگنی باشد. نمونه ها به گونه‌ای ساخته شدند که در تنش های همه جانبه ۱۰۰، ۲۰۰ و ۴۰۰ کیلوپاسکال دارای تراکم یکسانی باشند.

بعد از اشباع کردن نمونه و رسیدن به عدد B اسکمپتون بیشتر از ۹۵٪، نمونه به صورت همسان و با سه تنش تحکیمی متفاوت (۱۰۰، ۲۰۰ و ۴۰۰ کیلوپاسکال) تحکیم شد. در انتها پس از تحکیم، نمونه با اعمال تنش های انحرافی متفاوت و با فرکانس ۰.۰۲ هرتز به صورت زهکشی نشده، تحت بارگذاری سیکلی قرار داده شد.

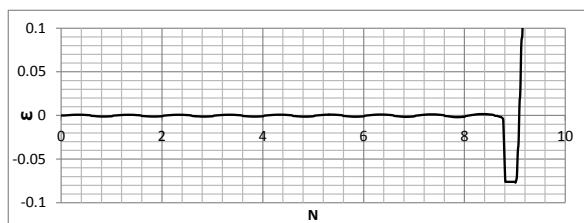
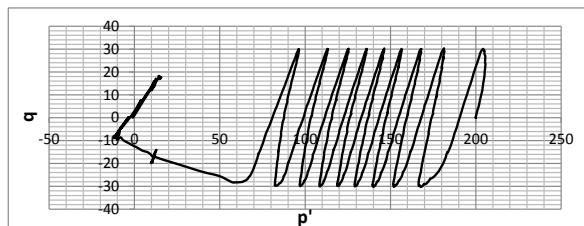
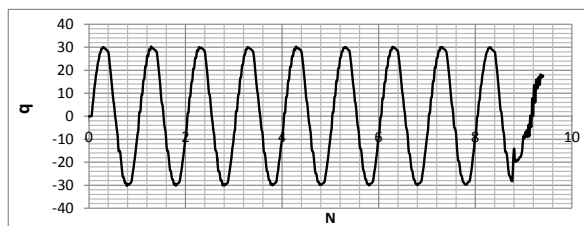
در جدول ۱ نتایج آزمایش های انجام شده نشان داده شده است.

شماره آزمایش	Dr (%)	P'_0	CRR	N	شماره آزمایش	Dr (%)	P'_0	CRR	N	
۱	۲۵	۱۰۰	۰.۱	۴۵۶	۸	۷۰	۱۰۰	۰.۲	۵۴۱	
۲			۰.۱۵	۱۸	۹			۰.۳	۱۷	
۳			۰.۲	۱	۱۰			۰.۴	۵	
۴		۲۰۰	۰.۱	۹۷	۱۱		۲۰۰	۰.۲۲	۱۰۳	
۵			۰.۱۵	۹	۱۲			۰.۲۵	۳۷	
۶		۴۰۰	۰.۰۸۵	۰.۱۴	۱۲۷		۱۳	۴۰۰	۰.۳	۹
۷				۰.۱۴	۷		۱۴		۰.۲	۲۰۹
					۱۵			۰.۲۴	۱۷	
					۱۶			۰.۲۸	۶	

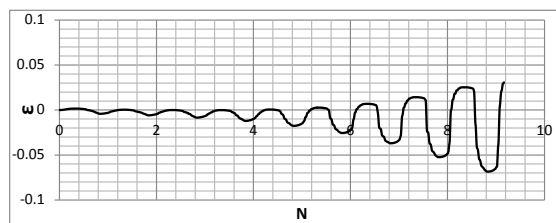
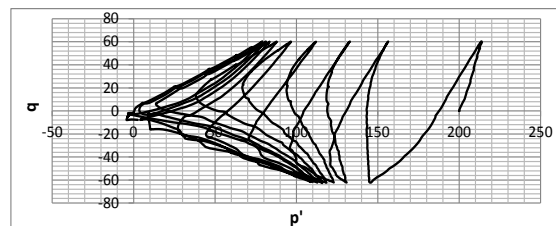
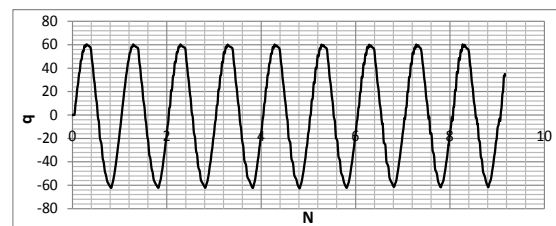
جدول ۱- نتایج آزمایش ها

۴. نتایج آزمایش:

در شکل زیر ۲ نمونه از نتایج سه محوری سیکلی انجام شده بر روی خاک سست و متراکم نمایش داده شده است.

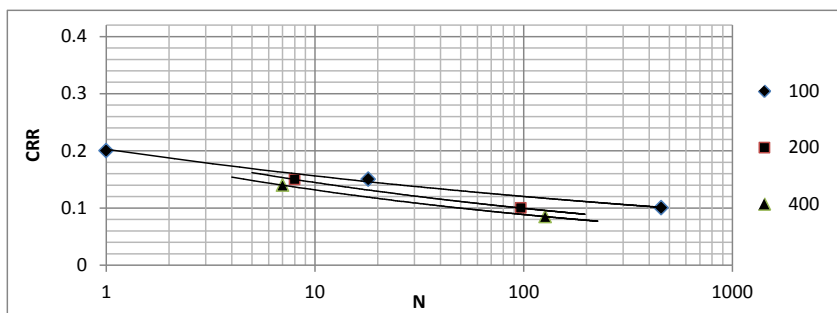


شکل ۵- آزمایش شماره ۵

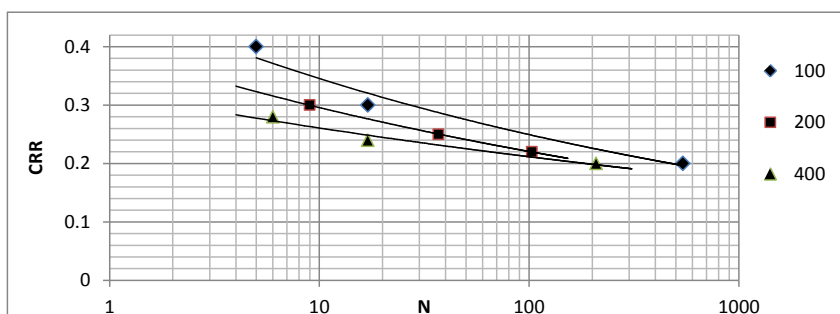


شکل ۴- آزمایش شماره ۱۳

در این مقاله ۷ آزمایش بر روی خاک سست و ۹ آزمایش بر روی خاک متراکم انجام شده است که نمودار نسبت مقاومت سیکلی (CRR) در برابر تعداد سیکل مورد نیاز برای روانگرایی (N) در ادامه آورده شده است.

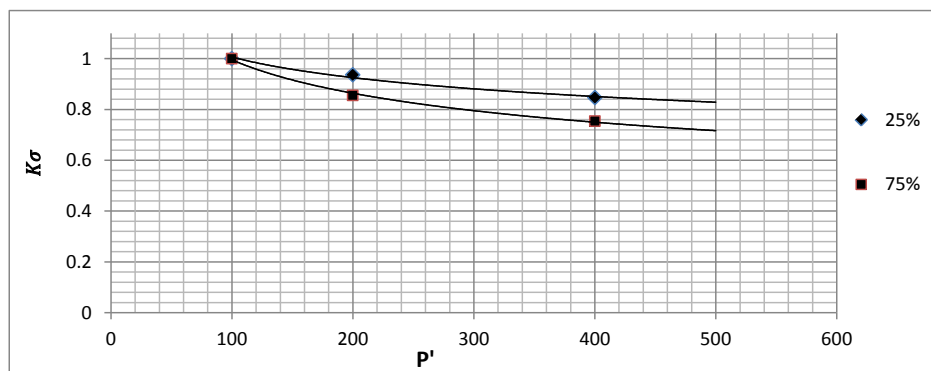


شکل ۶- نمودار CRR-N برای خاک سست



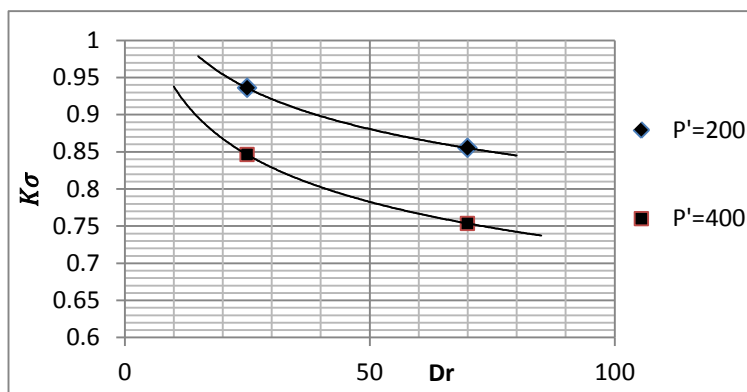
شکل ۷- نمودار CRR-N برای خاک متراکم

همانطور که در نمودارهای CRR-N مشاهده می شود، با افزایش تنش محصور کننده، نسبت مقاومت سیکلی در برابر روانگرایی برای هر دو حالت سست و متراکم کاهش می یابد. در ادامه با رسم نمودار $K_{\sigma} - P^i$ در ارتباط با میزان کاهش در حالت سست و متراکم بحث می شود. در نمودارهای CRR-N برای خاک سست و متراکم با در نظر گرفتن ۱۰ سیکل برای وقوع روانگرایی مقدار CRR برای تنش های محصور کننده ۱۰۰، ۲۰۰ و ۴۰۰ قرائت شد و مقدار K_{σ} برای حالت های مختلف از رابطه $K_{\sigma} = \frac{CRR_{\sigma}}{CRR_{100}}$ بدست آورده شد. به طور مثال در خاک متراکم برای تنش ۱۰۰ و ۲۰۰ این اعداد به ترتیب با توجه به نمودار ۲۹.۵ و ۳۴.۵ بدست آمده اند. با تقسیم این دو مقدار عدد K_{σ} برای تنش محصور کننده ۲۰۰ برابر ۰.۸۵۵ می شود. در نمودار شکل ۸ زیر مقدار K_{σ} برای تنش های محصور کننده متفاوت نمایش داده شده است.



شکل ۸- نمودار $K_{\sigma} - P^i$

در شکل ۸ مقدار K_{σ} برای خاک سست به عدد ۱ نزدیک می باشد و این مسئله بدان معناست که تاثیر تنش محصور کننده بر روی خاک سست کمتر از خاک متراکم می باشد. در خاک متراکم شاهد کاهش بیشتر مقاومت روانگرایی در تنش های محصور کننده بالا می باشیم. در نمودار شکل ۹ K_{σ} در برابر DI رسم شده است. نمودار زیر نشان دهنده آن است که با افزایش تراکم مقدار K_{σ} کاهش می یابد. شیب نزولی نمودار در هر دو تنش ۲۰۰ و ۴۰۰، وابستگی K_{σ} به تراکم را نشان می دهد. همچنین این نمودار نشان نشان می دهد در تراکم پایین افزایش تنش محصور کننده تاثیر زیادی بر روی مقاومت روانگرایی ماسه ندارد.



شکل ۹- نمودار K_{σ} - D_r

۵. منابع

- 1- Vaid, Y.P.; Stedman, J.D. and Sivathayalan, S. 2001. Confining stress and static shear effects in cyclic liquefaction. *Geotechnique journal*.
- 2- Hynes, M.E. Olsen, R.S. and Yule, D.E. 1988 The Influence of Confining Stress on Liquefaction Resistance. *Proceeding of The 30th joint meeting of the U.S.-Japan cooperative program in natural Resources panel on wind and Seismic effects*.
- 3- SZE Hone Yue. 2010 Initial Shear and Confining Stress Effects on Cyclic Behaviour and Liquefaction Resistance of Sands. *A Thesis for the Degree of Doctor of Philosophy at The University of Hong Kong*
- ۴- میرحسینی، س م، دینامیک خاک. موسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۷۲
- 5- Ramli, M. and Dobri, R. 1984 Undrained Monotonic And Cyclic Triaxial Strength of Sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 112, No. 10.