

## بررسی رفتار تنش - اتساعی ماسه‌ی انزلی

علیرضا حاجیانی بوشهریان\* (استادیار)

گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد شیراز

مهدی ویس‌کریمی (استادیار)

علیرضا ونوقی (استادیار)

بخش مهندسی راه، ساختمان و محیط زیست، دانشگاه شیراز

مقداد حمیدزاده (دانشجوی کارشناسی ارشد)

گروه مهندسی عمران، دانشگاه گیلان

مهندسی عمران شریف، بهار ۱۳۹۴ (ص. ۱۳-۲۰)  
دربی ۲ - ۳۱، شماره ۱/۲، ص. ۱۳-۲۰

از اواخر دهه‌ی ۶۰ میلادی به بعد، مدل‌های رفتاری متعددی برای ماسه‌ها ارائه شده است. اغلب این مدل‌های رفتاری بر اساس سطوح تسلیم متعدد و استفاده از تعریف کار خمیری بنا نهاده شده‌اند. در اواسط دهه‌ی ۸۰، رفتار ماسه‌ها بیش از پیش با در نظر گرفتن مفهوم سطح تنش مورد بررسی قرار گرفت. اثر سطح تنش در رفتار مقاومتی - اتساعی ماسه‌ها در آزمایش‌های مختلف ارزیابی و روابطی برای بیان مقاومت ماسه بر اساس سطح تنش اعمال شده و نیز نوع آزمایش ارائه شد. هدف اصلی در این نوشتار، بررسی پارامترهای مقاومت برشی ماسه‌ی شهر ساحلی انزلی، واقع در استان گیلان، در ارتباط با رفتار تنش - اتساعی آن است. این رفتار با انجام آزمایش‌های مقاومت برشی، از نوع برش مستقیم بر روی نمونه‌هایی از این خاک سنجیده شده است. سپس بر مبنای روش‌های موجود در ارزیابی اتساع ماسه‌ها برای این نوع ماسه تعمیم داده شده است.

ahajiani@gmail.com  
mveiskarami@gmail.com  
a.r.vosoughi@gmail.com  
hamidzadeh\_m@yahoo.com

واژگان کلیدی: ماسه‌ی انزلی، رفتار تنش - اتساعی، سطح تنش.

## ۱. مقدمه

زاویه‌ی اتساع در آنها با سطح تنش کاربرد وسیعی در پیش‌بینی رفتار فونداسیون‌ها دارد.

هنگامی که ماسه‌ی شل برش داده می‌شود، اختلاف تنش‌های اصلی تا رسیدن به مقدار بیشینه یا نهایی  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  به تدریج افزایش می‌یابد. هم‌زمان با افزایش تنش، نسبت تخلخل از  $e_l$  (نسبت تخلخل شل) تا  $e_{cl}$  (نسبت تخلخل بحرانی شل) کاهش می‌یابد، که خیلی نزدیک به نسبت تخلخل بحرانی ( $e_{crit}$ ) است. نسبت تخلخل نهایی در تغییرشکل پیوسته، بدون تغییر در اختلاف تنش اصلی، نسبت تخلخل بحرانی نامیده می‌شود. هنگامی که نمونه‌ی متراکم برش داده می‌شود، اختلاف تنش‌های اصلی به مقدار پیک (اوج) یا بیشینه می‌رسد و سپس تا مقدار خیلی نزدیک به  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  (اختلاف تنش‌های اصلی نهایی) برای ماسه‌های شل کاهش می‌یابد. منحنی تنش - نسبت تخلخل نیز نشان می‌دهد که حجم ماسه‌ی متراکم ابتدا اندکی کاهش می‌یابد و سپس به اندازه‌ی  $e_{cd}$  (نسبت تخلخل بحرانی متراکم) منبسط می‌شود یا اتساع می‌یابد. نکته‌ی حائز اهمیت این است که نسبت تخلخل در هنگام گسیختگی ( $e_{cd}$ )، بسیار نزدیک به  $e_{cl}$  است. به‌طور نظری، هر دو نمونه باید به نسبت تخلخل بحرانی ( $e_{crit}$ ) برسند. به‌طور مشابه، مقادیر  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  نیز برای هر دو آزمایش یکسان است.

هدف از استخراج روابط اتساع، تشریح روابط بین زاویه‌های اصطکاک و اتساع است. هدف از این نوشتار، به‌دست‌آوردن مقاومت برشی تعیین‌شده برای ماسه‌های

بررسی رفتار ماسه‌ها از اواخر دهه‌ی ۶۰ میلادی شروع و مدل‌های رفتاری متعددی برای ماسه‌ها ارائه شده است. تلاش‌ها برای ارائه‌ی مدل رفتاری بر اساس حالت بحرانی بدون نتیجه بوده است و اغلب این مدل‌های رفتاری بر اساس سطوح تسلیم متعدد و استفاده از تعریف کار خمیری بنا نهاده شده‌اند. در پژوهشی در اواسط دهه‌ی ۸۰، رفتار ماسه‌ها بیش از پیش با در نظر گرفتن مفهوم سطح تنش مورد بررسی قرار گرفت.<sup>[۱]</sup> همچنین اثر سطح تنش<sup>۱</sup> در رفتار مقاومتی - اتساعی ماسه‌ها در آزمایش‌های مقاومتی - اتساعی ماسه‌ها در آزمایش‌های مختلف ارزیابی و روابطی برای بیان مقاومت ماسه بر اساس سطح تنش اعمال شده و همچنین نوع آزمایش ارائه شده است.<sup>[۲]</sup> این روابط بعدها به‌صورت دیگری مورد استفاده قرار گرفت.<sup>[۳]</sup> پژوهش‌های گسترده‌ی نیز در سال ۱۹۹۹ انجام شده است، که به نقش سطح تنش در تبیین رفتار ماسه‌ها پرداخته است.<sup>[۴]</sup> در دهه‌ی اخیر، پژوهشگران پژوهش‌های مشابهی را بر روی رفتار ماسه‌ها با در نظر گرفتن ارتباط مقاومت و اتساع ماسه با پارامترهایی چون جنس ماسه و سطح تنش انجام داده‌اند. یکی از جدیدترین این پژوهش‌ها، در سال ۲۰۰۷ انجام شده است،<sup>[۵]</sup> که رابطه‌ی مشابهی با رابطه‌ی ارائه‌شده در پژوهشی در سال ۱۹۸۶،<sup>[۱]</sup> برای ماسه‌ی بنگلور<sup>۲</sup> در آزمایش برش مستقیم ارائه داده است. این تذکر لازم است که ارتباط مقاومت برشی ماسه‌ها و

\* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۱/۸/۱۴، اصلاحیه ۱۳۹۲/۴/۳۰، پذیرش ۱۳۹۲/۵/۵.

منطقه‌ی انزلی جهت تعیین مناسب توان باربری خاک زیرپی‌ها و یا بررسی پایداری خارجی سازه‌های خاکی ساخته شده با آن ماسه است. متدولوژی مورد استفاده در این پژوهش، آزمایش برش مستقیم<sup>۳</sup> از متداول‌ترین و در عین حال ساده‌ترین آزمایش‌های مکانیک خاک کلاسیک جهت تعیین مقاومت برشی خاک‌های ماسه‌یی بوده است.

در این آزمایش به‌طور ساده‌شده‌یی می‌توان لغزش ماسه‌ها را در صفحات متقاطع تحت تراکم‌های مختلف مدل‌سازی و شرایط را مطابق معیار تسلیم موهرکلمب مقایسه کرد. از این رو در این نوشتار، برای تعیین شرایط انحصاری ماسه‌ها از طریق تغییرات قائم‌جبهه‌ی برش و تعیین مقاومت برشی از طریق تطابق با معیار موهر-کلمب در حین گسیختگی نمونه و استفاده از شیب نمودار به‌عنوان معرف زاویه‌ی اصطکاک خاک استفاده شده است. همچنین از یک نمونه‌ی ماسه با ۳ نوع دانه‌بندی مختلف و ۴ نوع تراکم متفاوت استفاده شده است، که این مقادیر با توجه به اندازه‌گیری‌های صحرایی از نمونه‌های ماسه‌های اخذشده از منطقه‌ی بندرانزلی استخراج شده است. شرایط آزمایش‌ها به‌صورت زهکشی‌شده بوده و از سرعت (mm/min) ۰/۵ برای بارگذاری جانبی در نمونه‌ها استفاده شده است.

هدف از استخراج روابط انحصار، تشریح روابط بین زاویه‌های اصطکاک و انحصار است. ساده‌ترین مدل فیزیکی برای بیان این مفهوم را می‌توان لغزش جعبه‌یی با نیروی قائم P و نیروی V که بر آن اثر می‌کند، در نظر گرفت. لذا برای یک جعبه که روی سطح نسبتاً صاف می‌لغزد، رابطه‌ی ۱ را خواهیم داشت:

$$\tau = \mu \sigma \quad (۱)$$

که در آن،  $\tau = \frac{V}{A}$  تنش برشی،  $\sigma = \frac{P}{A}$  تنش قائم،  $\mu$  ضریب اصطکاک بین دو جسم و A سطح برش‌خورده است. هرگاه اصطکاک بین دو سطح افزایش یابد و به‌طور ساده‌شده‌یی همانند صفحه‌ی مضرس و دندانه‌دار باشد، آنگاه شرایط نیروهای نرمال و افقی به‌صورت روابط ۲ و ۳ خواهد بود:

$$N = P \cos \alpha + Q \sin \alpha \quad (۲الف)$$

$$S = -P \sin \alpha + Q \cos \alpha \quad (۲ب)$$

$$\tan \alpha = \delta v / \delta u \quad (۳)$$

که در آن‌ها،  $\alpha$  زاویه‌ی دندانه‌ها با افق و  $\delta u$  و  $\delta v$  به ترتیب تغییر ابعاد نمونه در راستای قائم و افق هستند. با جایگزین‌کردن  $S = \mu N$  در رابطه‌ی مذکور، رابطه‌ی ۴ به‌دست می‌آید:

$$\frac{Q}{P} = \frac{\mu + \left(\frac{\delta v}{\delta u}\right)}{1 - \mu \left(\frac{\delta v}{\delta u}\right)} \quad (۴)$$

بنابراین نسبت تنش‌ها علاوه بر  $\mu$  (ضریب اصطکاک)، به تغییرات  $\frac{\delta v}{\delta u}$  که بیانگر مقدار انحصار و تورم است، بستگی پیدا می‌کند. هرچه نرخ تغییرات انحصار بزرگ‌تر باشد، نسبت تنش برشی به تنش قائم نیز بیشتر خواهد شد.

از این رو، نتایج این مثال ساده برای خاک‌ها به‌صورت رابطه‌ی ۵ بیان می‌شود:

$$\frac{\tau}{\sigma'} = \tan \varphi = \tan(\varphi_c + \Psi) \quad (۵)$$

که در آن،  $\Psi$ ،  $\varphi$ ،  $\varphi_c$  و  $\sigma'$  به ترتیب زاویه‌ی انحصار، زاویه‌ی اصطکاک، زاویه‌ی اصطکاک بحرانی، و تنش مؤثر هستند.

تئوری‌های زیادی برای بیان رابطه‌ی بین زوایای اصطکاک و انحصار ارائه شده است. در پژوهشی در سال ۱۹۴۸، نظریه‌ی اصلاح انرژی برای در نظر گرفتن زاویه‌ی

انحصار بیان و نتایج آن برای برش ساده به‌صورت رابطه‌ی ۶ ارائه شده است:<sup>[۶]</sup>

$$\tan \varphi = \tan \varphi_c + \tan \Psi \quad (۶)$$

در پژوهش دیگری در سال ۱۹۷۶<sup>[۷]</sup>، نظریه‌ی ارائه شده در سال ۱۹۶۲<sup>[۸]</sup>، توسعه داده شده و براساس آن زاویه‌ی انحصار به‌صورت رابطه‌ی ۷ تعریف شده است:

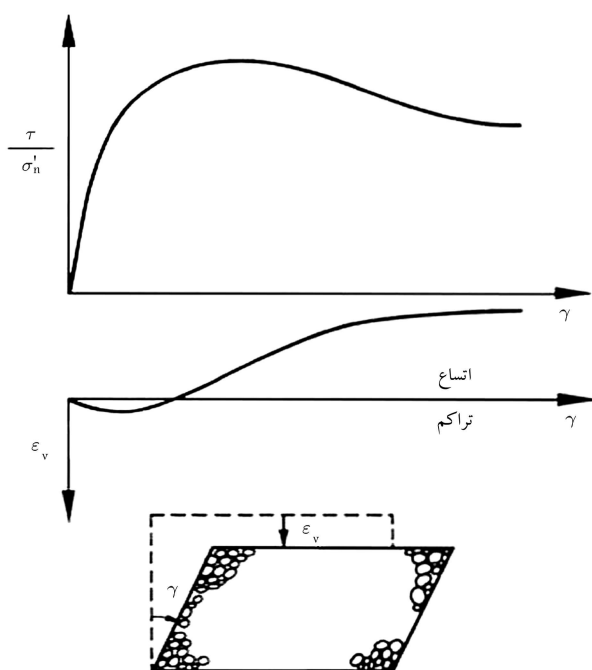
$$\sin \Psi = \frac{\frac{d\varepsilon_v}{k d\varepsilon_r} + 1}{\frac{d\varepsilon_v}{k d\varepsilon_r} - 1} \quad (۷)$$

که در آن،  $d\varepsilon_r$  و  $d\varepsilon_v$  نرخ کرنش‌های اصلی،  $k = 1$  برای کرنش مسطح،  $k = 2$  برای شرایط آزمایش سه محوری هستند. در پژوهشی در سال ۱۹۸۶، نیز رابطه‌ی زوایای انحصار و اصطکاک به‌صورت رابطه‌ی ۸ ارائه شده است:

$$\varphi = \varphi_c + \sigma / \Psi \quad (۸)$$

شکل ۱، توجیهی برای رفتار ماسه در اثر انحصار است.<sup>[۹]</sup> مطابق این شکل، تغییرات حجم در ماسه، که توسط زاویه‌ی انحصار کنترل می‌شود، می‌تواند به کاهش حجم (تراکم بیشتر و در نتیجه مقاومت بیشتر) و یا افزایش حجم (تراکم کمتر و لذا مقاومت کمتر) منجر شود.

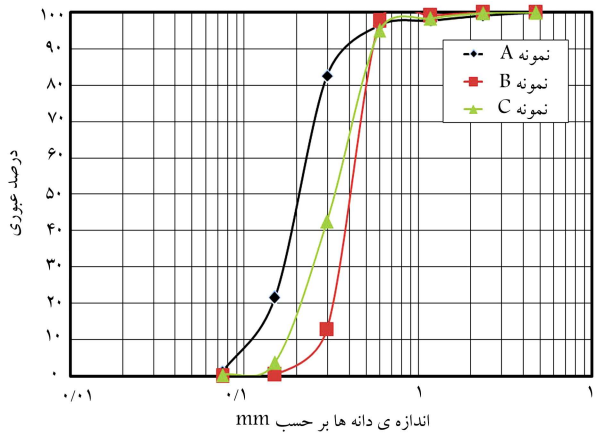
از آنجا که صحت و سقم فرضیات و روش‌های ارائه شده عمدتاً باید در مسائل عملی مورد ارزیابی قرار داده شوند، لذا یکی از بهترین معیارهای مقایسه‌ی این روش‌ها، استفاده از آنها در موارد عملی است. برای این منظور، به‌صورت اجمالی می‌توان به استفاده از رابطه‌های ارائه‌شده‌ی پیشین اشاره کرد.<sup>[۱۰، ۱۱، ۱۲]</sup> آن‌چنان‌که پژوهش‌های ارائه‌شده در سال‌های پیشین (۲۰۱۰ و ۲۰۱۱) در زمینه‌ی نقش انحصار و سطح تنش بر توان باربری پی‌های سطحی و عمیق نشان می‌دهد، این موضوع ارتباط مستقیمی با توان باربری ماسه‌ها دارد.<sup>[۱۳-۱۴]</sup> این موضوع به نقش انحصار در حالت خمیری خاک‌های ماسه‌یی مرتبط می‌شود. عموماً در تحلیل مسائل حالت



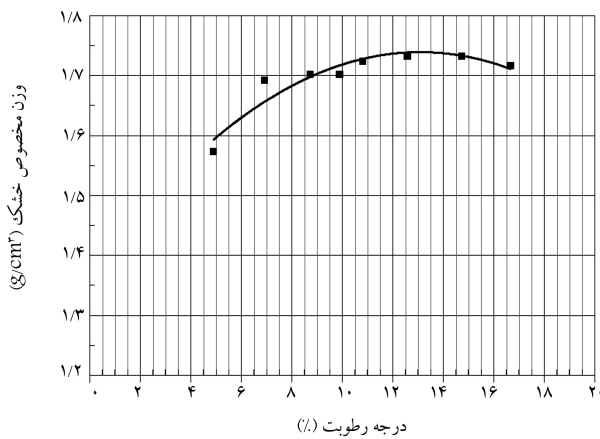
شکل ۱. نقش انحصار در تراکم یا افزایش حجم ماسه با ایجاد کرنش حجمی مثبت (کاهش حجم) یا منفی (افزایش حجم).<sup>[۹]</sup>

جدول ۱. نوع و تعداد انجام آزمایش‌ها.

نوع آزمایش	دانه بندی	تراکم	چگالی نسبی	برش مستقیم	تعداد آزمایش‌ها
	۳	۳	۳	۶۶	



شکل ۲. نتایج آزمایش تراکم بر ماسه‌ی انزلی.



شکل ۳. نتایج آزمایش تراکم بر ماسه‌ی انزلی (بر اساس ASTM D ۱۵۵۷-۰۲).

جدول ۲. نتایج آزمایش تراکم.

نمونه‌ی خاک	بیشینه‌ی وزن مخصوص خشک (gr/cm <sup>۳</sup> )	رطوبت بهینه (%)
A	۱٫۶۸	۱۱٫۷
B	۱٫۵۴	۱۰٫۱
C	۱٫۴۸	۱۰٫۳

داده شده است. همچنین شکل‌های ۲ و ۳، نمودارهای دانه بندی (بر اساس ASTM D ۴۲۲-۶۳) و یکی از آزمایش‌های تراکم آزمایشگاهی این ماسه را (بر اساس ASTM D ۱۵۵۷-۰۲، روش اصلاح شده) نمایش می‌دهند. قابل ذکر است که این ماسه، محدوده‌ی تراکم پذیری بالایی ندارد و تغییرات نسبت تخلخل در آن به دلیل یکنواختی، در محدوده‌ی نسبتاً کوچکی است.

خاک‌های مورد نظر بر مبنای سیستم طبقه بندی متحد از جنس ماسه‌ی بد دانه بندی شده (SP) هستند. نتایج آزمایش تراکم استاندارد نمونه‌های مذکور در جدول ۲ ارائه شده است.

خمیری، چه در ماسه‌ها و چه رس‌ها، فرض قانون جریان همراه (یعنی برابر بودن زاویه‌های اتساع و اصطکاک داخلی) مورد استفاده قرار داده می‌شود. اگرچه این فرض با توجه به مشاهده‌های آزمایشگاهی صحیح نیست، اما استفاده از قضایای حدی در حالت خمیری خاک را ممکن می‌سازد. همچنین از زاویه‌ی اتساع به صورت ضمنی در بسیاری مدل‌های رفتاری، مانند مدل ارائه شده در سال ۱۹۷۵، و نیز برای تحلیل مسائل مختلف در خصوص ماسه‌ها استفاده شده است.<sup>[۱۵]</sup> در این خصوص، از یک سو با توجه به اینکه اتساع با زاویه‌ی کمتر از زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک انجام می‌شود (یعنی قانون جریان غیرهمراه در رفتار پس از تسلیم مصالح برقرار است)، لذا تغییر حجم کمتر و در نتیجه، محدوده‌ی تسلیم کوچک تری در زیر فونداسیون‌ها در لحظه‌ی گسیختگی شکل می‌گیرد، که کاهش این محدوده به کاهش توان باربری منجر خواهد شد. این کاهش در توان باربری نسبت به فرضیات دیگر، که در آن زاویه‌ی اتساع عملاً در نظر گرفته نمی‌شود (یعنی عموماً برابر با زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک در نظر گرفته می‌شود)، بسیار نزدیک تر به واقع است و به همراه اثر سطح تنش به خوبی می‌تواند در تخمین توان باربری مورد استفاده قرار داده شود.<sup>[۱۳،۹]</sup>

رابطه‌ی ارائه شده‌ی بولتون در سال ۱۹۸۶،<sup>[۱]</sup> که رابطه‌ی نسبتاً ساده در توصیف رفتار تنش - اتساعی ماسه است، می‌تواند در مسائلی چون تخمین توان باربری نتایج قابل قبولی به همراه داشته باشد. از سویی پیش بینی مقاومت (یا بار حدی در کلیه‌ی مسائل مرتبط با آن) توسط رابطه‌ی دی جونگ (۱۹۷۶)<sup>[۷]</sup> به تخمین پایین تری می‌انجامد. از سوی دیگر، بر اساس تحقیقات هولسبی (۱۹۹۱)<sup>[۹]</sup> رابطه‌ی راول<sup>[۸]</sup> به دلیل فرضیاتی که در عمل قابل اندازه گیری دقیق نیستند (مانند اصطکاک دانه به دانه‌ی ذرات ماسه) به طور عمومی قابل استفاده نیست. لذا در مقایسه، شاید بتوان مدل ارائه شده برای ارزیابی مقاومت برشی ماسه در اثر اتساع توسط بولتون (۱۹۸۶)<sup>[۱]</sup> را مناسب تر دانست. همچنین این تذکر لازم است که در خصوص ماسه‌ها، اتساع یا تراکم در شکل گیری فشارهای آب منفذی در بارگذاری‌های دینامیکی نیز نقش به سزایی دارد. به طور عمومی می‌توان انتظار داشت که افزایش اتساع به کاهش فشارهای آب منفذی اضافی در ماسه‌های تحت بارگذاری دینامیکی منجر شود. به ویژه در خصوص ماسه‌ی انزلی، می‌توان نتایج تحقیقات ارائه شده در سال ۲۰۱۳ را مورد اشاره قرار داد.<sup>[۱۶]</sup>

در مجموع پارامترهای مؤثر در اتساع ماسه را می‌توان در قالب فشارهای همه جانبه (فشار سربار و...)، تراکم نسبی (اندیس تراکم ماسه)، شکل ذرات، اندازه‌ی آنها و حتی منشأ ذرات ماسه (که به نوعی جنس و مقاومت ذرات را نشان می‌دهد) دسته بندی کرد.

این نوشتار به بسط اثر اتساع در مقاومت برشی ماسه‌ها در موارد عملی و تفاوت آن با ماسه‌های فاقد این رفتار اختصاص دارد. در ادامه، در یک مطالعه‌ی موردی به بررسی میزان رفتار اتساعی ماسه‌های سواحل جنوبی دریای خزر در منطقه‌ی بندرانزلی پرداخته شده است، تا اعتبار روابط عمومی معادلات تنش اتساعی برای شرایط مذکور مورد ارزیابی قرار گیرد.

## ۲. برنامه‌ی آزمایشگاهی

انواع آزمایش‌های مورد استفاده در این پژوهش عبارت‌اند از: آزمایش دانه بندی، تراکم اصلاح شده، چگالی نسبی و آزمایش برش مستقیم، که تعداد انجام هر آزمایش در جدول ۱ و چگونگی انجام آنها و نتایج مربوط به آنها در بخش بعدی شرح

نشان داده شده است. نتایج نیروی افقی و قائم در برابر تغییر مکان افقی، برای تمام آزمایش‌ها در شکل‌های ۴ الف و ۴ ب نشان داده شده است. اگر خاک قابل اتساع (قابل انبساط) باشد، یک نیروی برشی بیشینه از خود نشان خواهد داد (شکل ۴ الف ماسه متراکم) و منبسط خواهد شد (شکل ۴ ب ماسه متراکم) و پوش گسیختگی به شکل منحنی خواهد بود (شکل ۴ ج ماسه متراکم). تنش برشی بیشینه برابر نیروی برشی بیشینه تقسیم بر سطح مقطع مربوط به نمونه است (رابطه ۹):

$$\tau_p = \frac{(P_x)_p}{A} \quad (9)$$

که در آن،  $(P_x)_p$  نیروی افقی بیشینه است. تنش بحرانی از رابطه ۱۰ به دست می‌آید:

$$\tau_{cs} = \frac{(P_x)_{cs}}{A} \quad (10)$$

که در آن،  $(P_x)_p$  نیروی قائم بحرانی است. در نمودار نیروهای قائم در برابر نیروهای افقی (شکل ۴ ج)، نقاطی که نیروهای افقی بحرانی را نشان می‌دهند؛ باید در حالت ایده‌ال، در امتداد یک خط مستقیم گذرنده از مبدأ مختصات قرار گیرند. نتایج آزمایش معمولاً انحرافات کوچک نسبت به این خط مستقیم نشان می‌دهند و معمولاً یک خط مستقیم، که به بهترین وجه از این نقاط می‌گذرد، ترسیم می‌شود. زاویه بین این خط مستقیم و محور افقی  $\phi'_{cs}$  است، که از رابطه ۱۱ به دست می‌آید: [۹]

$$\phi'_{cs} = \tan^{-1} \frac{(P_x)_{cs}}{P_z} \quad (11)$$

برای خاک‌های قابل اتساع، هر نقطه که نشان‌دهنده‌ی بیشینه‌ی نیروی افقی در شکل ۴ ج باشد، و روی بهترین خط مستقیم رسم شده قرار بگیرد، مقدار  $\phi'_p$  را در نیروی قائم نظیر نشان می‌دهد. می‌دانیم که  $\phi'_p$  ثابت نیست، بلکه با مقدار تنش عمودی  $(P_z/A)$  تغییر می‌کند. معمولاً، تنش عمودی، که  $\phi'_p$  در آن تعیین می‌شود، باید با بیشینه‌ی تنش مؤثر عمودی پیش‌بینی شده در صحرا منطبق باشد. مقدار  $\phi'_p$  همان‌طوری که در شکل ۴ ج نشان داده شده است، در کمترین مقدار تنش مؤثر عمودی اعمال شده، بیشترین مقدار را دارد. مقدار  $\phi'_p$  با رسم یک خط از مبدأ مختصات به نقطه‌ی که نشان‌دهنده‌ی نیروی افقی بیشینه در نیروی عمودی موردنظر است، به دست می‌آید و عبارت از زاویه‌ی این خط با محور افقی است، که از رابطه‌ی ۱۲ به دست می‌آید:

$$\phi'_p = \tan^{-1} \frac{(P_x)_p}{P_z} \quad (12)$$

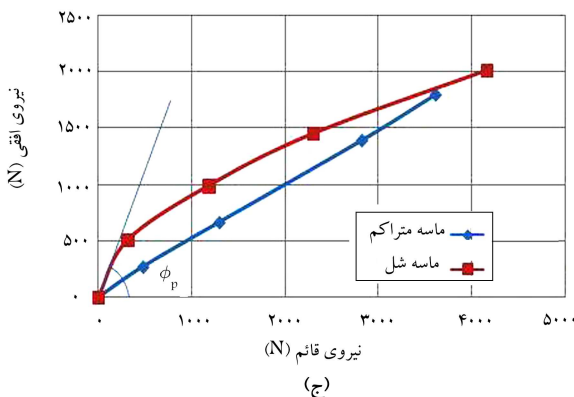
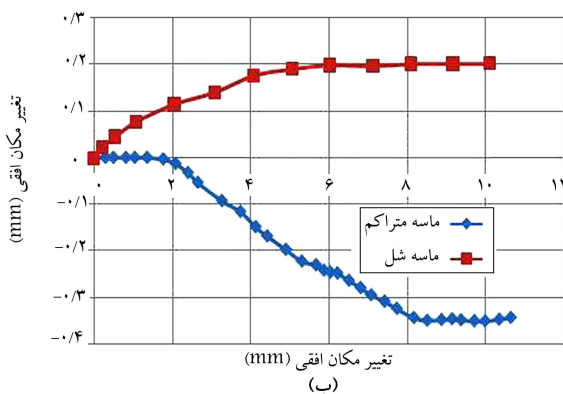
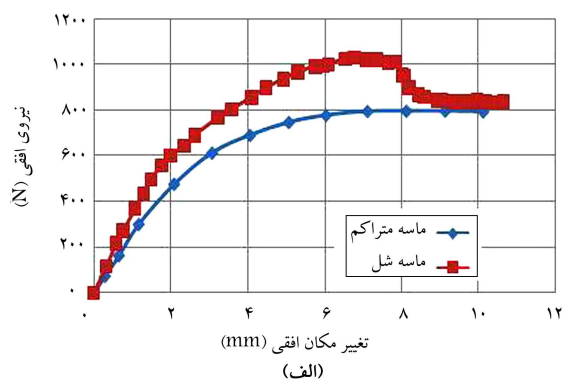
همچنین می‌توان بیشینه‌ی زاویه‌ی اتساع را مستقیماً برای هر آزمایش از رسم تغییر مکان افقی  $(\Delta x)$  در برابر تغییر مکان قائم  $(\Delta z)$  مطابق شکل ۴ ب به دست آورد. بیشینه‌ی زاویه‌ی اتساع از رابطه‌ی ۱۳ به دست می‌آید:

$$\alpha_p = \tan^{-1} \frac{(-\Delta z)}{(\Delta x)} \quad (13)$$

همچنین مقدار  $\alpha_p$  را می‌توان از رابطه‌ی ۱۴ به دست آورد:

$$\alpha_p = \phi'_p - \phi'_{cs} \quad (14)$$

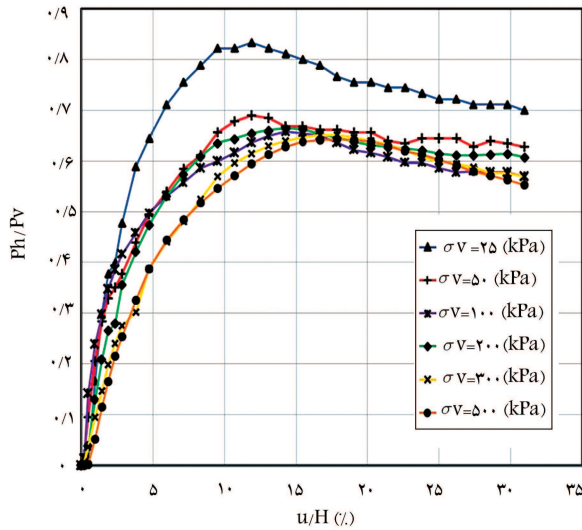
در شکل‌های ۵ الی ۸، نتایج آزمایش‌های برش مستقیم برای نمونه‌ی A با تراکم نسبی ۳٪ ارائه شده است. مطابق این نمودارها، منحنی‌هایی نیز برای تراکم‌های نسبی ۳۰٪، ۵۰٪، ۷۰٪ و ۹۰٪ برای نمونه‌های B و C رسم شده است.



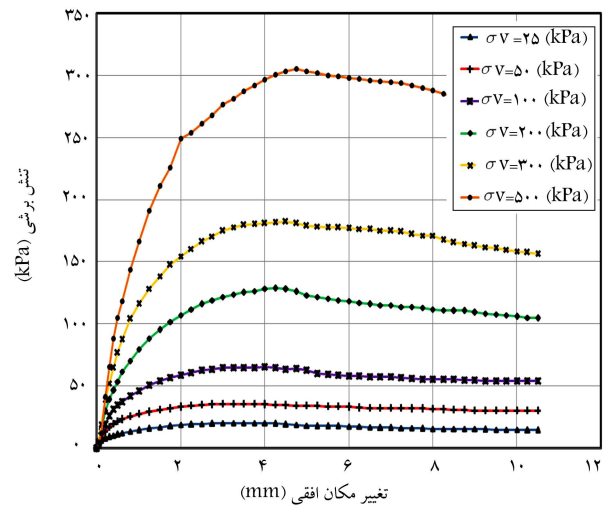
شکل ۴. نتایج آزمایش برش مستقیم روی یک ماسه‌ی متراکم و شل.

آزمایش‌های برش مستقیم به صورت زهکشی شده انجام شده است و در هر یک از آنها می‌توان پارامترهای  $\tau_p$  (بیشینه‌ی تنش برشی)،  $\tau_{cs}$  (تنش در حالت حدی بحرانی)،  $\phi'_p$  (بیشینه‌ی زاویه‌ی اصطکاک زهکشی شده)،  $\phi'_{cs}$  (بیشینه‌ی زاویه‌ی حالت بحرانی مؤثر) و  $\alpha$  را مطابق شکل ۴ به دست آورد. این تذکر لازم است که آزمایش برش مستقیم به دلایلی چون تحمیل سطح گسیختگی، عدم امکان ارزیابی صحیح از کرنش‌های برشی و حجمی و تنش‌های افقی، و همچنین مشکلات نمونه‌سازی و آزمایش (وجود ممان‌روی نمونه که به غیریکنواخت شدن تنش روی نمونه می‌انجامد)، در اغلب موارد تفاوت‌هایی با مقادیر واقعی پارامترهای مقاومت و اتساع دارد. اما برای ماسه‌های یکنواخت (با مقاومت غیر وابسته به جهت اعمال تنش و دارای توزیع ذرات تقریباً یکنواخت) عموماً به‌عنوان آزمایشی ساده و با دقت مناسب در نظر گرفته می‌شود.

در شکل‌های ۴ الف و ۴ ب، فقط نتایج یک آزمایش در یک مقدار ثابت  $\phi'_p$



شکل ۸. نمودار تغییرات  $ph/pv$  با  $u/H$ ، نمونه‌ی A با تراکم نسبی ۳۰٪.



شکل ۵. نمودار تنش برشی - تغییر مکان افقی، نمونه‌ی A با تراکم نسبی ۳۰٪.

### ۳. تحلیل نتایج

بر اساس انجام آزمایش‌های برش مستقیم زهکشی‌شده بر روی ماسه‌ی انزلی، مقدار زاویه‌ی اصطکاک داخلی متناظر با نسبت تنش اوج ( $\phi_p$ ) در چگالی‌های نسبی مختلف و برای سطح تنش‌های بارگذاری‌شده از طریق رابطه‌ی ۱۵ تعیین شده است:

$$\phi_p = \text{Arctan}\left(\frac{P_h}{P_v}\right) \quad (15)$$

که نتایج آن در شکل ۹ ارائه شده است. مطابق نتایج به دست آمده، ماسه‌ی انزلی دارای  $\phi_p$  در حدود ۳۱/۸ تا ۳۹/۷ درجه است، که برای تغییرات نسبت تنش به ویژه در تنش‌های قائم پایین‌تر روندی نزولی دارد.

همچنین از طریق نمودارهای تغییرات  $v/H$  با  $u/H$  در آزمایش‌های مختلف، مقدار زاویه‌ی اتساع ( $\Psi_p$ ) با استفاده از رابطه‌ی ۱۶ تعیین شده است:

$$\Psi_p = \text{Arctan}\left(\frac{\delta v}{\delta u}\right) \quad (16)$$

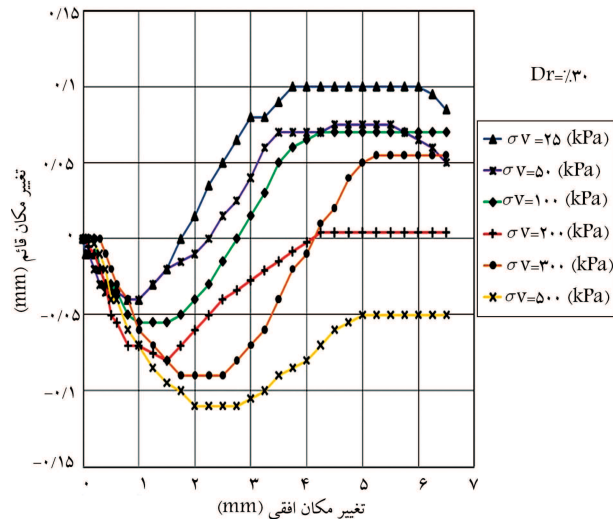
نتایج حاصله برای مقدار زاویه اتساع ( $\Psi_p$ ) در ماسه‌ی انزلی نیز در شکل ۱۰ نشان داده شده است. بر اساس نتایج مذکور، ماسه‌ی انزلی دارای زاویه‌ی اتساع بین ۱ تا ۵/۳ درجه است، که همانند زاویه‌ی  $\phi_p$  با افزایش تنش قائم سربار روندی تدریجاً نزولی دارد. همچنین همان‌گونه که انتظار می‌رفت، در تنش قائم معین، با کاهش چگالی نسبی نمونه‌ها، و به عبارت دیگر، شل‌شدن نمونه‌ها، از مقدار زاویه‌ی اتساع نمونه‌ها نیز کاسته شده است.

### ۱.۳ رفتار اتساعی ماسه‌ی انزلی

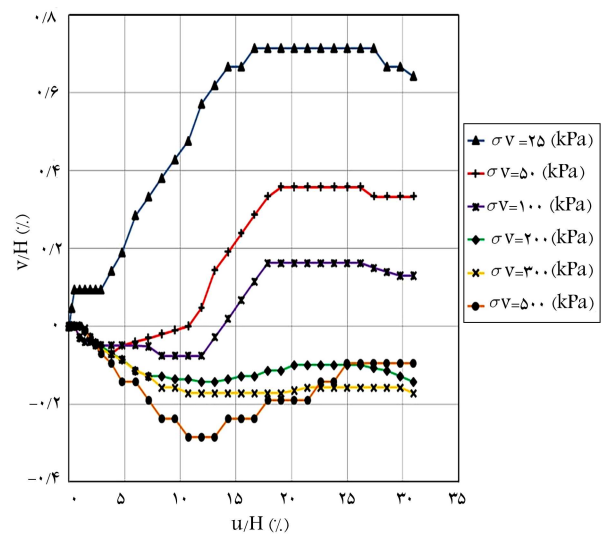
بولتون (۱۹۸۶)، رابطه‌ی ۱۷ را برای زاویه‌ی اتساع ماسه‌ها از طریق نتایج آزمایش‌های سه محوری و کرنش مسطح پیشنهاد داده است:<sup>[۱]</sup>

$$\phi_p = \phi_{cr} + \frac{1}{8}\Psi_p \quad (17)$$

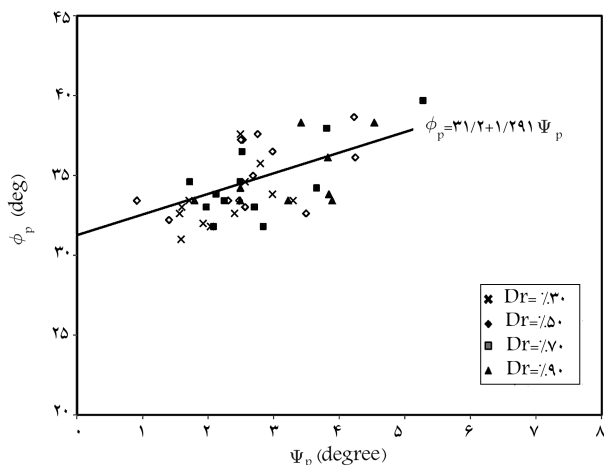
که در آن،  $\phi_p$  زاویه‌ی اصطکاک داخلی متناظر با نسبت تنش اوج  $\phi_{cr}$ ، زاویه‌ی اصطکاک داخلی بحرانی و  $\Psi_p$  زاویه‌ی اتساع است، که به طور غیرمستقیم بیانگر



شکل ۶. نمودار تغییر مکان قائم - تغییر مکان افقی، نمونه‌ی A با تراکم نسبی ۳۰٪.



شکل ۷. نمودار تغییرات  $v/H$  با  $u/H$ ، نمونه‌ی A با تراکم نسبی ۳۰٪.



شکل ۱۲. نحوه‌ی تغییرات  $\phi_p$  بر حسب  $\Psi_p$  برای ماسه‌ی انزلی بر اساس نتایج آزمایش‌های برش مستقیم.

نرخ انشاع است. برای شرایط کرنش مسطح نیز خواهیم داشت (رابطه‌ی ۱۸):

$$\phi_p = \phi_{cv} + \Delta I_R \quad (18)$$

و همچنین برای شرایط سه محوری (رابطه‌ی ۱۹):

$$\phi_p = \phi_{cr} + 3I_R \quad (19)$$

که در آن‌ها، مقدار  $I_R$  به‌عنوان شاخص انشاع ارجاع داده می‌شود و بزرگی آن به چگالی نسبی ( $D_r$ ) و تنش مؤثر ( $\sigma'$ ) بستگی دارد و رابطه‌ی ۲۰ برای آن برقرار است:

$$I_R = D_r(Q - Ln\sigma') - R \quad (20)$$

به‌طوری که در آن،  $\sigma'$  بر حسب kPa و چگالی نسبی به‌صورت اعشاری<sup>۵</sup> بیان می‌شود.

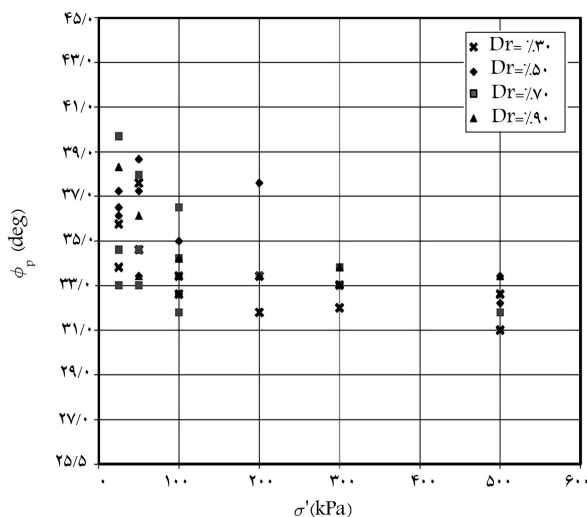
بولتون (۱۹۸۶)، به‌طور عمومی برای ماسه‌ها مقدار ضرایب  $Q$  و  $R$  را به ترتیب برابر با ۱۰ و ۱ پیشنهاد داده است (شکل ۱۱).<sup>[۱]</sup> همچنین سالگادو و همکاران (۲۰۰۰) توصیه کرده‌اند که ضرایب مذکور به‌صورت  $Q = ۹$  و  $R = ۰.۴۹$  بهترین ارتباط را بین  $\phi_p$  و  $\Psi_p$  خواهد داشت.<sup>[۱۷]</sup> بدین منظور جهت ارزیابی روابط و مقادیر توصیه‌شده برای ماسه‌ی انزلی، نحوه‌ی تغییرات  $\phi_p$  بر حسب  $\Psi_p$  مورد بررسی قرار گرفته است. این تغییرات در شکل ۱۲ نشان داده شده است. در این شکل عملاً تأثیر فشار سربار و درصد تراکم نسبی در تغییرات زاویه‌ی انشاع قابل ملاحظه است. اگرچه تأثیر این دو پارامتر به‌صورت مستقل قابل مقایسه نیستند (چون واحدها و محدوده‌ی آنها متفاوت است)، اما به نظر می‌رسد که در محدوده‌ی تنش‌های متعارف در خاک و با توجه به اینکه تغییرات چگالی نسبی در ماسه‌ی انزلی در حالت طبیعی آن‌چنان زیاد نیست، تأثیر پارامتر سربار بیشتر از تأثیر چگالی نسبی است.

با برازش تغییرات صعودی انجام‌شده، بین معادله‌ی ۲۱ رابطه‌ی تغییرات برای ماسه‌ی انزلی را نتیجه خواهد داد:

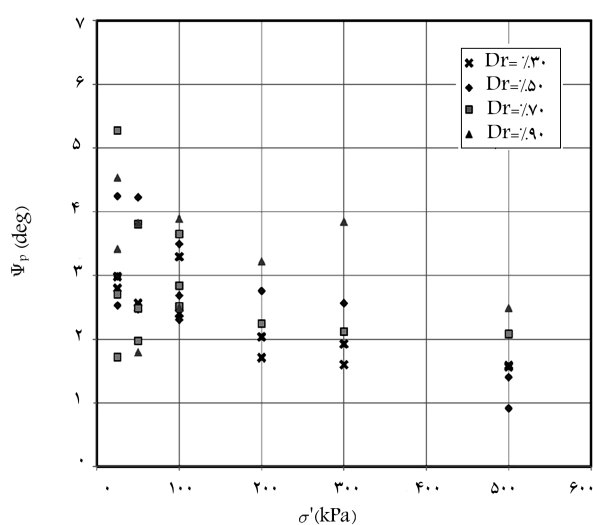
$$\phi_p = \phi_{cr} + 0.8\Psi_p \quad (21)$$

با توجه به رابطه‌ی ۱۷، بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که مقدار  $\phi_{cr}$  (زاویه‌ی اصطکاک داخلی بحرانی) برای ماسه‌ی انزلی برابر است با:

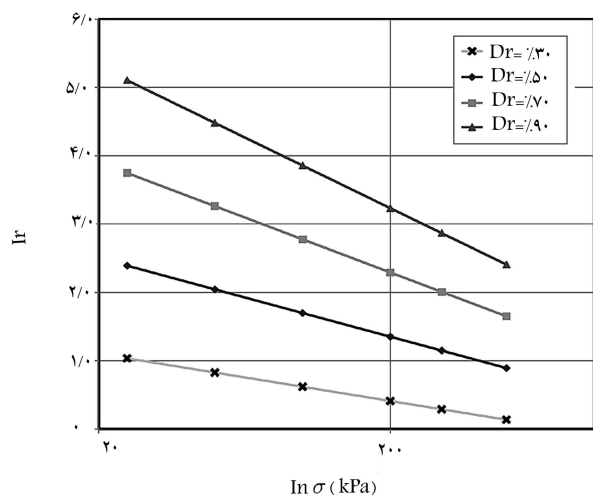
$$\phi_{cr} = 31.2^\circ \quad (22)$$



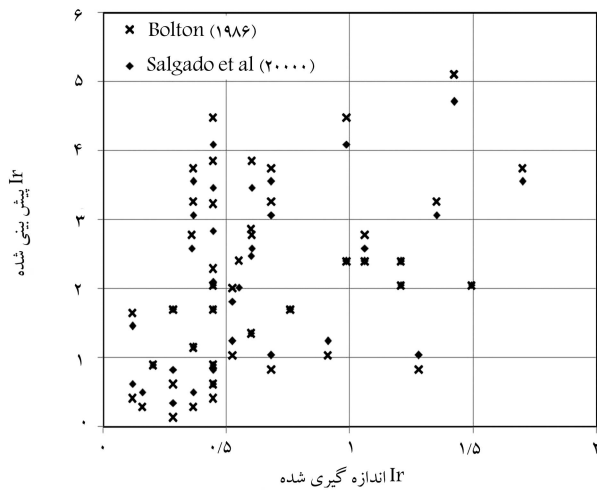
شکل ۹. تغییرات  $\phi_p$  بر حسب برای آزمایش‌های انجام‌شده.



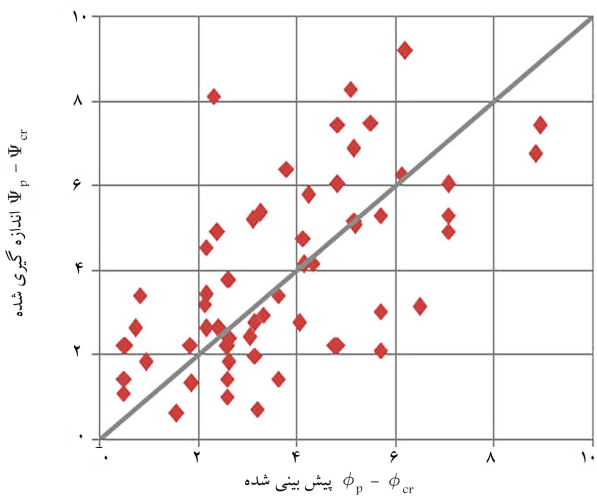
شکل ۱۰. تغییرات  $\Psi_p$  بر حسب آزمایش‌های انجام‌شده برای رفتار انشاعی ماسه‌ی انزلی.



شکل ۱۱. مقادیر تخمین زده‌شده‌ی  $I_R$  توسط بولتون (۱۹۸۶) بر حسب تنش قائم و چگالی نسبی.<sup>[۱]</sup>



شکل ۱۳. پیش بینی مقادیر زاویه‌ی اتساع از روی روابط پژوهشگران پیشین برای ماسه‌ی انزلی. [۱۷۵]



شکل ۱۴. پیش بینی زاویه اتساع ماسه‌ی انزلی بر حسب مقادیر تنش قائم و چگالی نسبی.

#### ۴. نتیجه‌گیری

در این نوشتار با انجام آزمایش‌های برش مستقیم زهکشی‌شده، مقاومت برشی و رفتار تغییر حجمی ماسه‌های بندرانزلی بررسی و نیز به اثر رفتار اتساعی در مقاومت برشی در این نوع از خاک‌ها، که بخش مهمی از ناحیه‌ی ساحلی استان گیلان را در بر دارد، توجه شده است. بر اساس آزمایش‌های انجام‌شده که بر روی ۳ نوع ماسه با دانه‌بندی‌های مختلف و در ۴ نوع چگالی نسبی مختلف، از خیلی شل تا بسیار متراکم، صورت گرفته است، ماسه‌های مذکور دارای زاویه‌ی اتساعی بین ۱ تا ۵٫۳ درجه هستند، که این مقدار به میزان تراکم نسبی و مقدار سربار قائم بستگی دارد. به طوری که برای افزایش مقدار سربار قائم، زاویه‌ی اتساع روندی تدریجاً کاهشی و به ازاء افزایش چگالی نسبی، روندی شدیداً افزایشی دارد. با توجه به نتایج به دست آمده، رابطه‌ی برای پیش‌بینی شاخص اتساع معرفی‌شده توسط بولتون (۱۹۸۶) از طریق مقادیر تراکم نسبی و سربار قائم برای ماسه‌ی انزلی به دست آمده است (رابطه‌ی ۲۵)، که از طریق این رابطه، به لحاظ مقادیر پیش‌بینی‌شده، تخمین‌های نزدیک‌تری

مشابه با رابطه‌ی ۲۱ و براساس نمودار شکل ۱۲ می‌توان نوشت:

$$(\phi_p - \phi_{cr}) = ۱٫۲۹۱ \Psi_p \quad (۲۳)$$

از طرف دیگر، با توجه به در نظر گرفتن شرایط کرنش مسطح برای آزمایش برش مستقیم، مطابق رابطه‌ی ۲۴ داریم:

$$(\phi_p - \phi_{cr}) = ۵ I_R \quad (۲۴)$$

در نتیجه برای مقادیر توصیه‌شده بولتون (۱۹۸۶) و سالگادو و همکاران (۲۰۰۰)، پیش‌بینی مقادیر زاویه‌ی اتساع و یا به‌طور متناظر اختلاف زاویه‌ی اصطکاک داخلی پیک و بحرانی برای ماسه‌ی انزلی، به صورت شکل ۱۳ خواهد بود. [۱۷۵]

آنچه از مقایسه‌ی مقادیر  $I_R$  و به تبع آن زاویه‌ی اتساع پیش‌بینی‌شده توسط بولتون (۱۹۸۶) و سالگادو و همکاران (۲۰۰۰) با مقادیر  $I_R$  به دست آمده از طریق آزمایش‌های برش مستقیم مشخص می‌شود، لزوم اصلاح ضرایب  $Q$  و  $R$  در روابط پیشنهادی برای پژوهشگران پیشین در مورد ماسه‌ی انزلی است. از این رو با توجه به برازش‌های مختلف انجام‌شده برای مقادیر ضرایب ثابت  $Q$  و  $R$  در رابطه‌ی ۲۵، در مورد ماسه‌ی انزلی بهترین تطابق برای تخمین  $I_R$  از روی مقدار تنش قائم و چگالی نسبی برای  $Q = ۷$  و  $R = ۰٫۸$  به دست خواهد آمد. در شکل ۱۴، مقادیر پیش‌بینی‌شده زاویه‌ی اتساع ماسه‌ی انزلی بر حسب مقادیر تنش قائم و چگالی نسبی برای ضرایب به دست آمده نشان داده شده است. در نتیجه جهت تخمین مقادیر، رابطه‌ی ۲۵ پیشنهاد شده است:

$$I_R = D_r (۷ \gamma' - Ln \sigma') - ۰٫۸ \quad (۲۵)$$

به طوری که در آن،  $\sigma'$  بر حسب  $kPa$  و  $D_r$  چگالی نسبی است که به صورت اعشاری بیان می‌شود. این رابطه برای ۶۶ داده‌ی آزمایشی، دارای  $R^2$  نسبتاً پایینی (حدود ۰٫۶۶) است. لذا به لحاظ آماری از یک دیدگاه، همبستگی کاملاً مناسبی را نشان نمی‌دهد. همچنین خطای متوسط مطابق این رابطه (MAE) برابر با ۱٫۴۰۴ است، که باز هم در مقایسه با دامنه‌ی داده‌ها (بین ۰ تا ۱۰) خطای کاملاً غیر قابل اغماضی به حساب نمی‌آید. اما نکته‌ی شایان ذکر این است که پیش‌بینی‌های انجام‌شده بر اساس ضرایب رابطه‌ی بولتون دارای همبستگی پایین‌تر و خطای بیشتری است. به علاوه اینکه در صورت حذف ۲۰٪ داده‌ها به‌عنوان داده‌های غیرمعمول و خطاهای آزمایشگاهی، ضریب همبستگی ( $R^2$ )، برای باقیمانده‌ی اعداد (حدود ۵۲ آزمون) برابر با ۰٫۷۷ خواهد بود، که مقدار قابل قبولی است. لذا در صورت پذیرش شکل کلی رابطه‌ی بولتون (یعنی رابطه‌ی خطی) به نظر می‌رسد که ضرایب پیشنهادی در رابطه‌ی پیشنهادی برای ماسه‌ی انزلی پیش‌بینی‌های بهتری را به دست دهد. به علاوه اینکه خطای نسبتاً بالای این رابطه به دلیل نوع آزمایش‌ها (برش مستقیم) و در حقیقت ناشی از خطای آزمایش است و رابطه‌ی کلی بولتون بر اساس مطالعات انجام‌شده، به صورت جهانی پذیرفته شده است و پیش‌بینی‌های قابل قبولی را در بر دارد. لذا با توجه به تقریب نسبتاً بالا در مورد این رابطه می‌توان از آن برای یافتن تقریبی از زاویه‌ی اتساع استفاده کرد. خاطر نشان می‌شود که اصولاً تخمین زاویه‌ی اتساع برای ماسه‌ها در آزمون‌های آزمایشگاهی با دقت بیشتر مانند آزمایش سه‌محوری، با مشکلات زیادی مانند مشکلات نمونه‌سازی و خطاهای آزمایش همراه است. همچنین در موارد عملی تقریبی از آن نیز با توجه به عدم حساسیت قابل توجه مدل‌های کشسان - خمیری به زوایای اتساع پایین می‌تواند مفید و کم‌هزینه واقع شود.

و به لحاظ مهندسی می‌توان دست‌کم به منزله‌ی تقریبی از حدود زاویه‌ی اتساع ماسه‌ی انزلی به آن استناد کرد. این نکته شایان ذکر است که نتایج این نوشتار را می‌توان به نتایج کلی‌تری با انجام آزمایش‌های سه‌محوری بر این ماسه تعمیم داد و یا تکمیل و اصلاح کرد. همچنین این تذکر لازم است که آزمایش برش مستقیم دارای خطاهای آزمایشگاهی است، اما به‌عنوان یک آزمایش مناسب برای ماسه‌ها پذیرفته شده است و در این پژوهش نیز سعی بر آن بوده است که بتوان با صرف‌کمترین هزینه‌ی زمانی محاسباتی و آزمایشگاهی به تخمینی مناسب از رفتار اتساعی ماسه‌ی انزلی دست یافت. همچنین با توجه به جهانی‌بودن رابطه‌ی بولتون و وابستگی آن به پارامتر فشار سربار و چگالی نسبی ماسه، سعی بر آن بوده است تا اصلاحاتی در ضرایب این رابطه برای ماسه‌ی انزلی صورت پذیرد. بدیهی است روش‌هایی مانند محاسبات نرم<sup>۶</sup> می‌توانند نتایج بهتری را نیز به همراه داشته باشند.

نسبت به روابط عمومی بولتون (۱۹۸۶) و سالگادو و همکاران (۲۰۰۰) برای ماسه‌ی انزلی به‌دست خواهد آمد.<sup>[۱۷]</sup>  
 بررسی مقاومت برشی ماسه‌های انزلی در تراکم نسبی‌های مختلف نشان می‌دهد که می‌توان انتظار زاویه‌ی اصطکاک داخلی پیک بین ۳۱٫۸ تا ۳۹٫۷ درجه را داشت، که مشابه زاویه‌ی اتساع، به ازاء افزایش مقدار سربار قائم، روندی به تدریج کاهش‌ی و با شیب بسیار کم به‌ویژه در سربارهای قائم بزرگ‌تر خواهد داشت و به ازاء افزایش چگالی نسبی روندی به شدت افزایشی دارد. همچنین از طریق برزش خطی انجام‌شده بر روی مقادیر تغییرات زاویه‌ی اصطکاک داخلی پیک برحسب زاویه‌ی اتساع، رابطه‌ی برای ماسه‌ی انزلی به دست آمده است، که می‌توان نتیجه گرفت مقدار  $\phi_{cr}$  (زاویه‌ی اصطکاک داخلی بحرانی) برای ماسه‌ی انزلی در حدود ۳۱٫۲ درجه است. اگرچه این برزش به لحاظ آماری دارای دقت کاملاً مناسبی نیست، اما در مقایسه با روابط مشابه موجود، خطای کمتری دارد

## پانوشتها

1. stress level
2. Bangalore
3. direct shear test
4. peak
5. decimal
6. soft computing

## منابع (References)

1. Bolton, M.D. "The strength and dilatancy of sands", *Geotechnique*, **36**(1), pp. 65-78 (1986).
2. Schanz, T. and Vermeer, P.A. "Angle of friction and dilatancy of sand", *Geotechnique*, **46**(1), pp. 145-151 (1996).
3. Hu, M., O'Sullivan, C., Jardine R.R. and Jiang, M. "Stress-induced anisotropy in sand under cyclic loading", *Granular Matter*, **12**(10), pp. 469-476 (2010).
4. Maeda, K. and Miura, K. "Relative density dependency of mechanical properties of sands", *Soils and Foundations*, **39**(1), pp. 69-79 (1999).
5. Kumar, J., Raju, K.V.B.S. and Kumar, A. "Relationships between rate of dilation, peak and critical state friction angles", *Indian Geotechnical Journal*, **37**(1), pp. 53-63 (2007).
6. Taylor, D.W., *Fundamentals of Soil Mechanics*, John Wiley, 700 p. (1948).
7. De Josselin de Jong, G. "Rowe's stress-dilatancy relation based on friction", *Geotechnique*, London, **26**(3), pp. 527-534 (1976).
8. Rowe, P.W. "The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact", *Proc. Royal Soc.*, London, **269**(1339), pp. 500-527 (1962).
9. Houslyby, G.T. "How the dilatancy of soils affects their behavior", *Soil Mechanics*, Report No. 121/91, University of Oxford, UK (1991).
10. Rowe, P.W. "The relation between the shear strength of sands in triaxial compression, plane strain and direct shear", *Geotechnique*, **19**(1), pp. 75-86 (1969).
11. Clark, J.I. "The settlement and bearing capacity of very large foundations on strong soils: 1996 R.M. Hardy Keynote address", *Can. Geotech. J.*, **35**, pp. 131-145 (1998).
12. Veiskarami, M. "Stress level based prediction of load displacement behaviour and bearing capacity of foundations by ZEL method", Ph.D. Dissertation Submitted to the Department of Civil Engineering, Shiraz University, Shiraz, Iran (2010).
13. Veiskarami, M., Eslami, A. and Kumar, J. "End bearing capacity of driven piles in sand using the stress characteristics method: Analysis and implementation", *Can. Geotech. J.*, **48**(10), pp. 1570-1586 (2011).
14. Veiskarami, M., Jahanandish, M. and Ghahramani, A. "Stress level based bearing capacity of foundations: Verification of results with 131 case studies", *KSCE Journal of Civil Engineering*, **16**(5), pp. 723-732 (2011).
15. Lade, P.V. and Duncan, J.M. "Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless Soil", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, **101**(GT10), pp. 1037-1053 (1975).
16. Ghorbani, A., Veiskarami, M., Hamidzadeh, N. and Nemati Mersa, A. "A Study on the bearing capacity alteration of shallow foundation resting on Anzali sand after applied cyclic loading", In *Proceedings of the 7th Int'l. Sym. on Adv. in Sci. and Tech. (7th SASTech 2013)*, Bandar-Abbas, Iran (7-8 March 2013).
17. Salgado, R., Bandini, P. and Karim, A. "Shear strength and stiffness of silty sand", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, **126**(5), pp. 451-462 (2000).