مهندسی عمران شریف (پاییز ۱۴۰۰)
دوره‌ی ۲-۳۷، شماره‌ی ۳/۱، ص. ۵۱-۶۲، (پژوهشی)

Original Article

# بررسی رفتار برشی و بیرون‌کشش استاتیکی ژئوکامپوزیت مدفون درخاک دولایه

**مقداد حمیدزاده*** **(دانشجوی دکتری)**
**رضا ضیائی موید (استاد)**
**گروه مهندسی عمران، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)**

به منظور بررسی رفتار برشی و بیرون‌کشش ژئوکامپوزیت مدفون در خاک تک‌لایه و دولایه، مطالعه‌یی آزمایشگاهی به‌وسیله‌ی دستگاه برش مستقیم بزرگ‌مقیاس و بیرون‌کشش تحت تنش‌های قائم مختلف انجام گرفت. نتایج نشان داد تنش قائم، عامل مؤثری برای افزایش مقاومت برشی، مقاومت بیرون‌کشش و تغییر در نوع گسیختگی خاک ـ ژئوکامپوزیت است و اثر چشم‌گیری بر جابه‌جایی در بیشینه‌ی مقاومت بیرون‌کشش دارد. در شرایط یکسان بارگذاری، قرارگیری ژئوکامپوزیت در سطح مشترک خاک دولایه باعث تغییر رفتار بیرون‌کشش نسبت به حالت تک‌لایه شده است. اندرکنش خاک ـ ژئوکامپوزیت علاوه بر تنش قائم به نوع و اندازه‌ی ذرات خاک، تک‌لایه و دولایه بودن آن حساس است. میانگین ضرایب سطح تماس مؤثر محاسبه شده برای ماسه ـ ژئوکامپوزیت ۰/۸ و برای شن ـ ژئوکامپوزیت ۰/۹۱ است. قرارگیری ژئوکامپوزیت در مرز خاک دولایه باعث بهبود رفتار خاک نسبت به حالت تک‌لایه شده است؛ به‌طوری که میانگین ضریب اندرکنش بیرون‌کشش برای خاک دولایه (ماسه ـ ژئوکامپوزیت ـ شن) ۰/۵۱ و برای خاک ماسه‌یی و شنی به ترتیب ۰/۳۵ و ۰/۴۷ به دست آمده است.

**واژگان کلیدی:** آزمایش برش مستقیم بزرگ‌مقیاس، آزمایش بیرون‌کشش، خاک تک‌لایه، خاک دولایه، اندرکنش خاک ـ ژئوکامپوزیت.

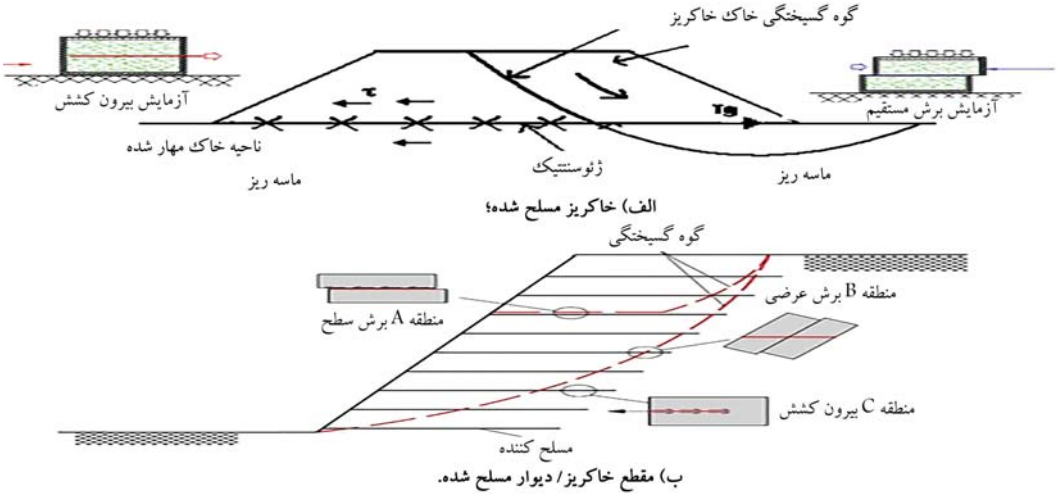
meghdad.hamidzadeh@gmail.com
ziaie@eng.ikiu.ac.ir

## ۱. مقدمه

بسیاری از نواحی شمالی کشور ایران از خاک‌های ماسه‌یی تشکیل شده است. بندر انزلی نیز در بخشی از پهنه‌ی وسیع دشت گیلان و منطقه‌ی ساحلی دریای خزر واقع شده است و بخش مهمی از خاک‌های این منطقه از ماسه‌های ریز و یکنواخت تشکیل شده است. با توجه به سست بودن این نوع خاک‌ها، اجرای خاک‌ریز بر روی آنها (بستر ریز و سست ماسه‌یی) بدون تسلیح و بهسازی امکان‌پذیر نیست. در نتیجه، در بسیاری از پروژه‌های ژئوتکنیکی این منطقه، مهندسان ژئوتکنیک با خاک‌های تک‌لایه و دولایه‌یی مواجه هستند که باید تسلیح شوند. یک روش مرسوم برای جبران ضعف باربری خاک‌ریزهای قرارگرفته بر روی خاک‌های ماسه‌یی شمال کشور ایران (از جمله بندر انزلی) و جداسازی بین دولایه خاک با دانه‌بندی متفاوت (خاک‌ریز و بستر)، اجرای یک لایه‌ی ژئوکامپوزیت خاکی در مرز بین خاک درشت‌دانه و ماسه‌ی ریز است. هم‌چنین ژئوکامپوزیت خاکی با توجه به مقاومت کششی مناسب و عملکردهایی از جمله زهکشی و فیلتراسیون می‌تواند در لایه‌های مختلف خاک‌ریز یا بستر خاکی نیز کاربرد داشته باشد. محققان مختلفی مانند کریستوفر و هولتز (۱۹۸۵)[۱]، کرنر (۱۹۹۴)[۲] سازوکارهای گسیختگی خاک‌ریز مسلح شده در سطح مشترک خاک‌ریز و فونداسیون را تشریح کرده‌اند. هم‌چنین مطالعات گسترده‌یی در زمینه‌ی تسلیح با ژئوسنتتیک‌ها در خاک‌های دولایه، تحت بارگذاری استاتیکی با به کارگیری آزمایش بارگذاری صفحه انجام شده است.[۳-۴] بررسی نتایج نشان می‌دهد که به‌کارگیری ژئوسنتتیک‌ها در خاک‌های دولایه می‌تواند باعث افزایش ظرفیت باربری و کنترل نشست‌های نامتقارن و تغییرشکل‌های جانبی شود. هم‌چنین اجرای ژئوکامپوزیت در مرز بین دولایه‌ی خاک، با ایجاد یک لایه‌ی جداکننده، مانع اختلاط مصالح دولایه‌ی مختلف خاک نیز می‌شود. تشخیص و شناسایی گونه‌های مختلف مدهای اندرکنش برای رسیدن به درک درستی از اندرکنش بین خاک و مسلح‌کننده، مهم است. اندرکنش خاک و مسلح‌کننده یکی از مهم‌ترین مسائل در طراحی و اجرای سازه‌های خاک مسلح است و این اندرکنش می‌تواند بسیار پیچیده و وابسته به خصوصیات مسلح‌کننده، نوع خاک و سربارواره باشد.[۵] در این شرایط اندرکنش‌ها برای خاک‌ریز مسلح شده با ژئوسنتتیک که در مرز بین خاک‌ریز و پی سست (شکل ۱الف) یا در لایه‌های مختلف خاک‌ریز (شکل ۱ب) قرارگرفته است را می‌توان به دو بخش تقسیم کرد: ۱. لغزش خاک بر روی مسلح‌کننده (آزمایش برش مستقیم) ۲. گسیختگی بیرون‌کششی (آزمایش بیرون‌کشش).

در نتیجه برای مطالعه‌ی پایداری داخلی خاک‌ریزهای مسلح شده با ژئوسنتتیک‌ها که در معرض بارهای استاتیکی قرار می‌گیرند، بررسی رفتار برشی سطح تماس،

* نویسنده مسئول
*تاریخ: دریافت ۱۳۹۹/۷/۱۳، اصلاحیه ۱۳۹۹/۱۱/۲۵، پذیرش ۱۳۹۹/۱۲/۱۷.*
*DOI:10.24200/J30.2021.56581.2841*




**شکل ۱. مکانیزم‌های اندرکنش خاک ـ ژئوسنتتیک.**

تخمین نیروی بیرون‌کشش و ضریب اندرکنش بسیج شده در ناحیه مهاربندی شده تحت این شرایط ضروری است. آزمایش برش مستقیم رایج‌ترین روش برای تعیین خصوصیات برشی سطح مشترک خاک ـ ژئوسنتتیک است. در سال‌های اخیر، محققان آزمایش‌های برش مستقیم بزرگ‌مقیاس متعددی را برای بررسی رفتار برشی سطح تماس خاک ـ ژئوسنتتیک در حالت تک‌لایه انجام داده‌اند. اکثر مطالعات انجام شده بر روی خاک‌های ماسه‌یی، ماسه‌های لای‌دار و ماسه‌های رس‌دار مسلح شده با ژئوگرید و ژئوتکستایل انجام شده است.[۶-۱۱و۱۲] هم‌چنین مطالعات محدودی در ارتباط با به کارگیری آزمایش برش مستقیم بزرگ‌مقیاس در خاک‌های دولایه‌ی مسلح شده با ژئوسنتتیک‌ها گزارش شده است.[۱۲-۱۵]

پس از بررسی پیشینه‌ی فنی در زمینه‌ی مطالعات آزمایشگاهی، مشخص شده است که آزمایش بیرون‌کشش، مناسب‌ترین آزمایش برای بررسی اندرکنش‌ها و ویژگی‌های سطح تماس خاک ـ ژئوسنتتیک تحت تنش‌های قائم مختلف است. نویسندگان و محققان زیادی مانند (لوپز و لوپز (۱۹۹۶)[۱۶]، موراچی و همکاران (۲۰۰۶)[۱۷]، پالمریا (۲۰۰۹)[۵]، برگادو و همکاران (۲۰۱۲)[۱۸]، حاتمی و اسماعیلی (۲۰۱۵)[۱۹]، میرزاعلی محمدی و همکاران (۲۰۱۹)[۲۰]، عبدی و همکاران (۲۰۱۹)[۲۱]) آزمایش‌های بیرون‌کشش متعددی را با دستگاه‌های مختلف بیرون‌کشش از نظر مقیاس و شرایط مرزی بر روی گونه‌های مختلف مسلح‌کننده‌های ژئوسنتتیکی انجام دادند که بیشتر آنها بر روی خاک‌های ماسه‌یی خشک، مسلح شده با ژئوگرید و ژئوتکستایل انجام شده است. هم‌چنین محققانی مانند برگادو و همکاران (۲۰۱۲)[۱۸]، کومار و کریشنا (۲۰۱۶)[۲۲] با به‌کارگیری ژئوتکستایل مدفون شده در خاک ماسه‌یی، چی وان و همکاران (۲۰۱۲)[۲۳]، با به کارگیری ژئوتکستایل و ژئوگرید مدفون در خاک ماسه‌یی و شنی، گودهو و همکاران (۲۰۰۱)[۲۴] با به کارگیری ژئوتکستایل، ژئوگرید و ژئومبرین قرارگرفته در خاک ماسه‌یی، هم‌زمان رفتار برشی و رفتار بیرون‌کشش خاک ـ ژئوسنتتیک را در یک تحقیق بررسی کردند. شمار بسیار محدودی از آزمایش‌های بیرون‌کشش بر روی خاک‌های ماسه‌یی مسلح شده با ژئوکامپوزیت توسط لوپز و لوپز (۱۹۹۹)[۱۶]، فیریرا و همکاران (۲۰۱۶ و ۲۰۲۰)[۲۵-۲۶] انجام شده است.

مطالعات پیشین نشان داد که محصولات ژئوسنتتیکی به‌کار رفته برای بررسی اندرکنش‌های خاک ـ ژئوسنتتیک غالباً ژئوگریدها و ژئوتکستایل‌ها بودند که به‌صورت جداگانه به‌عنوان مسلح‌کننده و یا جداکننده در مقاطع خاکی استفاده شده‌اند، از این رو در پژوهش حاضر از یک محصول ترکیبی به نام ژئوکامپوزیت خاکی (GPC۴۰/۴۰ Soil) متشکل‌از ژئوتکستایل بافته نشده با الیاف ۱۰۰ درصد پلی‌پروپیلن که با ژئوگرید دوسویه که از بافته شدن الیاف پلی‌استر مسلح شده استفاده شده است. هم‌چنین مطالعات صورت گرفته در زمینه آزمایش‌های بیرون کشش نشان می‌دهد فقط به بررسی رفتار خاک‌های تک‌لایه (بیشتر خاک ماسه‌یی) پرداخته شده است. از این‌رو جای خالی بررسی رفتار بیرون کشش خاک دولایه ـ ژئوکامپوزیت، باعث شد تا در این تحقیق به مطالعه‌ی این موضوع پرداخته شود. در نتیجه تحقیق حاضر سعی دارد رفتار بیرون‌کشش استاتیکی و رفتار برشی سطح تماس خاک‌های ماسه‌یی و شنی و خاک دولایه‌ی مسلح شده با ژئوکامپوزیت را تحت تنش‌های قائم مختلف با به‌کارگیری دستگاه بیرون‌کشش و دستگاه برش مستقیم بزرگ‌مقیاس، در چارچوب یک مطالعه‌ی آزمایشگاهی بررسی کند. در پایان، ضرایب سطح تماس مؤثر و ضرایب اندرکنش بیرون‌کشش برای خاک‌های تک‌لایه و دولایه معرفی و مقایسه شده‌اند.

## ۲. مطالعات آزمایشگاهی

### ۱.۲. دستگاه برش مستقیم

در تحقیق حاضر برای بررسی رفتار برشی خاک ماسه‌یی، شنی و رفتار برشی سطح تماس ماسه ـ ژئوکامپوزیت و شن ـ ژئوکامپوزیت دستگاه برش مستقیم بزرگ‌مقیاس به ابعاد ۱۵ × ۳۰ × ۳۰ سانتی‌متری آزمایشگاه مکانیک خاک دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره) به کارگرفته شده است. علت اصلی انتخاب دستگاه برش مستقیم بزرگ‌مقیاس، پیشنهاد مستقیم آیین‌نامه‌ی ASTM D5321 است، که در رابطه با به‌دست آوردن مقاومت برشی و زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک مسلح شده با ژئوسنتتیک، باید وسیله‌ی برش بزرگ‌مقیاس استفاده شود. بر پایه‌ی توصیه‌ی استاندارد ASTM D 5321 در این تحقیق برای بررسی رفتار برشی خاک ـ ژئوکامپوزیت، با انجام اصلاحاتی بر روی جعبه‌ی برش مستقیم، از یک قطعه‌ی صلب از جنس فولاد در جعبه‌ی برش زیرین استفاده شده است، به‌طوری‌که ژئوکامپوزیت در ابعاد ۳۰ × ۳۰ سانتی‌متر بر روی قطعه‌ی صلب و دقیقاً در سطح برش قرار گرفت. ژئوکامپوزیت در سطح برش به قطعه‌ی صلب پیچ شد تا در طول آزمایش هیچ‌گونه حرکتی نداشته باشد و کاملاً ثابت باقی بماند. نرخ برش بر پایه‌ی استاندارد در تمام

آزمایش‌ها ثابت و برابر با $1\ \frac{mm}{min}$ نگه داشته شده است. در این مطالعه آزمایش برش مستقیم تا جایی ادامه پیدا کرد که جابه‌جایی افقی به ۴۰ میلی‌متر (تقریباً ۱۷ درصد ابعاد جعبه) برسد. آزمایش‌های برش مستقیم در حالت‌های غیرمسلح و مسلح تحت تنش‌های قائم مشابه ۲۰، ۴۰، ۶۰ و ۸۰ کیلوپاسکال انجام شده است.

## ۲.۲. دستگاه بیرون‌کشش

در این تحقیق انجام آزمایش‌های بیرون‌کشش با به کارگیری دستگاه بیرون‌کشش موجود در آزمایشگاه مکانیک خاک دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره) انجام شده است. دستگاه آزمایش متشکل از جعبه‌ی بیرون‌کشش، تجهیزات اعمال نیروی افقی، پایه‌ی نگهدارنده‌ی جک، بالشتک هوا و سیستم اندازه‌گیری نیرو ـ تغییرمکان است. شکل ۲ نمای کلی از دستگاه بیرون‌کشش را نشان می‌دهد. جعبه‌ی دستگاه ابعادی برابر ۵۰ × ۵۰ × ۹۰ سانتی‌متر دارد که تمامی الزامات و ابعاد حداقلی آیین‌نامه ASTM D ۶۷۰۶-۰۱ را به خوبی برآورده می‌کند. سیستم اعمال نیروی افقی از موتور الکتریکی، گیربکس، شفت‌های رابط و جک بارگذاری تشکیل شده است و قابلیت اعمال نیروی افقی تا ۲ تن را دارد و طول ممکن برای جابه‌جایی آن حدود ۷۵ میلی‌متر است. برای اندازه‌گیری و کنترل تغییرمکان‌ها در جریان آزمایش، یک تغییرمکان‌سنج (LVDT) به گیره‌ی جلویی دستگاه (Frontal) و ۳ عدد دیگر با سیم‌های مخصوص کشش‌ناپذیر در امتداد طول مدفون ژئوکامپوزیت متصل است. این دستگاه قابلیت اعمال فشار قائم یکنواخت را دارد که با به کارگیری کیسه‌ی هوا اعمال شده است. بر پایه‌ی استاندارد ASTM D۶۷۰۶-۰۱ سرعت بارگذاری در تمام آزمایش‌های $1\ \frac{mm}{min}$ در نظر گرفته شده است.

## ۳.۲. مصالح

### ۱.۳.۲. ژئوکامپوزیت

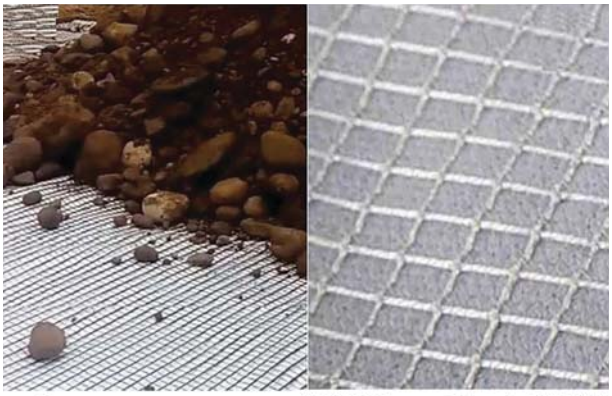
در این تحقیق، از یک نوع ژئوکامپوزیت خاکی تحت نام تجاری GPC۴۰/۴۰ Soil استفاده شده است که ترکیبی از ژئوگرید و ژئوتکستایل است و علاوه‌بر مقاومت کششی ژئوگرید، عملکردهای ژئوتکستایل نظیر جداکنندگی، فیلتراسیون را نیز داراست (شکل ۳الف). محصول ژئوکامپوزیتی خاکی، متشکل از یک ژئوتکستایل بافته‌نشده با الیاف ۱۰۰ درصد پلی‌پروپیلن است که با یک ژئوگرید دوسویه که از بافته شدن الیاف پلی‌استر تولید شده و بیشترین مقاومت را در کمترین کرنش ایجاد می‌کند، مسلح شده است. آزمایش‌های کششی انجام‌شده بر روی ژئوکامپوزیت بر پایه‌ی EN ISO۱۰۳۱۹ [۲۷] نشان می‌دهد که مقاومت کششی نهایی در جهت طولی و عرضی ۴۰ کیلونیوتن برمتر است. این مقادیر میانگین است و در آزمایشگاه‌های تولیدکننده و معتبر به‌دست آمده است. جدول ۱، ویژگی‌های هندسی و مکانیکی ژئوکامپوزیت خاکی GPC Soil۴۰/۴۰ استفاده شده در تحقیق حاضر را نشان می‌دهد. فرایند تولید محصول به گونه‌یی است که در آن پوشش ژئوتکستایل به‌کار رفته با ژئوگرید یکپارچه‌سازی می‌شود و یک محصول واحد را تشکیل می‌دهد. این محصول با توجه به عملکرد فیلتراسیون و مقاومت کششی مناسب می‌تواند در لایه‌های مختلف خاک‌ریز یا بستر خاکی و با توجه به خصوصیت جداکنندگی، در مرز بین دو لایه‌ی خاک با دانه‌بندی متفاوت مانند فصل مشترک خاک‌ریز و بستر سست و ریز، و هم‌چنین ایمن‌سازی شیروانی‌ها در مناطقی که نزولات جوی در آنها زیاد است، کاربرد مناسبی داشته باشد. هم‌چنین مطالعات انجام شده با به‌کارگیری آزمایش CBR بر روی ژئوکامپوزیت مدفون در خاک ماسه‌یی که توسط کارلوس و همکاران (۲۰۱۶) [۲۸] انجام گرفته است، نشان از افزایش ظرفیت باربری خاک مسلح نسبت به حالت غیرمسلح داشته است. ژئوکامپوزیت خاکی استفاده شده در تحقیق حاضر ساخت کشور ایران است و در پروژه‌های مختلفی به‌کار رفته است که از جمله‌ی آنها می‌توان به تقویت بستر و جداکنندگی برای اجرای خاک‌ریز بر روی بستر سست و مستقر بر حفره‌ی کنار گذر میبد ـ اردکان، تقویت بستر خاک‌ریز خطوط جدید راه‌آهن قم ـ گرمسار، تقویت بستر مسیر خط لوله‌ی دامغان کیاسر اشاره کرد (شکل ۳ب).

### ۲.۳.۲. مصالح خاکی

در این تحقیق از دو نوع خاک ماسه‌یی و شنی به عنوان مصالح بستر و خاک‌ریز استفاده شده است. شکل ۴ منحنی‌های دانه‌بندی مربوط به این دو نوع خاک را نشان می‌دهد. برای کاربردی‌تر شدن هرچه بیشتر نتایج، خاک ماسه‌یی از شهرستان بندر انزلی تهیه شد که خاک‌ریزهای مهندسی در این منطقه بر روی این خاک احداث می‌شوند. این خاک دارای دانه‌بندی یکنواخت و اندازه‌ی میانگین ذرات آن

جدول ۱. مشخصات فنی ژئوکامپوزیت خاکی Soil GCP۴۰/۴۰.

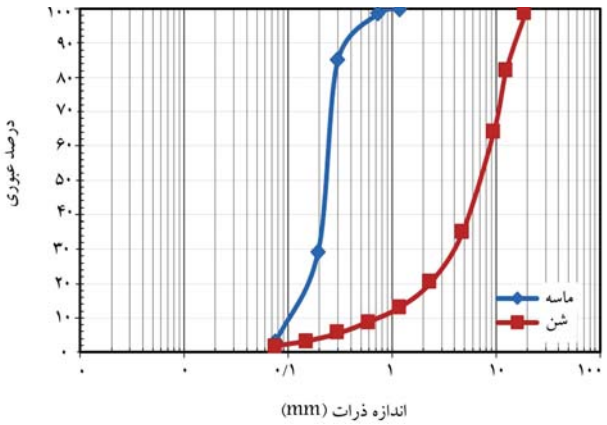
| پارامترها | واحد | مقدار |
|---|---|---|
| مواد اولیه | - | PET/PP |
| مقاومت کششی نهایی در جهت طولی | $kN/m$ | ۴۰ |
| مقاومت کششی نهایی در جهت عرضی | $kN/m$ | ۴۰ |
| کرنش در مقاومت کششی اسمی در جهت طولی | ٪ | ۱۲ |
| ضخامت | mm | ۲/۵ |



الف) ژئوکامپوزیت خاکی Soil GCP ۴۰/۴۰؛ ب) ژئوکامپوزیت خاکی به کار گیری شده در پروژه خط لوله دامغان- کیاسر.

شکل ۳. تصویر ژئوکامپوزیت مورد استفاده در تحقیق حاضر.

شکل ۲. نمای کلی دستگاه بیرون‌کشش بزرگ مقیاس.




**شکل ۴. نمودار دانه‌بندی ماسه و شن.**

**جدول ۲. خصوصیات فیزیکی خاک‌های ماسه‌یی و شنی.**

| پارامترها | شن | ماسه | استاندارد |
|---|---|---|---|
| $D_{10}(mm)$ | ۰/۷۲ | ۰/۱۱ | ASTM D۴۲۲ |
| $D_{30}(mm)$ | ۰/۸۳ | ۰/۲ | ASTM D۴۲۲ |
| $D_{50}(mm)$ | ۷ | ۰/۲۲ | ASTM D۴۲۲ |
| $D_{60}(mm)$ | ۸/۶۲ | ۰/۲۵ | ASTM D۴۲۲ |
| $C_C$ | ۲/۳۵ | ۱/۴۱ | ASTM D۴۲۲ |
| $C_U$ | ۱۱/۸۹ | ۲/۳۶ | ASTM D۴۲۲ |
| $\gamma_{d\,max}(gr/cm^3)$ | - | ۱/۶۵ | ASTM D۴۲۵۳ |
| $\gamma_{d\,min}(gr/cm^3)$ | - | ۱/۳۸ | ASTM D۴۲۵۴ |
| $\gamma_{d\,max}(gr/cm^3)$ (درصد رطوبت بهینه) | ۲/۱۴ | - | ASTM D۱۵۵۷ |
| درصد رطوبت بهینه٪ | ۶/۵ | - | ASTM D۱۵۵۷ |
| طبقه‌بندی | GW | SP | ASTM D۴۲۲ |

۰/۲۲ میلی‌متر است و بر پایه‌ی سیستم طبقه‌بندی متحد در رده‌ی SP (ماسه‌ی بد دانه‌بندی شده) قرار می‌گیرد.

هم‌چنین با توجه به اینکه مصالح خاک‌ریز بیشتر باید درشت‌دانه، مقاوم و با تراکم بالا باشند، خاک شنی در تحقیق حاضر از معدن شن و ماسه‌ی کوهی واقع در جوبن رستم‌آباد گیلان تهیه شده است. مصالح معدن جوبن بیشتر برای اجرای خاک‌ریزهای مهندسی در استان گیلان استفاده شده است. دانه‌های این خاک به‌علت شکسته و تیزگوشه بودن، مناسب برای اجرای خاک‌ریزهای مهندسی است. خاک مورد مطالعه بر پایه‌ی سیستم طبقه‌بندی متحد (USCS)، از نوع GW (شن خوب دانه‌بندی شده) بوده که در آشتو درگروه A-1-a قرار می‌گیرد. خاک شنی برای رسیدن به یک تراکم خاص باید در درصد رطوبت بهینه کوبیده شود. برای تعیین این درصد رطوبت در آزمایشگاه از آزمایش تراکم اصلاح شده (پروکتور اصلاح شده) مطابق استاندارد ASTM D۱۵۵۷ استفاده شده است. خلاصه‌یی از خصوصیات فیزیکی خاک ماسه‌یی و شنی در جدول ۲ نشان داده شده است.

## ۳. آماده‌سازی نمونه‌ها

روند نمونه‌سازی در این تحقیق به‌علت مشابه نبودن خاک‌ها، به‌طور مجزا و در دو بخش برای خاک ماسه‌ی ریز به عنوان بستر خاکی و برای خاک شنی به‌عنوان مصالح خاک‌ریز در جعبه‌ی برش و محفظه‌ی بیرون‌کشش انجام شده است. نمونه‌های بررسی شده شامل خاک‌های تک‌لایه (ماسه ـ ژئوکامپوزیت، شن ـ ژئوکامپوزیت) و دولایه (ماسه ـ ژئوکامپوزیت ـ شن) است. بر پایه‌ی پژوهش حسنی (۱۳۸۸) میانگین درصد تراکم نسبی به‌دست آمده از ماسه‌ی بندر انزلی در عمق (تا ۱۶ متر) تغییرات چندانی نمی‌کند و دارای حدود تقریبی تراکم نسبی ۵۰٪ است.

در نتیجه برای بازسازی مناسب خاک ماسه‌ی انزلی و برای اینکه شرایط تراکمی در آزمایشگاه مشابه شرایط تراکمی محل باشد، نمونه‌سازی ماسه با حدود تقریبی تراکم ۵۰٪ (تراکم محل) و با رطوبت ۳ درصد (رطوبت محل) اجرا شده است. هم‌چنین با توجه به این‌که خاک‌ریزهای مهندسی باید در تراکم‌های بالا اجرا شوند، در این مطالعه در تمام آزمایش‌ها وزن مخصوص خشک خاک شنی، برابر ۹۵ درصد وزن مخصوص خشک حداکثر در نظر گرفته شده است.

### ۱.۳. آزمایش برش مستقیم

۱. ماسه: برای حصول اطمینان از رسیدن خاک ماسه‌یی به تراکم مورد نیاز، پس از مخلوط کردن آن با رطوبت ۳ درصد و پس از ریختن خاک به درون جعبه‌ی آزمایش، تراکم مورد نظر با لرزش اندکی (چکش لرزشی) به‌دست آمد. لرزش مورد نیاز برای دست‌یابی به تراکم مورد نظر طی آزمایش‌های مقدماتی و با سعی و خطا به‌دست آمد. نمونه‌سازی‌های مختلف تنها ۲ درصد تغییرات در نتایج را نشان داد.

۲. شن: پس از مخلوط کردن خاک شنی با درصد رطوبت بهینه، برای توزیع یکنواخت انرژی تراکمی، خاک شنی در پنج لایه‌ی مساوی ریخته و هر لایه با به کارگیری چکش لرزشی برقی متراکم شد.

۳. در پایان سطح خاک به دقت تراز و صفحه بارگذاری روی نمونه مستقر و بار قائم مورد نظر به نمونه اعمال شد.

۴. در نمونه‌های مسلح شده، نخست ژئوکامپوزیت به قطعه‌ی صلب متصل و سپس خاک در جعبه‌ی برش بالایی بر روی ژئوکامپوزیت ریخته و مطابق روند ۱ و ۲ نمونه‌سازی و متراکم شد.

### ۲.۳. آزمایش بیرون‌کشش

ارتفاع خالص درون جعبه ۵۰ سانتی‌متر است که ۵ سانتی‌متر بالای آن به فضای قرارگیری بالشتک هوا بر روی سطح خاک اختصاص دارد. ضخامت خاک در زیر و روی نمونه‌ی ژئوکامپوزیت نزدیک به ۲۲/۵ سانتی‌متر است. نمونه‌سازی در جعبه‌ی آزمایش برای نمونه‌های تک‌لایه، ماسه ـ ژئوکامپوزیت، شن ـ ژئوکامپوزیت و نمونه‌های دولایه، ماسه ـ ژئوکامپوزیت ـ شن به صورت مجزا انجام شده است.

۱. نخست برای رسیدن لایه‌ی زیرین به درصد تراکم مورد نظر، پس از مخلوط کردن خاک ماسه‌یی با رطوبت حدود ۳ درصد، خاک وزن شده از ارتفاع مشخصی و در دولایه هر یک به ضخامت ۱۱/۲۵ سانتی‌متر به درون جعبه‌ی آزمایش ریخته شد و برای به‌دست آمدن تراکم مورد نظر هر لایه با لرزش اندکی (چکش لرزشی) متراکم شد. نمونه‌سازی‌های مختلف فقط ۲/۵ درصد تغییرات در نتایج را نشان داد. در این مرحله ماسه به تراز میانی محفظه‌ی بیرون‌کشش می‌رسد. (در بخش نمونه‌سازی خاک تک‌لایه، نیمه‌ی دیگر جعبه‌ی آزمایش نیز با خاک ماسه‌یی پر شد).

۲. در مرحله‌ی بعد نمونه‌ی ژئوکامپوزیت با نسبت طول به عرض حداقل برابر ۲ (بر

پایه‌ی آیین‌نامه)، طول نزدیک به ۷۳ سانتی‌متر و عرض ۳۵ سانتی‌متر، بر روی خاک به صورت کاملاً افقی قرار داده شده است.

۳. سپس خاک شنی در رطوبت بهینه‌ی ۶/۵ درصد و در پنج لایه نزدیک به ۴/۵ سانتی‌متری (برای یکنواختی ساخت نمونه) و تا رسیدن به ارتفاع ۴۵ سانتی‌متری در قسمت بالایی جعبه ریخته شد و تا رسیدن به وزن مخصوص خشک مورد نظر، هر لایه به‌طور جداگانه متراکم شد. برای حصول اطمینان از رسیدن به تراکم ۹۵ درصد و هم‌چنین توزیع یکنواخت انرژی تراکمی روی سطح نمونه، از یک چکش لرزشی برقی استفاده شده است (در بخش نمونه‌سازی خاک تک‌لایه، نیمه‌ی دیگر جعبه‌ی آزمایش با خاک شنی پر شد). در پایان نمونه‌سازی برای کنترل تراکم مورد نظر، از آزمایش دانسیته در محل برای لایه‌ی زیرین ماسه‌یی و لایه‌ی بالایی شن استفاده شده است.

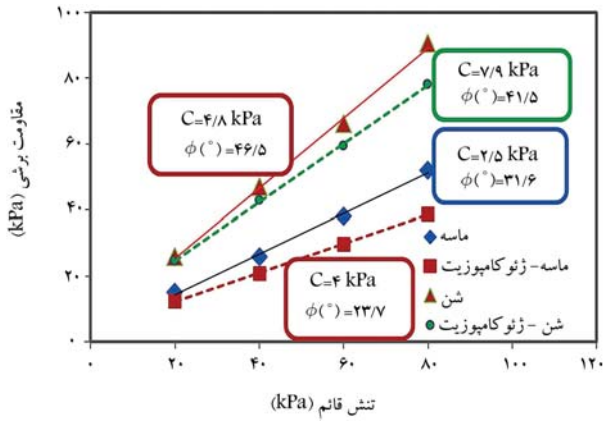
## ۴. نتایج آزمایش

### ۱.۴. نتایج آزمایش برش مستقیم

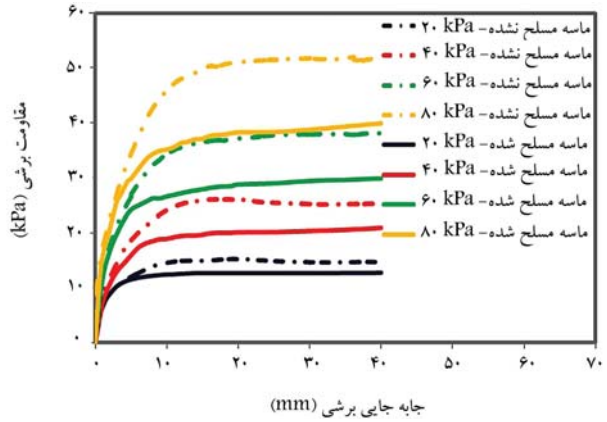
برای تعیین چسبندگی و زاویه‌ی اصطکاک ماسه‌ی بد دانه‌بندی شده (SP) در تراکم ۵۰ درصد و شن خوب دانه‌بندی شده (GW) در تراکم ۹۵ درصد، هم‌چنین چسبندگی ظاهری (ماسه، شن ـ ژئوکامپوزیت) و زاویه‌ی اصطکاک (ماسه، شن ـ ژئوکامپوزیت) و به‌دست آوردن ضرایب سطح تماس مؤثر، ۱۶ آزمایش برش مستقیم بزرگ‌مقیاس تحت تنش‌های قائم ۲۰، ۴۰، ۶۰، ۸۰ کیلوپاسکال انجام شد.

شکل ۵ پوش گسیختگی خاک‌های ماسه‌یی و شنی را در حالت مسلح شده و مسلح نشده نشان می‌دهد. با توجه به شکل زاویه‌ی اصطکاک برای ماسه و شن به ترتیب ۳۱/۶ و ۴۶/۵ درجه، چسبندگی برای ماسه و شن به ترتیب ۲/۵ و ۴/۸ کیلوپاسکال به دست آمد. خاک ماسه‌یی با توجه به ریز و یکنواخت بودن اندازه‌ی دانه‌ها و هم‌چنین تراکم ۵۰ درصد، زاویه‌ی اصطکاک پایینی از خود نشان داد. حاجیانی و همکاران (۲۰۱۵)[۲۹] با انجام ۶۶ آزمایش برش مستقیم، مقاومت برشی و رفتار تغییر حجمی ماسه‌های بندر انزلی را بررسی کردند. بر پایه‌ی آزمایش‌های انجام شده که بر روی سه نوع ماسه با دانه‌بندی‌های مختلف و در تراکم‌های خیلی شل تا بسیار متراکم انجام شد زاویه‌ی اصطکاک داخلی ماسه‌ی انزلی بین ۳۱/۸ تا ۳۹/۷ گزارش شد که تطابق خوبی با نتایج به‌دست آمده در تحقیق حاضر دارد. هم‌چنین شن خوب دانه‌بندی شده در تراکم ۹۵ درصد با توجه به اندازه و شکل ذرات، قفل و بست مناسب دانه‌ها دارای زاویه‌ی اصطکاک و مقاومت برشی بالایی است.

در نتیجه مشخص شده است که ذرات شن با بارگذاری‌های تا ۸۰ کیلوپاسکال دچار شکستگی نمی‌شوند و برای خاک‌ریزهای مهندسی که هدف اولیه‌ی انتخاب این نوع خاک بود مناسب است. نتایج نشان‌دهنده‌ی کاهش زاویه‌ی اصطکاک داخلی و افزایش چسبندگی ظاهری خاک مسلح شده با ژئوکامپوزیت نسبت به خاک غیرمسلح است (شکل ۵)، ولی چون زاویه‌ی اصطکاک داخلی تأثیر بیشتری در مقاومت برشی خاک ـ ژئوکامپوزیت دارد، زمانی که حالت برش مستقیم برقرار باشد، سطح مشترک خاک ـ ژئوکامپوزیت، سطح با پتانسیل لغزش است. جابه‌جایی برشی ژئوکامپوزیت در سطح برش باعث کاهش قفل‌شدگی ذرات خاک با یکدیگر و با سطح مسلح‌کننده می‌شود و این ذرات در امتداد سطح تماس، در جریان برش نمی‌توانند آرایش مجدد بیابند؛ این شرایط باعث کاهش اصطکاک سطح تماس خاک ـ ژئوکامپوزیت شده است. لی او و همکاران (۲۰۰۹)[۶] و ژو یو وی و همکاران



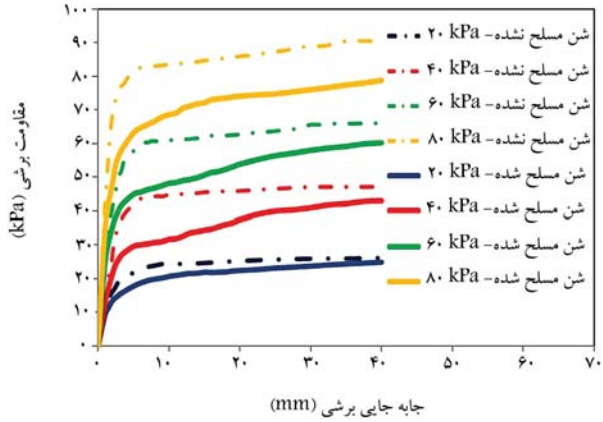

**شکل ۵. پوش گسیختگی ماسه و شن در حالت مسلح نشده و مسلح شده.**




**شکل ۶. تغییرات مقاومت برشی نسبت به جابه‌جایی برشی تحت تنش‌های قائم ۲۰، ۴۰، ۶۰، ۸۰ کیلوپاسکال برای نمونه‌های ماسه مسلح و غیرمسلح.**

(۲۰۱۸)[۱۵] خاک ماسه‌یی و شنی را با ژئوگرید و ژئوتکستایل مسلح کردند و با استفاده از آزمایش برش مستقیم نتایج مشابهی را گزارش دادند؛ آنها نشان دادند مسلح کردن خاک با ژئوسنتتیک می‌تواند باعث کاهش مقاومت برشی خاک شود. آنها بر این باور بودند که اصطکاک پایین بین سطح خاک با سطح ژئوتکستایل، قفل و بست نامناسب بین ذرات خاک و هم‌چنین مناسب نبودن اندازه‌ی چشمه‌های ژئوگرید نسبت به میانگین اندازه‌ی دانه‌های خاک می‌تواند از عوامل کاهش مقاومت برشی خاک ـ ژئوسنتتیک باشد. برای مقایسه‌ی مقاومت برشی در برابر جابه‌جایی برشی خاک‌ها در حالت مسلح و غیرمسلح، منحنی‌های مقاومت برشی ـ جابه‌جایی برشی ماسه مسلح شده و مسلح نشده در شکل ۶ و شن مسلح شده و مسلح نشده در شکل ۷ تحت تنش‌های قائم ۲۰، ۴۰، ۶۰، ۸۰ کیلوپاسکال نشان داده شده است.

شکل ۶ نشان می‌دهد که نمونه‌های خاک ماسه‌یی غیرمسلح در تنش‌های قائم ۲۰ و ۴۰ کیلوپاسکال پس از رسیدن به بیشینه‌ی مقاومت برشی، تا حدودی رفتار نرم‌شوندگی (به دلیل یکنواخت بودن اندازه‌ی ذرات ماسه) از خود نشان می‌دهند و در پایان به حالت برش پایدار می‌رسند. این رفتار در تنش‌های ۶۰ و ۸۰ کیلوپاسکال دیده نشده است و نمونه‌ها پس از جابه‌جایی برشی ۲۵ میلی‌متر تقریباً پایدار باقی می‌مانند. رفتار سخت‌شوندگی و بعد نرم‌شوندگی از خصوصیات ذاتی ذرات ماسه‌ی متراکم در تنش‌های همه‌جانبه پایین است زیرا با جابه‌جایی برشی اندک، مجدداً آرایش قرارگیری ذرات کنار هم ترتیب جدیدی می‌گیرد. البته نمونه‌های ماسه در




**شکل ۷. تغییرات مقاومت برشی نسبت به جابه‌جایی برشی تحت تنش‌های قائم ۲۰، ۴۰، ۶۰، ۸۰ کیلوپاسکال برای نمونه‌های شن مسلح و غیرمسلح.**

این تحقیق به‌علت تراکم پایین این رفتار را کمتر از خود نشان می‌دهند. با توجه به شکل‌های ۶ و ۷ در تمام منحنی‌ها با افزایش تنش قائم، مقاومت برشی خاک‌های ماسه‌یی و شنی در حالت مسلح نشده و مسلح شده افزایش می‌یابد، ولی نرخ افزایش حداکثر مقاومت برشی با افزایش تنش قائم در حالت مسلح شده نسبت به حالت مسلح نشده کمتر است.

تنش تسلیم (نقطه‌ی نظیر بیشترین مقاومت) در خاک‌های ماسه‌یی و شنی غیرمسلح در تمام سربارها به ترتیب در جابه‌جایی برشی حدود ۲۰ تا ۲۵ و ۳۰ تا ۳۵ میلی‌متر اتفاق می‌افتد و نمونه‌ها پس از رسیدن به بیشینه‌ی مقاومت برشی، به حالت برش پایدار می‌رسند. درحالی که مقاومت برشی در نمونه‌های ماسه ـ ژئوکامپوزیت و شن ـ ژئوکامپوزیت با افزایش جابه‌جایی برشی، همواره در حال افزایش است. هم‌چنین مقایسه‌ی شیب منحنی‌های مقاومت برشی ـ جابه‌جایی برشی خاک‌های مسلح نشان می‌دهد که سختی برشی در مراحل اولیه‌ی برش نسبت به خاک غیرمسلح کاهش می‌یابد که نشان می‌دهد جابه‌جایی‌های برشی مورد نیاز برای بسیج کردن بیشینه‌ی مقاومت برشی بین خاک و ژئوکامپوزیت بالاست. این رفتار می‌تواند مربوط به قابلیت کشش ژئوتکستایل بافته نشده‌ی ژئوکامپوزیت باشد که به‌خصوص در تنش‌های قائم بالا باعث کاهش مقاومت برشی شده است. کومار و کریشنا (۲۰۱۶)[۲۲] با مطالعه بر روی رفتار برشی خاک‌های دانه‌یی (سه نوع ماسه با اندازه‌ی ذرات متفاوت) مسلح شده با ژئوتکستایل و ژئوگرید نشان دادند که ساختار و بافت ژئوسنتتیک و اندازه‌ی ذرات خاک نقش مهمی را در مقاومت و سختی برشی خاک ـ ژئوسنتتیک ایفا می‌کند. تونا و همکاران (۲۰۱۲)[۳۰] نشان دادند که خصوصیات بافت ژئوتکستایل تأثیر بسیار مهمی بر مقاومت برشی و زاویه‌ی اصطکاک سطح تماس خاک ـ ژئوتکستایل دارد به‌طوری که ژئوتکستایل‌های بافته نشده باعث می‌شوند جابه‌جایی‌های برشی مورد نیاز برای بسیج کردن بیشینه‌ی مقاومت برشی بین ژئوتکستایل و خاک زیاد شود و از این‌رو شیب اولیه‌ی منحنی‌ها نسبت به نمونه‌های ماسه کمتر شود. در پژوهش حاضر به علت تشکیل شدن ژئوکامپوزیت از ژئوتکستایل بافته نشده با الیاف پلی‌پروپیلن، تسلیح خاک‌های ماسه‌یی و شنی با ژئوکامپوزیت موجب کاهش سختی و افزایش ویژگی شکل‌پذیری این خاک‌ها شده است.

## ۲.۴. ضریب سطح تماس مؤثر

در آزمایش برش مستقیم، پارامتر مهم مورد استفاده برای ارزیابی کارایی تسلیح خاک با ژئوسنتتیک ضریب سطح تماس مؤثر یا ضریب اندرکنش بین خاک و ژئوسنتتیک است که به‌صورت نسبت مقاومت برشی سطح تماس خاک ـ ژئوسنتتیک به مقاومت برشی سطح تماس خاک ـ خاک تعریف شده است.

محققان مختلف، اهمیت به‌کارگیری ضریب اندرکنش را در آزمایش برش مستقیم به‌عنوان پارامتر طراحی بررسی کردند.[۶،۱۴-۱۸،۱۵و۲۳] می‌توان $C_i$ رابه عنوان ضریب اندرکنش یا ضریب سطح تماس مؤثر به صورت رابطه‌ی ۱ تعریف کرد:

$$C_i = \frac{c_a + \sigma_n tan\,\delta_a}{c + \sigma_n tan\,\phi} \qquad (۱)$$

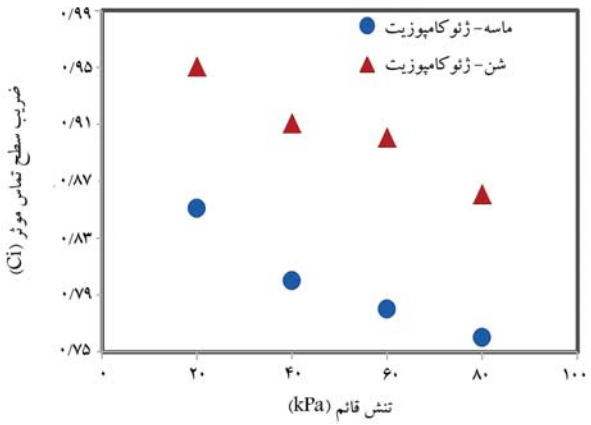
در حالی که $C_a$ چسبندگی بین خاک و ژئوسنتتیک، $\delta_a$ زاویه‌ی اصطکاک سطح تماس خاک ـ ژئوسنتتیک، $c$ چسبندگی خاک، $\phi$ زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک و $\sigma_n$ تنش قائم اعمال شده است. در تحقیق حاضر، محدوده‌ی ضرایب سطح تماس مؤثر در تنش‌های قائم ۲۰، ۴۰، ۶۰ و ۸۰ کیلوپاسکال، برای ماسه ـ ژئوکامپوزیت بین ۰/۷۶ تا ۰/۸۵ و شن ـ ژئوکامپوزیت بین ۰/۸۶ تا ۰/۹۵ متغیر است.

در جدول ۳ فهرستی از نتایج پژوهش‌های انجام‌شده و نتایج تحقیق حاضر به‌صورت مقادیر کمینه و بیشینه ضرایب سطح تماس مؤثر خاک‌های ماسه‌یی و شنی مسلح شده با ژئوسنتتیک که با به‌کارگیری آزمایش برش مستقیم بزرگ مقیاس به دست آمده‌اند، آورده شده است. این جدول نشان می‌دهد که ضرایب سطح تماس مؤثر به‌دست آمده در تحقیق حاضر برای خاک ماسه‌یی و شنی که با ژئوکامپوزیت مسلح شده‌اند با نتایج سایر پژوهش‌ها قابل مقایسه است. ضرایب سطح تماس مؤثر برای خاک‌های دانه‌یی (شن و ماسه در تحقیق حاضر) بین ۰/۷۶ تا ۰/۹۵ متغیر هستند که در مقایسه با مقادیر گزارش شده، نسبت به خاک‌های مسلح شده با ژئوتکستایل مقدار بیشتر و نسبت به خاک‌های مسلح شده با ژئوگرید مقدار کمتری را نشان می‌دهند. بر پایه‌ی پژوهش‌های تاتلیسوز و همکاران (۱۹۹۸)[۳۱] در صورتی که ضریب سطح تماس مؤثر $C_i$ کمتر از ۰/۵ باشد، بدین معنی است که پیوند بین خاک و ژئوسنتتیک ضعیف است و اگر مقدار آن بیشتر از یک باشد، بین خاک و ژئوسنتتیک پیوند قوی برقرار است.

شکل ۸ روند تغییرات ضریب سطح تماس مؤثر را با تنش قائم نشان می‌دهد، با توجه به این شکل، ضرایب سطح تماس مؤثر برای هر دو نوع خاک ماسه‌یی و شنی مسلح شده با ژئوکامپوزیت با افزایش تنش قائم کاهش می‌یابند. آسانا سوپولوس (۲۰۰۲)[۳۲] به این نتیجه رسید که ضریب اندرکنش برای نمونه‌های ماسه ـ ژئوتکستایل

**جدول ۳. ضرایب سطح تماس مؤثر خاک‌های ماسه‌یی و شنی مسلح شده با ژئوسنتتیک‌های مختلف.**

| نوع | | ضریب سطح موثر | نویسنده |
|---|---|---|---|
| خاک | ژئوسنتتیک | | |
| ماسه | ژئوگرید | ۰/۹۳ – ۱/۰۱ | لی یووی (۲۰۰۹)[۶] |
| ماسه | ژئوگرید | ۰/۸۹ – ۰/۹۳ | ژو یووی (۲۰۱۸)[۱۵] |
| شن | ژئوتکستایل | ۰/۸۵ – ۰/۹۵ | لی یووی (۲۰۰۹)[۶] |
| شن | ژئوتکستایل | ۰/۶۲ – ۰/۷۳ | ژو یووی (۲۰۱۸)[۱۵] |
| شن | ژئوگرید | ۰/۷۳ – ۱/۱۶ | نارندا (۲۰۱۸)[۱۴] |
| ماسه | ژئوتکستایل | ۰/۷۲ – ۰/۸۳ | ژو یووی (۲۰۱۸)[۱۵] |
| ماسه | ژئوگرید | ۰/۷۱ – ۰/۹۹ | فیریا (۲۰۱۵)[۳۳] |
| ماسه | ژئوتکستایل | ۰/۵۷ – ۰/۸۵ | فیریا (۲۰۱۵)[۳۳] |
| ماسه | ژئوکامپوزیت | ۰/۵۴ – ۰/۸۱ | فیریا (۲۰۱۵)[۳۳] |
| ماسه | ژئوکامپوزیت | ۰/۷۶ – ۰/۸۵ | تحقیق حاضر |
| شن | ژئوکامپوزیت | ۰/۸۶ – ۰/۹۵ | تحقیق حاضر |




**شکل ۸. ضرایب سطح تماس مؤثر برای نمونه‌های ماسه ـ ژئوکامپوزیت و شن ـ ژئوکامپوزیت در تنش‌های قائم متفاوت.**

با افزایش تنش قائم کاهش می‌یابد. هم‌چنین نارندرا و همکاران (۲۰۱۸)[۱۴] نشان دادند که در تنش‌های قائم ۶۰ به ۹۰ کیلوپاسکال، خاک شنی مسلح شده با ژئوگرید با کاهش ضریب اندرکنش مواجه می‌شود. پالمریا (۲۰۰۹)[۵] گزارش کرد که درگیری ذرات خاک با الیاف ژئوتکستایل بستگی به اندازه‌ی ذرات خاک و خصوصیات سطح ژئوتکستایل دارد.

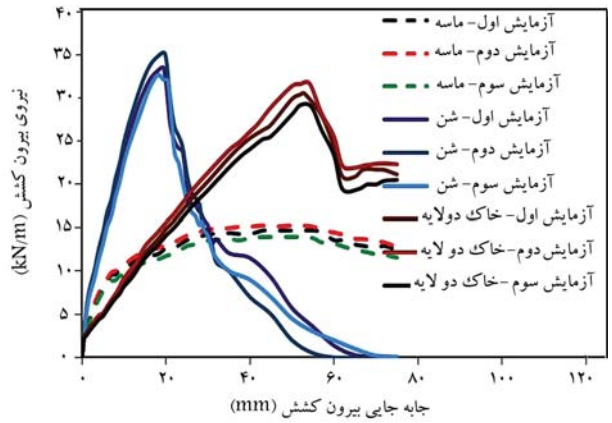
گمان می‌رود مقاومت برشی اندازه‌گیری‌شده از ماسه ـ ژئوکامپوزیت و شن-ژئوکامپوزیت می‌تواند ترکیبی از اصطکاک بین خاک و سطح ژئوکامپوزیت و مقاومت قفل و بست بین ذرات خاک باشد. هم‌چنین ژئوگریدهای یکپارچه‌سازی شده بر روی ژئوتکستایل بافته نشده، باعث افزایش زبری سطح ژئوکامپوزیت می‌شود. افزایش ضرایب سطح تماس مؤثر برای خاک شنی نسبت به خاک ماسه‌یی، می‌تواند مربوط به قفل و بست مناسب ذرات شن و توانایی فرو رفتن ذرات تیزگوشه‌ی شن در بافت ژئوکامپوزیت باشد؛ هم‌چنین ذرات شن به دلیل درشت‌دانه و تیزگوشه بودن درگیری بیشتری با گریدهای برجسته بر روی سطح ژئوکامپوزیت ایجاد می‌کنند، ولی دانه‌های خاک ماسه‌یی به دلیل گردگوشه بودن ذرات به آسانی بر روی سطح ژئوکامپوزیت می‌لغزند.

## ۳.۴. نتایج آزمایش بیرون‌کشش

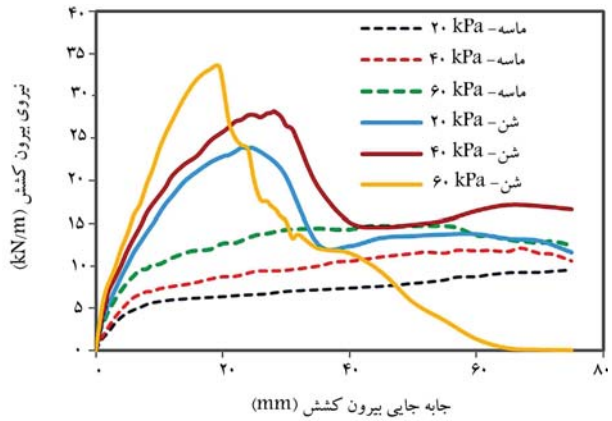
برای اطمینان از تکرارپذیری نتایج، هر آزمایش بیرون کشش سه بار تحت شرایط فیزیکی یکسان انجام شده است. شکل ۹ نتایج آزمایش‌های بیرون‌کشش و تکرارپذیری آنها را در تنش‌قائم ۶۰ کیلوپاسکال نشان می‌دهد. اختلاف نیروی بیشینه‌ی بیرون کشش در هر سه آزمایش انجام‌شده با یکدیگر کمتر از ۵ درصد بوده که بیانگر تکرارپذیری قابل قبول نتایج است. برای بررسی رفتار بیرون‌کشش خاک‌های مسلح شده با ژئوکامپوزیت در حالت تک‌لایه و دولایه، شش سری آزمایش بیرون‌کشش بر روی ماسه ـ ژئوکامپوزیت و شن ـ ژئوکامپوزیت و سه سری آزمایش در حالت ماسه ـ ژئوکامپوزیت ـ شن با به‌کارگیری دستگاه بیرون‌کشش بزرگ‌مقیاس در سه تنش قائم ۲۰، ۴۰ و ۶۰ کیلوپاسکال انجام شده است.

### ۱.۳.۴. ماسه ـ ژئوکامپوزیت و شن ـ ژئوکامپوزیت

شکل ۱۰ منحنی‌های نیروی بیرون کشش در برابر جابه‌جایی جلویی نمونه‌ی (اندازه‌گیری شده در لبه‌ی چسبیده به گیره دستگاه (Frontal))، برای خاک‌های ماسه‌یی و شنی مسلح شده با ژئوکامپوزیت در تنش‌های قائم ۲۰، ۴۰ و ۶۰ کیلوپاسکال را نشان می‌دهد. در هر دو مورد خاک ماسه‌یی و شنی با افزایش




**شکل ۹. نتایج آزمایش‌های تکرارپذیری نیروی بیرون‌کشش در برابر جابجایی (جلویی) در تنش قائم ۶۰ کیلوپاسکال.**



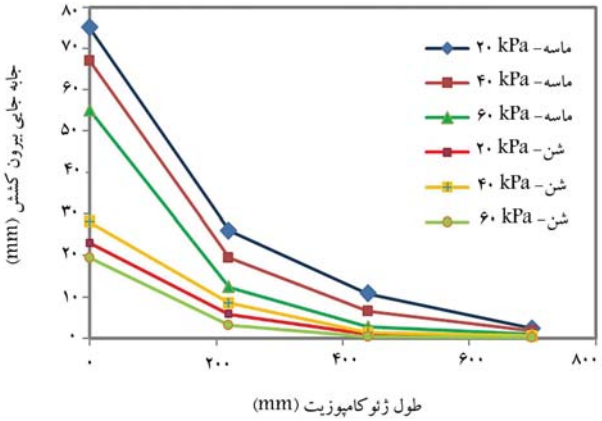

**شکل ۱۰. تغییرات نیروی بیرون‌کشش در برابر جابه‌جایی (جلویی) ماسه ـ ژئوکامپوزیت، شن ـ ژئوکامپوزیت تحت تنش‌های قائم ۲۰، ۴۰، ۶۰ کیلوپاسکال.**

تنش‌های قائم، نیروهای بیرون‌کشش و جابه‌جایی‌های متناظر با آن افزایش می‌یابد. مطابق شکل ۱۰، در خاک ماسه‌یی، بیشینه‌ی نیروی بیرون کشش تحت تنش‌های قائم ۲۰، ۴۰ و ۶۰ کیلوپاسکال به ترتیب ۹/۵، ۱۲/۱، ۱۴/۷ کیلونیوتن‌برمتر است که در جابه‌جایی‌های ۷۵، ۶۷ و ۵۵ میلی‌متر رخ می‌دهد. از نمودارهای خاک ماسه‌یی مشاهده می‌شود که افزایش نیروی بیرون‌کشش در مراحل ابتدایی آزمایش‌ها نسبتاً شدید است؛ در مرحله‌ی بعد با افزایش جابه‌جایی، نرخ افزایش مقاومت کاهش می‌یابد که می‌تواند به دلیل پارگی جزئی در الیاف ژئوتکستایل ژئوکامپوزیت باشد تا نمونه به مقاومت حداکثر خود برسد و در مرحله‌ی پایانی با افزایش جابه‌جایی، مقاومت نمونه تا انتهای آزمایش روند نزولی از خود نشان می‌دهد (جز نمونه‌ی ماسه‌ای تحت سربار ۲۰ کیلوپاسکال که با افزایش جابه‌جایی مقاومت همواره در حال افزایش است). از شکل ۱۰، می‌توان برداشت کرد که در خاک شنی، بیشینه‌ی نیروی بیرون‌کشش تحت تنش‌های قائم ۲۰، ۴۰ و ۶۰ کیلوپاسکال به ترتیب ۲۳/۸۹، ۲۸/۲ و ۳۳/۴ کیلونیوتن‌برمتر است که در جابه‌جایی‌های ۲۳، ۲۸/۱ و ۱۹/۵ رخ می‌دهد. نتایج خاک شنی نشان می‌دهد که نیروی بیرون‌کشش با جابه‌جایی جلویی نمونه با شیب نسبتاً تندی افزایش می‌یابد تا زمانی که به مقدار بیشینه برسد.

پس از این مرحله نمونه‌های تحت سربار ۲۰ و ۴۰ کیلوپاسکال به دلیل پارگی بخش‌هایی از الیاف ژئوتکستایل، الیاف پلی‌استر ژئوگرید و سوراخ‌های ایجاد شده در سطح ژئوکامپوزیت، افت مقاومتی حدود ۵۰ درصد از خود نشان می‌دهند، با این

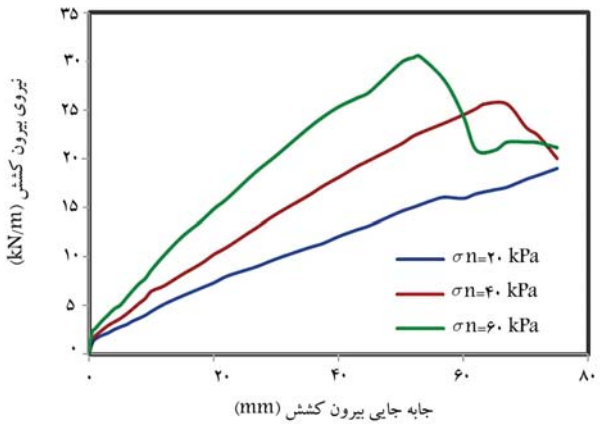
الف) مدفون در خاک شنی با سربار ۴۰ kPa؛ ب) مدفون در خاک شنی با سربار ۶۰ kPa.

شکل ۱۱. نمونه‌های ژئوکامپوزیت پس از آزمایش بیرون‌کشش.

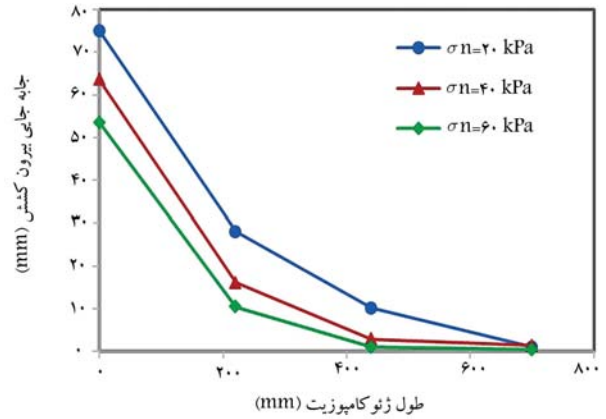



شکل ۱۲. توزیع جابجایی در طول نمونه ماسه ـ ژئوکامپوزیت و شن ـ ژئوکامپوزیت در بیشینه نیروی بیرون‌کشش در تنش‌های قائم ۲۰، ۴۰، ۶۰ کیلوپاسکال.

وجود الیاف پلی‌استر مربوط به ژئوگرید باعث شده است ساختار کلی ژئوکامپوزیت حفظ شود و به دنبال افزایش جابه‌جایی، مقاومت بیرون‌کشش تا انتهای آزمایش ثابت باقی بماند و به حالت تقریباً پایدار برسد (شکل ۱۰ و ۱۱ الف). ولی نمونه‌ی تحت سربار ۶۰ کیلوپاسکال پس از اینکه به مقاومت بیشینه می‌رسد به‌دلیل پاره‌شدن ژئوتکستایل و هم‌چنین بخش زیادی از الیاف ژئوگرید دوسویه، مقاومت بیرون‌کشش با افزایش جابه‌جایی تا انتهای آزمایش با شیب تندی کاهش می‌یابد (شکل ۱۰ و ۱۱ ب). با به‌کارگیری جابه‌جایی‌سنج‌های (LVDT) نصب شده در طول نمونه ژئوکامپوزیت به ترتیب در فواصل ۲۲، ۴۴ و ۷۰ سانتی‌متری از گیره‌ی جلویی دستگاه، تغییرات جابه‌جایی نمونه بررسی شده است. شکل ۱۲ تغییرات جابه‌جایی نمونه‌ی ژئوکامپوزیت در طول آن را در نیروی بیرون کشش بیشینه به‌ازای تنش‌های سربار مختلف نشان می‌دهند. بررسی‌ها نشان‌دهنده‌ی این است که در تمام نمونه‌ها با افزایش فاصله از محل اعمال بار بیرون‌کشش، جابه‌جایی‌ها در طول ژئوکامپوزیت گرایش به کاهش دارند. بدون توجه به اندازه‌ی سربار و نوع خاک، تنش برشی تقریباً در سرتاسر نمونه‌ها بسیج شده و بیشترین مقدار تغییرشکل در نیمه‌ی طول واقع در نزدیکی گیره متمرکز شده و جابه‌جایی گیره (جابه‌جایی جلویی) بیشترین اندازه را از خود نشان می‌دهد، اندازه‌ی این جابه‌جایی‌ها در ژئوکامپوزیت مدفون در خاک ماسه‌یی بیشتر است (شکل ۱۲). به دلیل بسیج شدن بیشینه مقاومت بیرون‌کشش ژئوکامپوزیت مدفون در خاک شنی در جابه‌جایی‌های کمتر، توزیع جابه‌جایی با افزایش فاصله از نقطه‌ی اعمال جابه‌جایی به شدت کاهش می‌یابد، به‌طوری‌که تغییرشکل‌های




شکل ۱۳. تغییرات نیروی بیرون‌کشش در برابر جابه‌جایی ماسه ـ ژئوکامپوزیت ـ شن (دو لایه) با تنش‌های قائم ۲۰، ۴۰، ۶۰ کیلوپاسکال.




شکل ۱۴. توزیع جابه‌جایی در طول نمونه‌ی ماسه ـ ژئوکامپوزیت ـ شن (دولایه) در بیشینه‌ی نیروی بیرون‌کشش در تنش‌های قائم ۲۰، ۴۰، ۶۰ کیلوپاسکال.

اندازه‌گیری شده در انتهای آزاد نمونه‌ی ژئوکامپوزیت در تمام سربارها تقریباً صفر است (شکل ۱۲). در خاک ماسه‌یی با افزایش تنش قائم، تغییر شکل‌ها در طول نمونه‌ی ژئوکامپوزیت کاهش می‌یابد، در حالی که در خاک شنی این روند افزایشی و سپس کاهشی است.

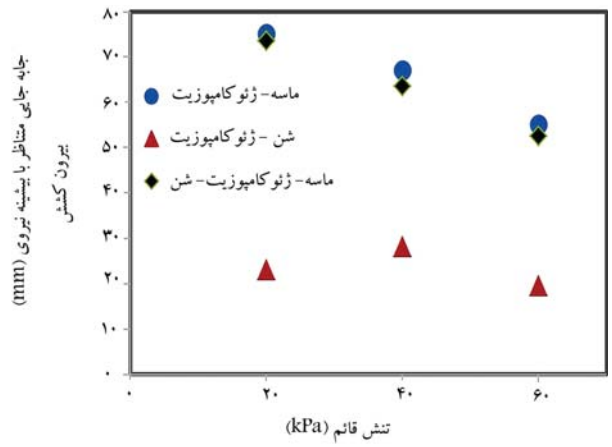
### ۲.۳.۴. خاک دولایه (ماسه ـ ژئوکامپوزیت ـ شن)

منحنی‌های نیروی بیرون‌کشش در برابر جابه‌جایی جلویی نمونه و نمودار توزیع جابه‌جایی‌ها در طول نمونه‌های ژئوکامپوزیت در نیروی بیرون‌کشش حداکثر برای خاک دولایه (ماسه ـ ژئوکامپوزیت ـ شن) در تنش‌های قائم ۲۰، ۴۰ و ۶۰ کیلوپاسکال به ترتیب در شکل‌های ۱۳ و ۱۴ نشان داده شده است. بررسی نمودارهای شکل ۱۳ نشان می‌دهد که در خاک دولایه، بیشینه‌ی مقاومت بیرون‌کشش در برابر جابه‌جایی جلویی نمونه با تنش‌های قائم ۲۰، ۴۰ و ۶۰ کیلوپاسکال به ترتیب ۱۹، ۲۵/۶ و ۳۰/۴ کیلونیوتن‌برمتر است که در جابه‌جایی‌های ۷۵، ۶۳/۵ و ۵۳ میلی‌متر رخ می‌دهد. نتایج نشان‌دهنده‌ی افزایش نیروی بیرون‌کشش با افزایش تنش قائم است. بررسی نمودارها نشان می‌دهد که در نمونه‌ی با سربار ۴۰ کیلوپاسکال مقاومت بیرون‌کشش نخست به یک نقطه‌ی بیشینه می‌رسد و پس از این مرحله به علت فرورفتن ذرات تیزگوشه‌ی شن درون ژئوتکستایل بافته‌نشده، الیاف پلی‌پروپیلن دچار پارگی‌های موضعی می‌شود که باعث کاهش مقاومت بیرون‌کشش می‌شود. بسیج بیشینه‌ی مقاومت بیرون‌کشش برای نمونه‌ی تحت سربار ۶۰ کیلوپاسکال در جابه‌جایی

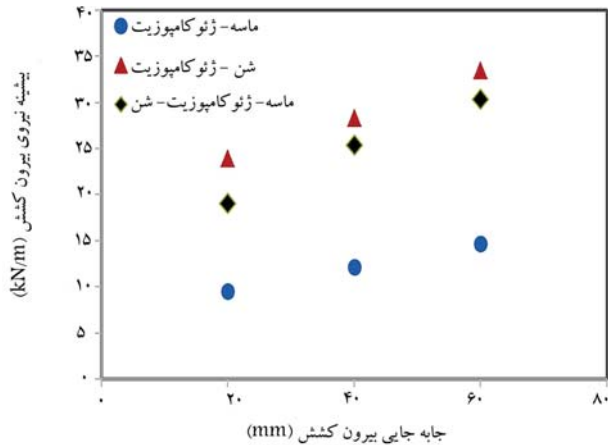
کمتری نسبت به نمونه‌های دیگر اتفاق می‌افتد، با وجود پارگی بخش زیادی از الیاف ژئوتکستایل و افت مقاومت حدود ۳۰ درصد نسبت به مقاومت بیشینه، الیاف پلی‌استر مربوط به ژئوگرید دوسویه باعث شده با افزایش جابه‌جایی، مقاومت بیرون‌کشش افت بیشتری نداشته باشد (حتی کمی افزایش مقاومت نشان می‌دهد) و با مقاومت حدود ۲۰ کیلونیوتن‌برمتر تا انتهای آزمایش تقریباً ثابت باقی بماند. جابه‌جایی‌های ثبت شده در هر بیشینه‌ی نیروی بیرون‌کشش، توزیع غیرخطی جابه‌جایی را در تمام سربارها در طول نمونه‌ی ژئوکامپوزیت مدفون در خاک دولایه نشان می‌دهد. این توزیع غیرخطی در شکل ۱۴ برای خاک دولایه به‌وضوح دیده می‌شود. جابه‌جایی‌ها با فاصله از محل اعمال بار بیرون‌کشش به‌علت ماهیت تغییرشکل‌پذیری ژئوکامپوزیت و شکل‌گیری سازوکار گسیختگی پیش‌رونده در طول سطح تماس، کاهش می‌یابند.

مقایسه‌ی نتایج خاک دولایه و خاک ماسه‌یی نشان می‌دهد که بیشینه‌ی نیروی بیرون‌کشش تقریباً در جابه‌جایی‌های نزدیک به هم اتفاق می‌افتد؛ از طرفی تغییرشکل‌پذیری نمونه‌ی ژئوکامپوزیت در خاک دولایه به‌طور چشم‌گیری نسبت به خاک شنی بیشتر است (شکل ۱۵). این رفتار خصوصاً در بخش جلویی نمونه و در تمام تنش‌های قائم مشاهده شده است. در واقع جابه‌جایی‌های مورد نیاز برای بسیج‌کردن بیشینه‌ی مقاومت بیرون‌کشش ژئوکامپوزیت در خاک دولایه بیشتر از خاک شنی است. همانند خاک تک‌لایه در تمام تنش‌های قائم، در خاک دولایه نیز بیشترین تغییرشکل در قسمت جلویی نمونه‌ها رخ می‌دهد. علت این رفتار آن است که با وارد آمدن نیروی بیرون‌کشش به ژئوکامپوزیت مدفون‌شده در خاک، نخست نقاط ابتدایی نمونه که به گیره نزدیک‌ترند نیرو می‌گیرند و این نیرو باعث به حرکت در آمدن این نقاط و در سرانجام درگیری این نقاط با ذرات خاک می‌شود، در نتیجه بخش انتهایی ژئوکامپوزیت پس از نقاط ابتدایی نیرو کسب می‌کند و نیز میزان جابه‌جایی کمتری نسبت به نقاط ابتدایی خواهد داشت. نتایج مشابهی توسط موراچی و همکاران (۲۰۰۶)[۱۷]، چی وان و همکاران (۲۰۱۲)[۲۳] و فیریرا و همکاران (۲۰۲۰ و ۲۰۱۵)[۲۵-۲۶] گزارش شده است. نیروی بیرون‌کشش بیشینه در ژئوکامپوزیت مدفون در خاک دولایه تحت تنش قائم ثابت، به‌طور چشم‌گیری نسبت به حالت ماسه ـ ژئوکامپوزیت بیشتر است (به طور میانگین ۱۳ درصد)، (شکل ۱۶). اندازه‌ی ذرات و توزیع دانه‌بندی خاک، تأثیر زیادی در ضخامت باند برشی و مقاومت در برابر بیرون کشیده شدن و بنابراین پایداری کلی سازه‌های خاک مسلح خواهد داشت عبدی و همکاران (۲۰۱۷)[۳۴]. در واقع در خاک دولایه، لایه‌ی شنی به دلیل درشت‌دانه بودن ذرات و تراکم بالا تأثیر چشم‌گیری در ضخامت باند برشی و مقاومت بیرون کشیده شدن دارد و لایه‌ی ماسه با توجه به ریزدانه و یکنواخت بودن ذرات، باعث شکل‌پذیر شدن رفتار بیرون‌کشش خاک دولایه ـ ژئوکامپوزیت می‌شود و باعث به تأخیر افتادن گسیختگی و افزایش جابه‌جایی می‌شود. در تنش قائم ثابت، تک‌لایه و دولایه بودن خاک تأثیر مستقیم بر مقاومت بیرون‌کشش و جابه‌جایی متناظر با آن دارد. بر اساس تعریف فیریرا و همکاران (۲۰۱۶)[۲۵] دو نوع گسیختگی در آزمایش بیرون‌کشش ممکن است صورت گیرد. گسیختگی که در سطح تماس زیرین و بالایی مسلح‌کننده اتفاق می‌افتد و متعاقب آن مسلح‌کننده از درون خاک بیرون کشیده خواهد شد، به این نوع گسیختگی حالت بیرون‌کشش اطلاق می‌شود. نوع دیگر گسیختگی می‌تواند به‌دلیل عدم مقاومت کششی و در نتیجه پارگی ژئوسنتتیک باشد. بررسی نتایج نشان می‌دهد که افزایش تنش قائم در خاک تک‌لایه و دولایه باعث تغییر در نوع گسیختگی شده است.

به‌طوری‌که برای نمونه‌های آزمایش شده بر روی خاک‌های ماسه‌یی تحت سربارهای ۴۰ و ۶۰ کیلوپاسکال و خاک شنی تحت سربارهای ۲۰ و ۴۰ کیلوپاسکال، گسیختگی ناشی از لغزش ژئوکامپوزیت در طول سطح تماس رخ




**شکل ۱۵. تغییرات جابه‌جایی متناظر با بیشینه‌ی مقاومت بیرون‌کشش در برابر تنش قائم.**




**شکل ۱۶. تغییرات بیشینه‌ی نیروی بیرون‌کشش در برابر تنش قائم.**

می‌دهد (گسیختگی بیرون‌کشش، شکل ۱۱الف). در مقابل، نمونه‌ی شنی تحت سربار ۶۰ کیلوپاسکال گسیختگی کششی را تجربه می‌کند (پارگی ژئوکامپوزیت در کشش، شکل ۱۱ب). هم‌چنین در نمونه‌های خاک دولایه تحت سربارهای ۴۰ و ۶۰ کیلوپاسکال گسیختگی بیرون‌کشش اتفاق می‌افتد در حالی که نمونه‌ی تحت سربار ۲۰ کیلوپاسکال گسیختگی رخ نمی‌دهد. افزایش تنش قائم و افزایش قفل بست ذرات، انتقال تنش‌ها را در طول نمونه‌های ژئوکامپوزیت محدود کرده و باعث افزایش تنش و تغییر شکل نزدیک محل بارگذاری شده است و در نتیجه منجر به گسیختگی در قسمت جلویی (نزدیک به گیره) نمونه‌ی ژئوکامپوزیت می‌شود. این رفتار در خاک شنی به‌خصوص در تنش قائم ۶۰ کیلوپاسکال به وضوح دیده می‌شود. برای اهداف طراحی، مقاومت بیرون کشش خاک ـ ژئوکامپوزیت باید با درنظر گرفتن مقدار محدوده‌ی تغییرشکل قابل قبول پروژه تعیین شود.

چی وان و همکاران (۲۰۱۲)[۲۳] با انجام آزمایش بیرون‌کشش بزرگ‌مقیاس بر روی ژئوتکستایل مدفون در خاک ماسه‌ی بدانه‌بندی‌شده در تراکم ۶۰ درصد، نشان دادند که افزایش تنش قائم باعث تغییر در نوع گسیختگی می‌شود؛ هم‌چنین رفتار مشابهی را در خاک شنی مسلح شده با ژئوگرید دیدند. فیریرا و همکاران (۲۰۲۰)[۲۶] با به‌کارگیری آزمایش بیرون‌کشش رفتار بیرون کششی ژئوگرید، ژئوکامپوزیت تک‌سویه با سختی بالا (ژئوتکستایل با مقاومت بالا) و یک ژئوتکستایل بافته نشده مدفون در خاک ماسه‌یی لای‌دار را بررسی کردند. آزمایش‌های بیرون‌کشش در تراکم‌های

۵۰ و ۸۵ درصد و تنش قائم ثابت ۲۵ کیلوپاسکال انجام شد. آنها نشان دادند که گسیختگی در تراکم ۵۰ درصد، در ژئوکامپوزیت و ژئوتکستایل از نوع برون‌کشش و در تراکم ۸۵ درصد، در ژئوکامپوزیت و ژئوگرید از نوع گسیختگی کششی رخ می‌دهد. می‌توان نتیجه گرفت که بدون توجه به نوع خاک و تک‌لایه و دولایه بودن خاک، تنش قائم عامل مؤثری برای افزایش مقاومت برون‌کشش و حالت گسیختگی خاک ـ ژئوکامپوزیت است و هم‌چنین اثر چشم‌گیری بر جابه‌جایی در بیشینه‌ی مقاومت برون‌کشش دارد.

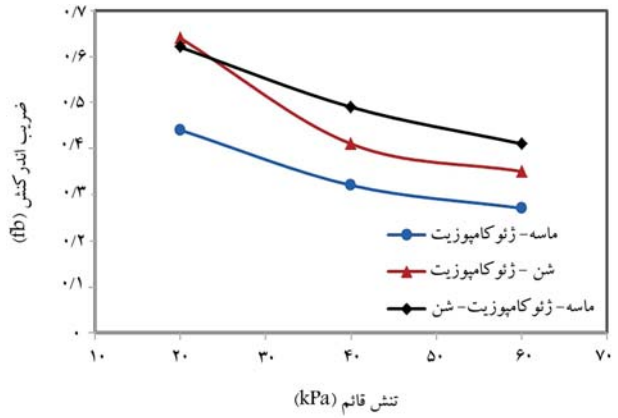
### ۳.۳.۴. ضریب اندرکنش برون‌کشش

ضریب اندرکنش برون‌کشش یک پارامتر مهم برای طراحی سازه‌های خاک مسلح شده با ژئوسنتتیک است. درطراحی سازه‌های خاکی مسلح، از ضریب اندرکنش خاک ـ مسلح‌کننده ($f_b$) برای بررسی طول مهاربندی مسلح‌کننده در پشت گوه‌ی گسیختگی استفاده می‌شود. این ضریب، مقاومت سطح مشترک خاک ـ ژئوسنتتیک را در شرایط بارگذاری برون‌کشش با مقاومت برشی داخلی خاک تحت تنش‌های قائم مشابه مقایسه می‌کند.[۲۵] ضریب اندرکنش برون‌کشش را می‌توان به‌صورت رابطه‌ی ۲ تعریف کرد:

$$f_b = \frac{\tau^{max}_{pullout}\sigma_n}{\tau^{max}_{direct\,shear}\sigma_n} \qquad (۲)$$

جایی که $\tau^{max}_{pullout}$ حداکثر تنش برشی بسیج شده در سطح مشترک خاک ـ ژئوسنتتیک در طول آزمایش برون‌کشش، تحت تنش قائم $\sigma_n$، $\tau^{max}_{direct\,shear}$ مقاومت برش مستقیم خاک تحت تنش قائم $\sigma_n$ است.

در تحقیق حاضر ضرایب اندرکنش برون‌کشش برای ماسه ـ ژئوکامپوزیت از ۰/۲۷ تا ۰/۴۴ و برای شن ـ ژئوکامپوزیت از ۰/۳۵ تا ۰/۶۴ متغیر است. هم‌چنین زمانی که ژئوکامپوزیت در سطح مشترک ماسه و شن قرار می‌گیرد مقادیر ضریب اندرکنش بین ۰/۴ تا ۰/۶۱ متغیر است. با توجه به اینکه ضریب اندرکنش برون‌کشش به عوامل متعددی از جمله مقاومت برشی خاک، اصطکاک بین خاک و ژئوسنتتیک، زبری سطح ژئوسنتتیک، نوع و اندازه‌ی ذرات خاک بستگی دارد، در نتیجه در ادبیات فنی محدوده‌ی گسترده‌یی از ضرایب اندرکنش برون کشش را می‌توان یافت. برای نمونه، چی وان و همکاران (۲۰۱۱)[۲۳] گزارش دادند که مقادیر ضرایب اندرکنش برای ماسه ـ ژئوتکستایل و ماسه ـ ژئوگرید به ترتیب ۰/۴۸ — ۰/۴ و ۰/۵۱ — ۰/۶۸ برای شن ژئوتکستایل و شن ـ ژئوگرید به ترتیب ۰/۱۸ — ۰/۲۴ و ۰/۶۵ — ۱/۲۵ متغیر است. هیگد و همکاران (۲۰۱۸)[۳۵] مقادیری از ۰/۳ تا ۰/۶۵ را برای ضرایب اندرکنش ژئوتکستایل مدفون در خاک ماسه‌یی ارائه دادند. هم‌چنین مطالعاتی که توسط فیریرا و همکاران (۲۰۲۰)[۲۶] بر روی ماسه ـ ژئوگرید، ماسه ـ ژئوتکستایل و ماسه ـ ژئوکامپوزیت انجام شد نشان داد که میانگین ضرایب اندرکنش به ترتیب ۰/۴۲، ۰/۳ و ۰/۳۴ است. با مقایسه‌ی مقادیر ضریب اندرکنش بیرون‌کشش به‌دست آمده در مطالعه‌ی حاضر با گزارش‌های ارائه شده در پیشینه‌ی فنی می‌توان نتیجه گرفت که ضرایب اندرکنش بیرون کشش خاک ـ ژئوکامپوزیت در این تحقیق در محدوده‌ی ضرایب خاک ـ ژئوتکستایل و خاک ـ ژئوکامپوزیت گزارش شده است و در مقایسه با ضرایب اندرکنش خاک ـ ژئوگرید محدوده‌ی کمتری را نشان می‌دهد. یکی از دلایل کاهش ضریب اندرکنش بیرون‌کشش می‌تواند گسیختگی کششی یا پارگی الیاف ژئوکامپوزیت به‌دلیل مدفون شدن در خاک شنی متراکم باشد. فیریرا و همکاران (۲۰۲۰ و ۲۰۱۶)[۲۵-۲۶] گزارش کردند که یکی از دلایل کاهش ضریب اندرکنش خاک ـ ژئوسنتتیک می‌تواند ناشی از گسیختگی ژئوسنتتیک باشد، به ویژه زمانی که نمونه‌ها در خاک متراکم قرار می‌گیرند. اگرچه مقاومت برشی خاک و مقاومت بیرون‌کشش با افزایش تنش قائم افزایش می‌یابند،




**شکل ۱۷. تغییرات ضریب اندرکنش بیرون‌کشش در برابر تنش قائم.**

ولی شکل ۱۷ نشان می‌دهد که با افزایش تنش قائم، ضریب اندرکنش بیرون‌کشش در خاک تک‌لایه و دو لایه کاهش می‌یابد، این مسئله می‌تواند به رفتار غیرخطی نیروی بیرون‌کشش خاک ـ ژئوکامپوزیت و مقاومت برشی خاک با افزایش تنش سربار مربوط باشد. در واقع با افزایش تنش قائم، نرخ افزایش مقاومت برشی خاک نسبت به مقاومت برشی ناشی از بیرون‌کشش بیشتر است، در نتیجه بر پایه‌ی رابطه‌ی ۲ هر چه تنش قائم افزایش یابد ضریب اندرکنش کاهش می‌یابد. دلیل این رفتار می‌تواند به قابلیت کشش ژئوکامپوزیت در تنش‌های قائم بالاتر مربوط باشد که موجب تعدیل توزیع تنش‌های برشی و در نتیجه نیروی بیرون کشش شده است. کومار و کریشنا (۲۰۱۶)[۲۲]، چی وان و همکاران (۲۰۱۲)[۲۳] اعتقاد دارند که دلیل کاهش مقاومت برشی بیرون‌کشش نسبت به مقاومت برشی در برش مستقیم می‌تواند مربوط به تأثیر تغییر شکل به‌وجود آمده در خاک ـ ژئوسنتتیک در شرایط آزمایش بیرون‌کشش باشد که در برش مستقیم محاسبه نمی‌شود. ماسه‌ی انزلی دارای دانه‌های کاملاً یکنواخت و ریز است به آسانی با سطح ژئوکامپوزیت قفل و بست نمی‌شود و در طول سطح ژئوکامپوزیت می‌لغزد، ولی خاک شنی به‌دلیل درشت‌دانه بودن ذرات، دانه‌بندی مناسب، و زاویه‌ی اصطکاک داخلی بالا اندرکنش مناسب‌تری را با ژئوکامپوزیت از خود نشان می‌دهد. بررسی ضرایب اندرکنش بیرون‌کشش در خاک تک‌لایه و دولایه نشان می‌دهد که قرارگیری ژئوکامپوزیت در سطح مشترک خاک دولایه باعث افزایش ضریب اندرکنش می‌شود که به‌طور مستقیم به تنش سربار وابسته است، با افزایش تنش سربار، اندرکنش خاک دو لایه ـ ژئوکامپوزیت نسبت به خاک تک‌لایه ژئوکامپوزیت بیشتر شده است. در واقع قابلیت بسیج شدن مقاومت بیرون‌کشش ژئوکامپوزیت نسبت به مقاومت برشی خاک مدفون‌شده در آن، در حالت دولایه بیشتر از تک‌لایه است. به‌طورکلی می‌توان اظهار داشت اندرکنش خاک-ژئوکامپوزت علاوه‌بر تنش سربار به نوع و اندازه‌ی ذرات خاک، تک‌لایه و دولایه بودن خاک حساس است.

## ۵. نتیجه‌گیری

در تحقیق حاضر، با به‌کارگیری دستگاه برش مستقیم بزرگ‌مقیاس رفتار برشی ماسه انزلی و شن خوب‌دانه‌بندی شده در حالت مسلح نشده و مسلح شده با ژئوکامپوزیت و با استفاده از دستگاه برون‌کشش استاتیکی خاک تک‌لایه و دولایه‌ی مسلح‌شده با ژئوکامپوزیت در چارچوب یک مطالعه‌ی آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفته است. خلاصه‌یی از نتایج به دست آمده به شرح زیر است:

- نتایج آزمایش‌های برش مستقیم نشان داد که مسلح کردن خاک با ژئوکامپوزیت باعث کاهش زاویه‌ی اصطکاک و افزایش چسبندگی، در هر دو خاک ماسه‌ی یکنواخت ریز و شن خوب‌دانه‌بندی شده می‌شود.
- بدون توجه به نوع خاک و تک‌لایه و دولایه بودن آن، تنش سربار عامل مؤثری برای افزایش مقاومت بیرون‌کشش و تغییر در نوع گسیختگی خاک ـ ژئوکامپوزیت است و هم‌چنین اثر چشم‌گیری بر جابه‌جایی در حداکثر مقاومت بیرون‌کشش دارد.
- با وجود افزایش مقاومت برشی و مقاومت بیرون‌کشش با افزایش تنش قائم، ضرایب اندرکنش با افزایش تنش قائم کاهش می‌یابند، این مسئله می‌تواند به رفتار غیرخطی نیروی بیرون‌کشش خاک ـ ژئوکامپوزیت و مقاومت برشی خاک (مسلح و غیر مسلح) با تنش قائم مربوط باشد.
- جابه‌جایی‌های ثبت شده در طول نمونه‌ی ژئوکامپوزیت مدفون در خاک تک‌لایه و دولایه، توزیع غیرخطی جابه‌جایی را در تمام سربارها نشان می‌دهد.
- میانگین ضرایب اندرکنش برش مستقیم برای ماسه ـ ژئوکامپوزیت ۰/۸ و برای شن ـ ژئوکامپوزیت ۰/۹۱ است. هم‌چنین میانگین ضرایب اندرکنش بیرون‌کشش برای خاک ماسه‌یی و شنی مسلح شده با ژئوکامپوزیت به ترتیب ۰/۳۵ و ۰/۴۷ است. ضریب اندرکنش به‌دست آمده برای خاک دولایه ـ ژئوکامپوزیت نشان از بهبود رفتار خاک نسبت به حالت تک‌لایه دارد و به‌طور میانگین ۰/۵۱ شده است.
- در شرایط یکسان بارگذاری قرارگیری ژئوکامپوزیت در سطح مشترک خاک دولایه (ماسه ـ شن) باعث تغییر رفتار بیرون‌کشش نسبت به حالت تک‌لایه شده است. بررسی نتایج نشان داد که قابلیت بسیج شدن مقاومت بیرون‌کشش ژئوکامپوزیت در حالت دولایه بیشتر از تک‌لایه است.
- اندرکنش خاک ـ ژئوکامپوزیت علاوه‌بر تنش قائم به نوع و اندازه‌ی ذرات خاک، تک‌لایه و دولایه بودن خاک حساس است.
- نتایج تحقیق حاضر بر اساس تعداد محدود آزمایش‌ها و محدودیت‌های ناشی از مصالح و شرایط آزمون است، از این‌رو درصورت تغییر شرایط، نتایج باید مجدداً ارزیابی شوند. هم‌چنین برای اهداف طراحی، مقاومت بیرون‌کشش خاک ـ ژئوکامپوزیت باید با درنظرگرفتن مقدار محدوده‌ی تغییرشکل قابل قبول پروژه تعیین شود.

## ۶. تقدیر و تشکر

در پایان از شرکت ژئوپارسیان به دلیل تولید و در اختیارگذاشتن ژئوکامپوزیت خاکی آزمایش‌های این تحقیق، تشکر و قدردانی می‌شود.

## منابع (References)


1. Christopher, B.R. and Holtz, R.D., *Geotextile Engineering Manual*, U.S. Federal Highway Administration, Washington, D.C, FHWA-TS-86/203, 1044 PP (1985).
2. Koerner, R.M., *Designing with Geosynthetics*, 3rd Edition, Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, NJ (1994).
3. Frankowska, K. "Influence of geosynthetic reinforcement on the load-settlement characteristics of two-layer subgrade", *Geotextiles and Geomembranes*, **25**(2), pp. 235-249 (2007).
4. Benmebarek, S. Berrabah, F. Benmebarek, N. and et al. "Effect of geosynthetic on the performance of road embankmentover sabkha soils in algeria: Case Study", *International Journal of Geosyntheties and Ground Engineering*, (2015).
5. Palmeira, E.M. "Soil-geosynthetic interaction: Modelling and analysis", *Geotextiles and Geomembranes*, **27**(5), pp. 368-390 (2009).
6. Liu, C.-N., Ho, Y.-H. and Huang, J.-W. "Large scale direct shear tests of soi-PET -yarn geogrid interfaces", *Geotextiles and Geomembranes*, **27**(1), pp. 19-30 (2009).
7. Naeini, S.A. Izadi, E. and Khalaj, M. "Interfacial shear strength of silty sand-geogrid composite", *Geotechnical Engineering*, **166**(1), pp. 67-75 (2013).
8. Dafalla, MA. "Effects of clay and moisture content on direct shear tests for clay-sand mixtures", *Advancesin Materials Science and Engineering*, (2013).
9. Abu-Farsakh, M. Coronel, J. and Tao, M. "Effect of soil moisture content and dry density on cohesive soil-geosynthetic interactions using larg direct shear tests", *Journal of Materials in Civil Engineering*, **19**(7), pp. 540-549 (2007).
10. Indraratna, B. Hussaini, S.K.K. and Vinod, J.S. "On the shear behavior of ballast geosynthetic interfaces", *Geotechnical Testing Journal*, **35**(2), pp. 305-312 (2012).
11. Biabani, M.M. Indraratna, B. and Nimbalkar, S. "Assessment of interface shear behaviour of sub-ballast with geosynthetics by large scale direct shear test", *Procedia Engineering*, **143**, pp. 1007-1015 (2016).
12. Kamalzare, M. and Ziaie-Moayed, R. "Influence of geosynthetic reinforcement on the shear strength characteristics of two-layer sub-grade", *Acta Geotechnica Slovenica*, **8**(1), pp. 39-49 (2011).
13. Venkata, A.S. Monica, P. Rodrigo, S. and et al. "Large-scale direct shear testing of geogrid-reinforced aggregate base over weak subgrade", *International journal of Pavement Engineering*, pp. 310-320 (2017).
14. Narendra, G. Umashankar, B. "Interface shear strength properties of gravel bases and subgrades with varrious reinforcement", *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, **10**, pp. 55-68 (2018).

15. Xu, Y. Williams, D.J. and Serati, M. "Investigation of shear strength of interface between roadbase and geosynthetics using large-scale single-stage and multi-stage direct shear test", *Road Materias and Pavement Design*, pp. 1588-1611 (2018).

16. Lopes, M.J. Lopes, M.L. "Soil-geosynthetic interaction influence of soil particle size and geosynthetic structure", *Geosynthetic international*, **6**(4), pp. 261-282 (1999).

17. Moraci, N. and Recalcati, P. "Factors affecting the pullout behaviour of extruded geogrids embedded in compacted granular soil", *Geotextiles and Geomembranes*, **24**(4), pp. 220-242 (2006).

18. Bergado, D.T., Artidteang, S., Tanchaisawat. T. and et al. "Investigation of tensile and soil-geotextile interface strength of kenaf woven limited life geotextile", *International Association of Lowland Technology*, ISSN 1344-9656 (2012).

19. Hatami, K. and Esmaili, D. "Unsaturated soil-woven geotextile interface strength properties from small-scale pullout and interface tests", *Geosyntheties International*, **22**(2), pp.161-172 (2015).

20. Mirzaalimohammadi, A., Ghazavi, M., Roustaei, M. and et al. "Pullout response of strengthened geosynthetic interacting with fine sand", *Geotextiles and Geomembranes*, **47**(4), pp.530-541 (2019).

21. Abdi, M.R. Zandieh, A.R. Mirzaeifar, H. and et al. "Influence of geogrid type and coarse grain size on pull out behaviour of clays reinforced with geogrids embedded in thin granular layers", *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, pp.1-20 (2019).

22. Kumar, A. and Krishna, M. "Experimental investigation of interface behaviour of different types of granular soil/geosynthetics", *International Journal of of Geosyntheties and Ground Engineering*, pp. 320-331 (2016).

23. Chiwan, W.H. Gee, H.C. and Jeng, H.W. "The shear behavior obtained from the direct shear and pullout tests for different poor graded soil-geosynthetic systems", *Journal GeoEngineering*, **6**(1), pp.400-410 (2011).

24. Goodhue, M.J. Edil, T.B. and Benson, C.H. "Interaction of foundry sands with geosynthetics", *Journal of Gotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, **127**(4), pp. 353-362 (2001).

25. Ferreira, F.B., Vieira, C.S., Lopes, M.L. and et al. "Experimental investigation on the pullout behaviour of geosynthetics embedded in a granite residual soil", *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, **20**(9), pp. 1147-1180 (2016b).

26. Ferreira, F.B. Vieira, C.S. and Lopes, M.L. "Pullout behavior of different geosynthetics-influence of soil density and moisture content", *Frontiers in built Environment*, **6**, pp. 320-335 (2020).

27. ISO 10319:2015. "Geosynthetics-wide-width tensile tests", Brussels: European Committee for Standardization.CEN. (2015).

28. Carlos, D.M. Lopes, M.P. and Lopes M.L. "Effect of geosynthetic reinforcement inclusion on the strength parameters and bearing ratio of a fine soil", *Procedia Engineering*, **143**(3), pp. 34-31 (2016).

29. Hajiani, A. Veiskarami, M. Vosooghi, A. and et al. "Study on the stress-dilatancy behavior anzali sand", *Civil Engineering Sharif*, **31**(2), pp. 13-20 (in Persian) (2015).

30. Tuna, S.C. Altun, S. "Mechanical behaviour of sand-geotextile interface", *Scientia,Transactions A: Civil Engineering*, **19**(4), pp. 1044-1051 (2012).

31. Tatlisoz, N. Edil, T.B. and Benson, C.H. "Interaction between reinforcing Geosynthetics and soil- tire chips mixtures", *Journal of Geotechnical and Geoviromental Engineering*, **124**(11), pp. 1109-1119 (1998).

32. Athanasopoulos, G.A. Katsas, C.E. Ioannidis, A.A. and et al. "Evaluation of sand-geotextile interface friction angle by a modified 300×300mm direct shear box", *Geosynthetics-7th ICG-Delmas* (2002).

33. Ferreira, F.B. Vieira, C.S. and Lopes, M.L. "Direct shear behaviour of residual soil-geosynthetic interfaces-influence of soil moisture content,soil density and geosynthetic type", *Geosynthetics International*, **3**, pp. 1072-6349 (2015).

34. Abdi, M.R. Mirzaeifar, H. "Experimental and PIV evaluation of grain size and distribution onsoil-geogrid interactions in pullout test", *Soils and Foundations*, **57**, pp. 1045-1058 (2017).

35. Hegde, A. Roy, R. "A comparative numerical study on soil-geosynthetic interactions using large scale direct shear test and pullout test", *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, (2018).