

# مدل سازی عددی پرسیمتر و ارزیابی روش های تفسیر انبساط حفره در خاک ماسه‌یی

محمد مهدی احمدی\* (استاد)

احسان کشمیری (دانشجوی کارشناسی ارشد)  
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

مهندسی عمران شریف، پاییز ۱۳۹۶ (۱۱-۳-۲۰۱۳ شماره ۱/۳، ص. ۱۱-۳)

پرسیومتری یکی از مهم‌ترین آزمایش‌های صحرایی در مهندسی ژئوتکنیک است که برای تعیین ویژگی‌های مکانیکی خاک کاربرد دارد. مزیت اصلی دستگاه مذکور، اندازه‌گیری پیوسته‌ی منحنی تنش-کرنش خاک است که جهت تعیین پارامترهای خاک بر مبنای تحلیل‌های تئوری (تئوری انبساط حفره) قابل تفسیر است. در پژوهش حاضر، ابتدا آزمایش پرسیمتر به صورت کرنش-کنترل در نرم‌افزار FLAC مدل شده و جهت صحت‌سنجی، نتایج مدل‌سازی عددی با نتایج آزمایش‌های صحرایی مقایسه و اثر قطر حفره (پرسیومتر) در نمودار تنش-کرنش پرسیمتر بررسی شده است. تفاوت آنالیزهای تغییر شکل‌های کوچک و بزرگ در انبساط حفره بررسی و سپس، روش‌های تحلیلی انبساط حفره بیان و مقایسه‌ی بین نتایج آن‌ها با آنالیز عددی انجام شده است تا کارایی هر یک به خوبی مشخص شود. همچنین، روش‌های تحلیلی و تجربی تفسیر نتایج پرسیمتر به منظور تعیین زاویه‌ی اصطکاک داخلی ارزیابی و روش بهینه‌ی پیشنهاد شده است.

واژگان کلیدی: مدل‌سازی عددی پرسیمتر، ارزیابی روش‌های تفسیر انبساط حفره، تخمین زاویه‌ی اصطکاک داخلی.

mmahmadi@sharif.edu  
eks\_keshmiri@mehr.sharif.ir

## ۱. مقدمه

استفاده از آزمایش پرسیمتر، زاویه‌های اصطکاک داخلی و اتساع خاک ماسه‌یی را تعیین کرد.<sup>[۵]</sup> سپس در سال ۱۹۸۶، یک راه‌حل بسته برای خاک‌های چسبیده‌ی اصطکاکی ارائه شده است.<sup>[۶]</sup> رابطه‌ی دیگری نیز در همان سال جهت تفسیر منحنی باربرداری پرسیمتر و تعیین زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک ماسه‌یی ارائه شده است.<sup>[۷]</sup>

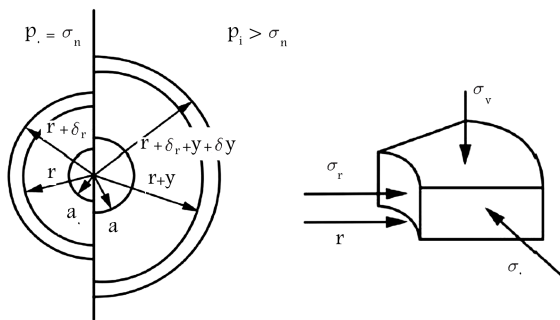
همچنین در سال ۲۰۰۱، آنالیز عددی ارائه شده است که علاوه بر منحنی تنش-کرنش، فشار حدی تئوری انبساط حفره (فشاری که از آن به بعد با افزایش کرنش، تنش ثابت می‌ماند) تعیین شده است.<sup>[۸]</sup> در سال ۲۰۰۲ هم با فرض قانون جریان خمیری غیرمرتبط، راه‌حلی برای انبساط حفره در محیط چسبیده‌ی اصطکاکی با خاصیت اتساعی ارائه شده است که بیشتر برای خاک‌های سخت و سنگ‌های نرم قابل استفاده است.<sup>[۹]</sup> روابطی نیز در سال ۲۰۰۷ برای تعیین فشار حدی پرسیمتر (فشار متناظر با وقتی که تغییر حجم حفره برابر با حجم اولیه‌ی آن باشد) در خاک‌های ماسه‌یی ارائه و با آنالیز عددی تفاضل محدود، اثر پارامترهایی همچون تنش بر جای قائم، مدول برشی، زاویه‌ی اصطکاک و ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون بر روی فشار حدی پرسیمتر بررسی شده است.<sup>[۱۰]</sup> همچنین با به‌کارگیری روش‌های استاتیکی و کینماتیکی تئوری تسلیم در همان سال، روابط دیگری برای تعیین فشار حدی در خاک‌های چسبیده و چسبیده‌ی اصطکاکی پیشنهاد شده است.<sup>[۱۱]</sup> در سال ۲۰۱۱ نیز آنالیز انبساط حفره در محیط همسان و همگن و با فرض آنکه معیار گسیختگی از نوع غیرخطی باشد، گسترش داده شده است.<sup>[۱۲]</sup>

نخستین بار، آزمایش پرسیمتری در سال ۱۹۵۴ ابداع شده است. عموماً دستگاه پرسیمتر متشکل از دو بخش سوند و واحد کنترل است. سوند شامل یک غشاء منعطف است، که با یک سری نوار فلزی که به آنها اصطلاحاً فانوس چینی<sup>۱</sup> می‌گویند، حفاظت می‌شود. طول بخش منعطف سوند باید از ۶ برابر قطر آن بیشتر باشد، تا بتوان از کرنش قائم در حین انبساط صرف‌نظر و نتایج پرسیمتر را با تئوری انبساط حفره‌ی استوانه‌یی تفسیر کرد. واحد کنترل، متشکل از تجهیزاتاتی است که فشار سیال را به سوند اعمال می‌کنند و کرنش و تنش جداره را اندازه می‌گیرند.<sup>[۱]</sup>

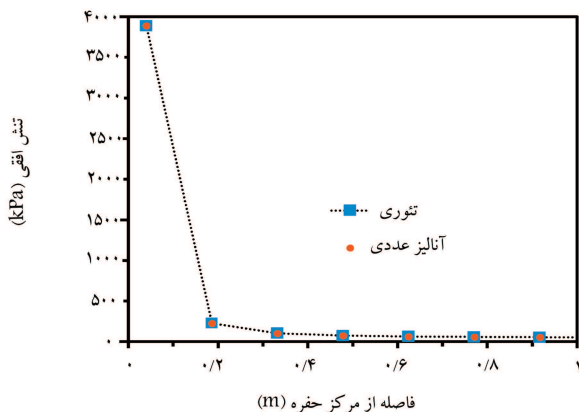
اولین راه حل بسته برای مسئله‌ی انبساط حفره در محیط کشسان خطی و با فرض تغییر شکل‌های کوچک در سال ۱۸۵۲ ارائه شده است،<sup>[۲]</sup> که با استفاده از آن فقط می‌توان مدول برشی کشسان را با استفاده از تفسیر شیب اولیه‌ی نمودار تنش-کرنش و یا سیکل بارگذاری-باربرداری به‌دست آورد. آزمایش پرسیمتری را می‌توان در حالت ایده‌آل به‌صورت انبساط یک حفره‌ی استوانه‌یی در محیط کشسان خمیری مدل کرد. بر این اساس در سال ۱۹۶۱، روشی جهت تعیین زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک در حالت کرنش مسطح توسط پرسیمتر ارائه شده است که فرض اساسی آن رخ دادن برش در حجم ثابت بوده است.<sup>[۳]</sup> در سال ۱۹۷۲ نیز روشی ارائه شده است تا اثر تغییر حجم خاک در تحلیل در نظر گرفته شود.<sup>[۴]</sup> همچنین در سال ۱۹۷۷ روش دیگری پیشنهاد شده است که توسط آن می‌توان با

\* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۳/۱۱/۲۸، اصلاحیه ۱۳/۱۰/۱۳۹۴، پذیرش: ۲۶/۱۰/۱۳۹۴.



شکل ۱. انبساط حفره.



شکل ۲. توزیع تنش افقی اطراف حفره در محیط کشسان.

### ۱.۱. تحلیل کشسان انبساط حفره

با فرض انبساط حفره در یک خاک کشسان خطی و ایزوتروپ و پیروی از قانون هوک، معادله‌ی تعادل برای یک المان در اطراف حفره‌ی منبسط شونده به صورت رابطه‌ی ۱ است: [۲]

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (1)$$

که در آن،  $\sigma_r$  و  $\sigma_\theta$  به ترتیب تنش شعاعی و تنش محیطی هستند. [۲]  
از حل معادله‌ی دیفرانسیل اخیر و لحاظ کردن شرایط مرزی مسئله، رابطه‌ی ۲ را خواهیم داشت: [۲]

$$p - \sigma_{h0} = (2G\varepsilon_c aa_0)/r^2 \quad (2)$$

که در آن،  $G$  مدول برشی،  $\sigma_{h0}$  تنش افقی برجا و  $\varepsilon_c$  کرنش شعاعی جداره‌ی حفره،  $r$  فاصله‌ی شعاعی نقطه‌ی موردنظر تا مرکز حفره،  $a_0$  شعاع اولیه‌ی حفره و  $a$  شعاع پس از انبساط حفره است. اگر تنش در جداره حفره مدنظر باشد، آنگاه در رابطه‌ی ۲،  $r = a$  می‌شود و با فرض  $a \approx a_0$  به صورت رابطه‌ی ۳ در می‌آید: [۲]

$$p - \sigma_{h0} = 2G\varepsilon_c \quad (3)$$

که از آن نتیجه می‌شود نمودار تنش-کرنش جداره برای انبساط حفره در محیط کشسان خطی، به صورت خطی با شیب ثابت و ۲ برابر مدول برشی است. [۲] در شکل ۱، وضعیت انبساط حفره و المان خاک اطراف آن نشان داده شده است.

### ۲.۱. توزیع تنش اطراف حفره در حالت کشسان

از رابطه‌ی ۲ می‌توان دریافت که توزیع تنش در اطراف حفره در مصالح کشسان با عکس مجذور فاصله‌ی شعاعی از مرکز حفره  $(\frac{1}{r^2})$  رابطه‌ی مستقیم دارد. بر همین اساس با انجام آنالیز عددی در حالت کشسان، توزیع تنش در اطراف حفره اندازه‌گیری و در شکل ۲ با رابطه‌ی ۲ مقایسه شده است و مشاهده می‌شود که مطابقت خوبی بین نتایج وجود دارد.

### ۳.۱. تحلیل کشسان خمیری گیبسون و آندرسون

گیبسون و آندرسون (۱۹۶۱)، اولین راه‌حل را برای انبساط حفره در مصالح کشسان خمیری ارائه کرده‌اند. [۳] فرض رابطه‌ی آن‌ها این بوده است که قبل از رسیدن به حالت تسلیم، خاک به صورت کشسان رفتار می‌کند و گسیختگی در حجم ثابت رخ می‌دهد (رابطه‌ی ۴):

$$p = \left(\frac{2\sigma_{h0}}{\lambda + N}\right) \left[ \left( \frac{E}{2\sigma_{h0}(\lambda + \mu)} \left( \frac{\lambda + N}{\lambda - N} \right) \left( \frac{\Delta V}{V} \right) \right)^{(\lambda - N)/2} \right] \quad (4)$$

که در آن،  $E$  مدول یانگ مصالح،  $\sigma_{h0}$  تنش افقی برجا؛

$N = (\lambda - \sin \phi) / (\lambda + \sin \phi)$  نسبت تنش اصلی کمینه به تنش اصلی بیشینه،  $\mu$  ضریب پواسون،  $\Delta V$  تغییر حجم حفره،  $V$  حجم اولیه و  $p$  تنش در جداره حفره است. اشکال اصلی رابطه‌ی ۴ این است که به هنگام گسیختگی، حجم مصالح را ثابت در نظر می‌گیرد، در حالی که در ماسه‌ها در حین گسیختگی، افزایش حجم (در ماسه‌ی متراکم) و یا کاهش حجم (در ماسه‌ی شل) رخ می‌دهد؛ به عبارت دیگر، رابطه‌ی ۴ اثر زاویه‌ی انبساط را در نظر نمی‌گیرد.

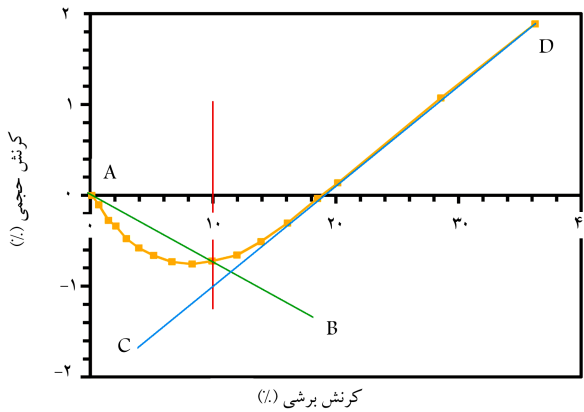
### ۴.۱. تحلیل رابطه‌ی کشسان خمیری هوگه ۲ و همکاران

هوگه و همکاران (۱۹۷۷)، روشی ارائه کرده‌اند که طبق آن در حین انبساط حفره (اعمال نیروی برشی) تغییر حجم رخ می‌دهد که این تغییر حجم (انبساط) رابطه‌ی نزدیکی با زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک ماسه‌ی دارد. [۵] این روش از مفهوم انبساط تنش رو [۴] (۱۹۶۲) و مشاهدات رفتار ماسه در آزمایش برش ساده که استرود [۵] (۱۹۷۱) انجام داده است، بهره می‌گیرد، تا اثر زاویه‌ی انبساط را در تحلیل انبساط حفره در نظر بگیرد. [۱۳] طبق آزمایش‌های استرود، زاویه‌ی انبساط شیب خطی است که مبدأ نمودار کرنش حجمی بر حسب کرنش برشی را به نقطه‌ی متناظر با کرنش برشی ۱۰٪ (کرنش جداره‌ی ۵٪) وصل کند. بر این اساس طبق شکل ۳، شیب خط AB بیان‌گر تازانت زاویه‌ی انبساط است. هوگه و همکاران (۱۹۷۷) با استفاده از تعریف مزبور برای زاویه‌ی انبساط، رابطه‌ی ۵ را بین تنش و کرنش جداره‌ی حفره ارائه کرده‌اند: [۵]

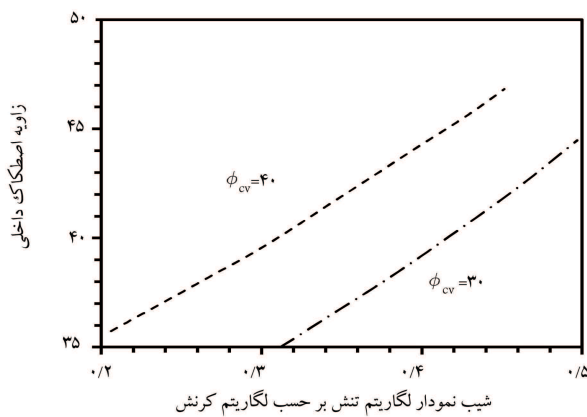
$$\varepsilon = \varepsilon_R \left( \frac{p}{\sigma_R} \right)^{\frac{n+1}{1-N}} \quad (5)$$

که در آن،  $N = (\lambda - \sin \phi) / (\lambda + \sin \phi)$ ،  $n = (\lambda - \sin \Psi) / (\lambda + \sin \Psi)$  (که  $\Psi$  زاویه‌ی انبساط است)،  $P$  و  $\varepsilon$  تنش و کرنش در جداره‌ی حفره،  $\sigma_R = (\sigma_{h0} \sin \phi) / (2G)$  و  $\varepsilon_R = (\sigma_{h0} \sin \phi) / (2G)$  (مدول برشی خاک) است. به این نکته باید توجه کرد که آنالیز هوگه و همکاران (۱۹۷۷)، بر اساس فرض کرنش کوچک است. آن‌ها بیان کرده‌اند که با گرفتن لگاریتم از طرفین رابطه‌ی ۵، می‌توان زاویه‌های اصطکاک داخلی و انبساط ماسه را تعیین کرد (رابطه‌ی ۶): [۵]

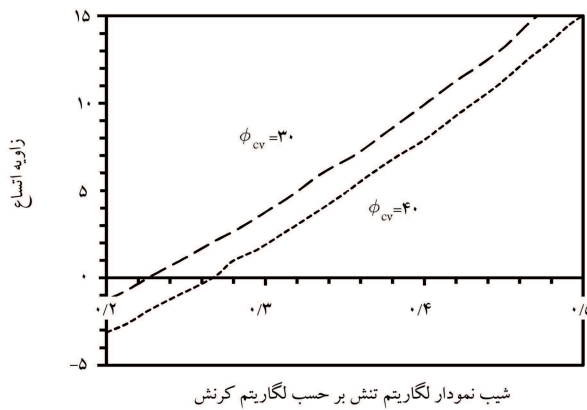
$$\log(p) = S(\log(\varepsilon_c)) + A \quad (6)$$



شکل ۳. نمودار کرنش حجمی بر حسب کرنش برشی.



شکل ۴. زاویه اصطکاک بر حسب S.



شکل ۵. زاویه اتساع بر حسب S.

اصلی رابطه‌ی ۱۰ است که تعیین پارامترهای خاک همچون زاویه‌های اصطکاک داخلی و اتساع از روی منحنی تنش-کرنش با استفاده از رابطه‌ی مذکور بسیار دشوار است.

۷.۱. تحلیل حالت باربرداری هولسبی<sup>۸</sup> و همکاران  
 هولسبی و همکاران (۱۹۸۶) با استفاده از فرضیاتی مشابه با هوگه و همکاران (۱۹۷۷)، آنالیز کرنش کوچک را بر روی ناحیه‌ی باربرداری نمودار تنش-کرنش

که در آن، A یک عدد ثابت است. سپس رابطه‌ی ۷ را برای تعیین S (شیب نمودار تنش بر حسب کرنش جداره در مقیاس لگاریتمی) ارائه کرده‌اند:<sup>۵</sup>

$$S = \frac{(1 + \sin \psi) \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (7)$$

همچنین ذکر کرده‌اند که با استفاده از قانون اتساع تنش رو<sup>۹</sup> (۱۹۶۲)، می‌توان زاویه‌های اتساع و اصطکاک را از روی S تعیین کرد (روابط ۸ و ۹):<sup>۵</sup>

$$\sin \phi = \frac{S}{1 + (S - 1) \sin \phi_{cv}} \quad (8)$$

$$\sin \psi = S + (S - 1) \sin \phi_{cv} \quad (9)$$

که در آن‌ها،  $\phi_{cv}$  زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک در حالت بحرانی یا در حجم ثابت است، که در آزمایشگاه و با انجام آزمایش برش مستقیم در حجم ثابت و یا ادامه‌ی آزمایش برش مستقیم یا سه‌محوری تا رسیدن به حالت حجم ثابت یا بحرانی تعیین می‌شود. مزیت این روش در تعیین زاویه‌ی اصطکاک داخلی این است که می‌توان با تفسیر نتایج منحنی تنش-کرنش پرسیمتر و تخمین و یا اندازه‌گیری  $\phi_{cv}$ ، مقدار  $\phi$  را تعیین کرد. توجه شود که در خاک‌های ماسه‌یی به ویژه خاک‌های ماسه‌یی شل، نمونه‌گیری دست‌نخورده جهت تعیین مقدار  $\phi$ ، دشوار یا غیرعملی است. اما  $\phi_{cv}$  را می‌توان از روی نمونه‌ی دست‌خورده نیز تعیین کرد.

#### ۵.۱. اصلاح روش هوگه توسط روبرتسون<sup>۶</sup>

روبرتسون (۱۹۸۲) ذکر کرده است که استفاده از روش هوگه و همکاران (۱۹۷۷) در خاک‌های ماسه‌یی شل، مقادیر زاویه‌ی اصطکاک داخلی را کمتر از واقعیت پیش‌بینی می‌کند و دلیل آن این است که فرض هوگه و همکاران (۱۹۷۷) در به دست آوردن روابط این بوده است که زاویه‌ی اتساع از شیب خط AB در شکل ۳ قابل استخراج است، در حالی که در خاک‌های ماسه‌یی شل این شیب بسیار کم است و زاویه‌ی اتساع را کمتر از واقعیت به دست می‌دهد. پیشنهاد روبرتسون (۱۹۸۲) این بوده است که برای رفع مشکل مذکور، شیب خط CD (بدون آنکه علامت زاویه تغییر کند) جهت استخراج زاویه‌ی اتساع انتخاب شود. بر همین اساس وی شکل‌های ۴ و ۵ را برای تعیین زاویه‌های اصطکاک و اتساع از روی مقادیر شیب S ارائه کرده است.<sup>۱۵</sup>

#### ۶.۱. تحلیل کشسان خمیری کارتر<sup>۷</sup> و همکاران

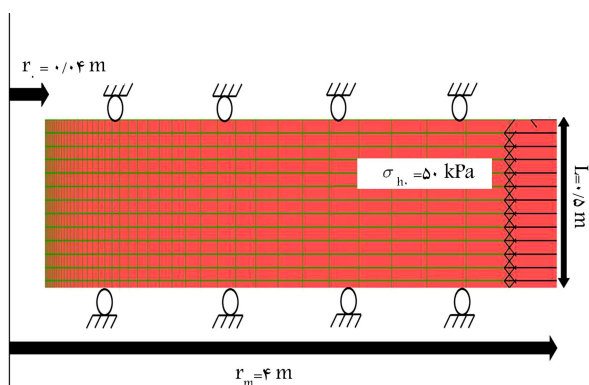
کارتر و همکاران (۱۹۸۶)، راه‌حل بسته‌ی کاملی برای انبساط حفره در خاک‌های چسبنده‌ی اصطکاک‌ی و نیز برای خاک‌های فقط اصطکاک‌ی ارائه کرده‌اند، که برای هر دو حالت کرنش کوچک و کرنش بزرگ قابل استفاده است.<sup>۱۶</sup> مزیت اصلی آنالیز کارتر و همکاران (۱۹۸۶) بر آنالیز هوگه و همکاران (۱۹۷۷) این است که کرنش‌های کشسان را نیز در ناحیه‌ی خمیری اطراف حفره در نظر گرفته است که تأثیر آن قابل چشم‌پوشی نیست. برای آنالیز کرنش کوچک داریم (رابطه‌ی ۱۰):

$$\varepsilon = \varepsilon_R \left[ A \left( \frac{p}{\sigma_R} \right)^\gamma + B \frac{p}{\sigma_R} + C \right] \quad (10)$$

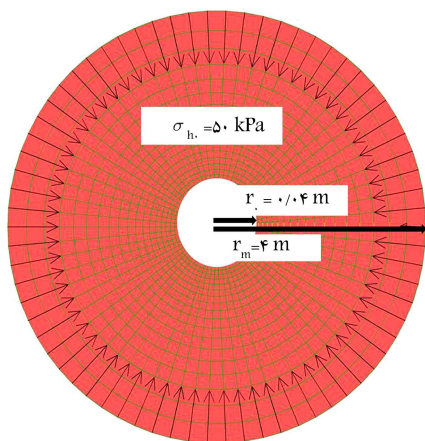
که در آن A، B و C ضرایب ثابتی هستند که تابعی از زاویه‌های اصطکاک و اتساع ماسه هستند و مقادیر  $\varepsilon_R$  و  $\sigma_R$  نیز همان‌طور که قبلاً معرفی شده‌اند، تابعی از مدول برشی، تنش افقی برجا و زاویه‌ی اصطکاک هستند. همان‌طور که مشاهده می‌شود، تفاوت رابطه‌های ۵ و ۱۰، دو جمله‌ی B و C است. اشکال

جدول ۱. پارامترهای مورد استفاده جهت مقایسه‌ی مدل متقارن محوری و کرنش مسطح.

D(m)	$\sigma_{h^0}$ (kPa)	$\sigma_{v^0}$ (kPa)	$\mu$	$\phi_{cv}$	$\phi$	$\Psi$	G(MPa)
۵٫۵	۵۰	۱۰۰	۰٫۳	۳۳°	۳۵°	۲٫۵°	۱۵



شکل ۶. مدل متقارن محوری (مدل ۱).



شکل ۷. مدل کرنش مسطح (مدل ۲).

اتساع استفاده شده است: [۱۷]

$$\phi' - \phi'_{cv} = 0.18\Psi \quad (12)$$

بنابراین برای این خاک ماسه‌یی با زاویه‌ی اصطکاک  $35^\circ$ ، زاویه‌ی اتساع برابر  $2.5^\circ$  به دست آمده است. فرض شده است که آزمایش پرسیمتر در عمق  $5.5$  متری در یک خاک ماسه‌یی خشک با وزن مخصوص  $18$  کیلو نیوتن بر متر مکعب انجام شده باشد؛ بنابراین تنش قائم برابر  $100$  کیلو پاسکال و با فرض آنکه ضریب فشار جانبی در حالت سکون برابر  $0.75$  باشد، تنش افقی برجا،  $50$  کیلو پاسکال خواهد بود. در شکل ۸، مقایسه‌ی بین نتایج حاصل از مدل های ۱ و ۲ مشاهده می‌شود. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، مطابقت خوبی بین نتایج حاصل از دو مدل وجود دارد، البته این مطابقت برای خاک‌های با مشخصات دیگر نیز مشاهده شده است. وود و مایر [۱۸] (۱۹۸۷) بیان کرده‌اند که شرط آن‌که در حین انبساط حفره بتوان از کرنش‌های قائم صرف‌نظر کرد، این است که نسبت طول به قطر پرسیمتر از  $6$  بیشتر باشد. [۱۸] چون فرض کرنش قائم صفر در همه‌ی شرایط صادق نیست، مدل متقارن محوری نسبت به مدل کرنش مسطح که همواره کرنش قائم را صفر در نظر می‌گیرد، کارایی و انعطاف بیشتری دارد (می‌توان به جای مقید کردن مدل در راستای قائم، تنش ثابت قائم در

پرسیمتر انجام داده‌اند، [۱۷] و توجه‌شان این بوده است که ناحیه‌ی باربرداری نمودار تنش-کرنش، حساسیت کمتری به دست‌خوردگی ناشی از حفاری دارد. بر همین اساس رابطه‌ی ۱۱ برای تعیین زاویه‌ی اصطکاک خاک به دست آمده است: [۱۷]

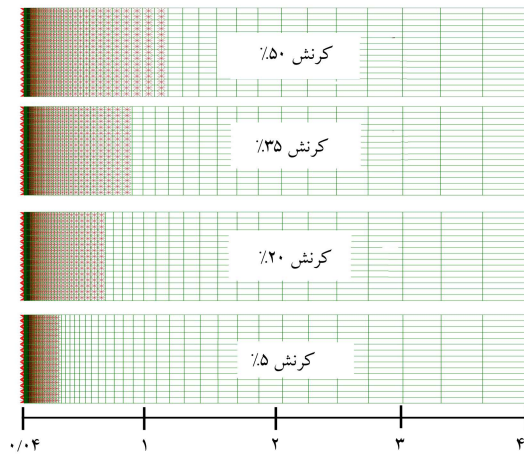
$$\sin \phi = \left( \sin \phi_{cv} + \frac{1 + \sin \phi_{cv}}{S_d} \right) - \sqrt{\left( \sin \phi_{cv} + \frac{1 + \sin \phi_{cv}}{S_d} \right)^2 - 1} \quad (11)$$

که در آن،  $S_d$  شیب نمودار  $-\ln(p)$  بر حسب  $\ln(\epsilon_{max} - \epsilon)$  در ناحیه‌ی باربرداری است که  $\epsilon_{max}$  بیشینه‌ی کرنش قبل از اعمال باربرداری است.

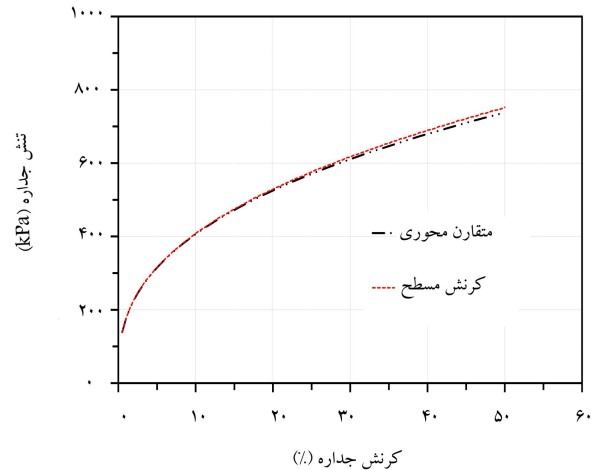
## ۲. مدل سازی عددی

همان‌طور که اشاره شده است، هر یک از آنالیزهای ذکر شده، محدودیت‌ها و فرض‌های متفاوتی دارند. بنابراین لازم است تا مقایسه‌ی بین این آنالیزها انجام شود، تا محدودده‌ی کاربرد هر یک به خوبی مشخص شود. جهت ارزیابی هر کدام از روش‌ها، از مدل سازی عددی پرسیمتر در نرم افزار تجاری FLAC استفاده شده است. مسئله‌ی انبساط حفره‌ی استوانه‌یی در محیط خمیری، به دلیل آنکه تفسیر نتایج آزمایش‌های برجا و تخمین پارامترهای خاک، اهمیت ویژه‌ی دارد، مورد توجه پژوهشگران بسیاری بوده است.

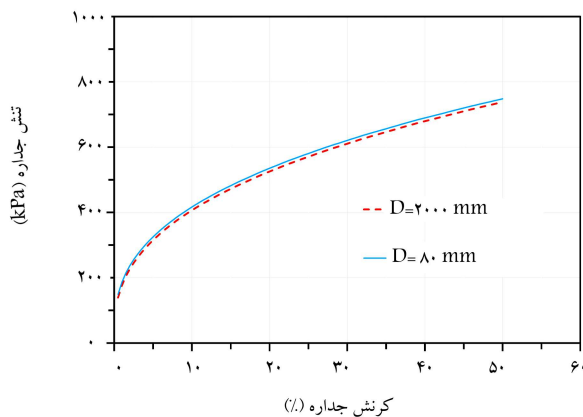
در پژوهش حاضر، انبساط حفره به دو صورت متقارن محوری (مدل ۱) و کرنش مسطح (مدل ۲) مدل شده و مدل رفتاری موه‌رکولمب جهت مدل سازی انتخاب شده است. آزمایش‌ها به صورت کرنش-کنترل مدل شده‌اند. برای مدل سازی، ارتفاع و قطر پرسیمتر به ترتیب  $500$  و  $80$  میلی متر انتخاب شده است که به اندازه‌ی ابعاد پرسیمتر خود حفار کمبریج است. با هار [۱۹۹۲] بیان کرده است که جهت مدل سازی شرایط بی‌نهایت، لازم است در خاک‌های نرم رسی نسبت شعاع ناحیه‌ی اطراف به شعاع پرسیمتر  $3$  باشد، اما نسبت مذکور برای رس‌های سخت و ماسه‌ها باید بیشتر باشد. [۱۶] در پژوهش حاضر، جهت اطمینان از تأثیر ناچیز شرایط مرزی در نتایج، در هر دو مدل ۱ و ۲، نسبت شعاع ناحیه‌ی اطراف به شعاع پرسیمتر،  $100$  لحاظ شده است. هر دو مدل در راستای قائم مقید شده‌اند و در فواصل دور، تنش افقی بر جای خاک ( $\sigma_{h^0}$ ) در راستای افقی به آن اعمال شده است. در شکل ۶، مدل ۱ و در شکل ۷، مدل ۲ نشان داده شده‌اند. در جدول ۱، پارامترهای خاک ماسه‌یی نیمه متراکم جهت مقایسه‌ی مدل های ۱ و ۲ ارائه شده است. با انجام آنالیز حساسیت مشخص شده است که ضریب پواسون تأثیر کمی در منحنی تنش-کرنش پرسیمتر دارد. مقدار ضریب پواسون  $0.3$  فرض شده است که مقداری متداول برای خاک‌های ماسه‌یی است. جهت تعیین زاویه‌ی اتساع فرض شده است که زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک در حجم ثابت (در حالت بحرانی  $33^\circ$ ) درجه باشد. سپس از رابطه‌ی ۱۲، که توسط بولتون [۱۹۸۶] ارائه شده و زاویه‌ی اصطکاک داخلی در حالت کرنش مسطح را با زاویه‌ی اتساع مرتبط می‌سازد، جهت تعیین زاویه‌ی



شکل ۹. ناحیه‌ی خمیری اطراف حفره به ازاء کرنش‌های جداره‌های مختلف.



شکل ۸. مقایسه‌ی نتایج مدل‌های ۱ و ۲.



شکل ۱۰. تأثیر قطر حفره در نمودار تنش-کرنش.

## ۵. آنالیز با فرض تغییر شکل‌های کوچک و بزرگ

در مدل‌سازی عددی در حالت تغییر شکل کوچک، مشخصات گره‌های المان‌ها تغییری نمی‌کند. در واقع، در این حالت اثر رفتار غیرخطی هندسی مشاهده نمی‌شود. در فرایند انبساط پرسپیومتر در شرایط صحرایی معمولاً خاک تحت کرنش‌های جداره‌ی بین ۵ تا ۱۰ درصد (کرنش برشی بین ۱۰ تا ۲۰ درصد) قرار می‌گیرد. بنابراین باید بررسی شود که فرض تغییر شکل کوچک تا چه حد با واقعیت مطابقت دارد. در شکل ۱۱، نتایج آنالیز تغییر شکل‌های کوچک و بزرگ برای دو خاک ماسه‌یی یکی با مشخصات جدول ۱ و دیگری با مشخصات جدول ۲ ارائه شده است. مشاهده می‌شود که برای هر دو خاک در کرنش ۱۰٪، اختلاف دو آنالیز تغییر شکل‌های کوچک و بزرگ، تقریباً ۵٪ است؛ اما با افزایش کرنش جداره به ۵۰٪، این اختلاف به حدود ۲۰٪ رسیده است. کارتر<sup>۱۲</sup> و همکاران (۱۹۸۶) بیان کرده‌اند که در محدوده‌ی کرنش‌های کمتر از ۱۰٪، خطای آنالیز تغییر شکل‌های کوچک قابل صرف نظر است.<sup>[۶]</sup> همان‌طور که از آنالیز عددی نیز مشاهده می‌شود، اختلاف آنالیز تغییر شکل‌های کوچک و بزرگ در محدوده‌ی کرنش آزمایش پرسپیومتر در شرایط صحرایی ناچیز است. بنابراین روش‌های تحلیلی مبتنی بر تغییر شکل کوچک می‌توانند آزمایش پرسپیومتر را تفسیر کنند و انجام آنالیز تغییر شکل بزرگ ضرورت ندارد.

عمق مورد نظر را اعمال کرد). به همین دلیل و اینکه در مدل مقارن محوری به ازاء تعداد المان کمتر، تأثیر مش‌بندی در نتایج قابل صرف نظر می‌شود و نتیجتاً سرعت آنالیز بیشتر است، به نظر می‌رسد که این مدل جهت انجام آنالیزها مناسب‌تر است. بنابراین آنالیزهای عددی در مطالعه‌ی حاضر بر مبنای مدل مقارن محوری انجام شده است.

## ۳. شکل‌گیری نقاط خمیری در اطراف حفره

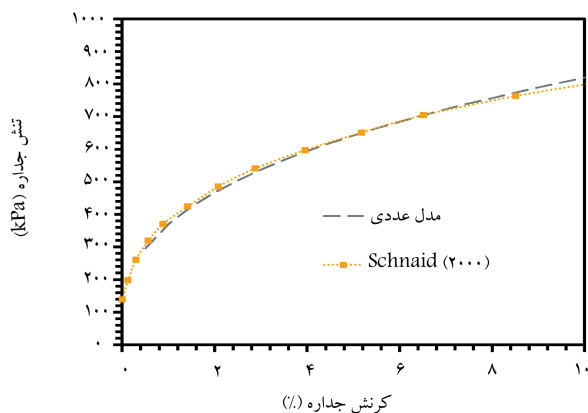
در شکل ۹، جهت درک بهتر شکل‌گیری نقاط خمیری در خاک حین انبساط حفره، ناحیه‌ی خمیری اطراف حفره به ازاء کرنش‌های ۵، ۲۰، ۳۵ و ۵۰ درصد برای خاکی با مشخصات جدول ۱ نمایش داده شده است. مطابق شکل مذکور، تا کرنش ۳۵٪، طول ناحیه‌ی خمیری کمتر از ۱ متر است. همچنین در کرنش ۵۰٪، طول ناحیه‌ی خمیری در حدود ۱٫۲ متر است. البته باید توجه داشت که پرسپیومتر خودحفره تا کرنش‌های بیشینه‌ی ۱۵٪ منبسط می‌شود. توزیع ناحیه‌ی خمیری نشان می‌دهد که مرز سمت راست (محل اعمال تنش افقی برجا) به حالت خمیری در نیامده است. بنابراین انتخاب نسبت شعاع ناحیه‌ی اطراف به شعاع پرسپیومتر برابر ۱۰۰، تأثیر شرایط مرزی در نتایج را به میزان کمیته می‌رساند.

## ۴. تأثیر قطر حفره در نتایج

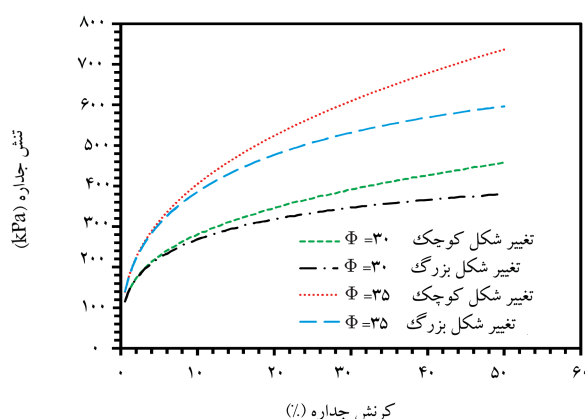
پرسپیومتر انواع مختلفی دارد که هر یک قطر مشخصی دارند. جهت مقایسه‌ی نتایج مدل عددی با نتایج صحرایی لازم است که از عدم تأثیر قطر حفره در نمودار تنش-کرنش اطمینان حاصل کرد. در شکل ۱۰، مقایسه‌ی بین نتایج حاصل از انبساط حفره به قطر ۸۰ میلی‌متر و قطر ۲۰۰۰ میلی‌متر برای خاکی با مشخصات جدول ۱ ارائه شده است. مطابق شکل مذکور، به ازاء کرنش‌های یکسان، نمودارها تقریباً بر هم منطبق هستند، هر چند که مدل با قطر کمتر، به میزان کمی تنش‌های بیشتری دارد. البته باید به این نکته توجه داشت، که جابه‌جایی‌های لازم برای ایجاد کرنش‌های یکسان در دو مدل، کاملاً متفاوت هستند. این موضوع با روابط تحلیلی ۴، ۵ و ۱۰ سازگار است، زیرا در روابط مذکور، قطر حفره در تنش جداره تأثیرگذار نیست.

جدول ۲. پارامترهای مورد استفاده جهت مقایسه‌ی مدل‌های تغییر شکل‌های کوچک و بزرگ.

D (m)	$\sigma_{h_0}$ (kPa)	$\sigma_{v_0}$ (kPa)	$\mu$	$\phi_{cv}$	$\phi$	$\Psi$	G (MPa)
۵٫۵	۵۰	۱۰۰	۰٫۳	۳۳°	۳۰°	۳٫۷۵°	۱۰



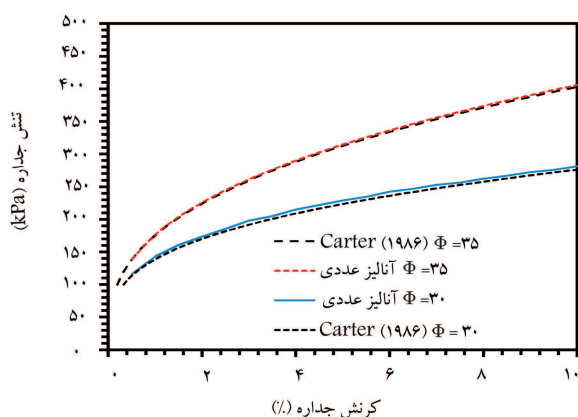
شکل ۱۲. مقایسه‌ی مدل عددی با مدل ایشینید (۲۰۰۰).



شکل ۱۱. مقایسه‌ی آنالیزهای تغییر شکل‌های کوچک و بزرگ.

جدول ۳. پارامترهای مدل آشنید جهت برازش منحنی.

$\sigma_{h_0}$ (kPa)	G (kPa)	$\phi'$	$\phi'_{cv}$
۱۰۳	۴۰۰۰۰	۳۳°	۳۱°



شکل ۱۳. مقایسه‌ی آنالیز عددی و روش کارتر (۱۹۸۶).

## ۶. صحت‌سنجی با نتایج صحرایی

ایشینید<sup>۱۳</sup> (۲۰۰۰) مدلی را پیشنهاد کرده است که برای برازش منحنی بر داده‌های پرسیمتر خود حفار انجام شده در منطقه‌ی گلون پینسولا<sup>۱۴</sup> واقع در هنگ‌کنگ استفاده شده است.<sup>۱۹</sup> پارامترهای استفاده شده در مدل مذکور در جدول ۳ ارائه شده است. جهت صحت‌سنجی مدل ذکر شده، همین پارامترها در مدل عددی استفاده شده و نتایج آن با ایشینید (۲۰۰۰) در شکل ۱۲ مقایسه شده است. مطابق شکل ۱۲، انطباق خوبی بین نتایج وجود دارد، البته دلیل وجود اختلاف در بخش‌های ابتدایی این است که مدل ایشینید (۲۰۰۰) بر مبنای داده‌های صحرایی پرسیمتر است و نمودار پرسیمتر حاصل از داده‌های صحرایی در کرنش‌های کم به دلیل دست‌خوردگی خاک چندان قابل اطمینان نیست.

## ۷. مقایسه‌ی آنالیز عددی و روش‌های تحلیلی

### ۱.۷. مقایسه با روش کارتر و همکاران (۱۹۸۶)

مقایسه بین آنالیز عددی و روش کارتر و همکاران (۱۹۸۶) برای دو نمونه خاک ماسه‌یی با مشخصات مندرج در جدول‌های ۱ و ۲ در شکل ۱۳ نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، نتایج عددی با تحلیل کارتر و همکاران (۱۹۸۶) به ازاء کرنش‌های مختلف، مطابقت خوبی دارند که دلیل اصلی آن را می‌توان به این موضوع نسبت داد که مدل مذکور، کرنش‌های کشسان را نیز در ناحیه‌ی خمیری در نظر می‌گیرد. البته باید توجه داشت که این تئوری برای تغییر شکل‌های کوچک معتبر است.

### ۲.۷. مقایسه با روش هوگه و همکاران (۱۹۷۷)

دو نمونه خاک ماسه‌یی با مشخصات مندرج در جدول‌های ۱ و ۲ آنالیز شده‌اند، که نتایج مقایسه‌ی آنالیز عددی و آنالیز هوگه و همکاران (۱۹۷۷) در شکل ۱۴ ارائه شده است. مطابق شکل مذکور، برای خاک با زاویه‌ی اصطکاک کمتر، اختلاف آنالیز عددی و تئوری تقریباً ۴٪ است، در حالی که برای نمونه با زاویه‌ی اصطکاک بیشتر، این اختلاف در حدود ۱۳٪ بوده است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که هر چه خاک ماسه‌یی متراکم‌تر باشد، نتایج هوگه و همکاران (۱۹۷۷) اختلاف بیشتری با نتایج عددی دارد و در واقع آنالیز هوگه و همکاران (۱۹۷۷) در خاک‌های متراکم‌تر رابطه‌ی بین تنش و کرنش را به خوبی مدل نمی‌کند.

### ۳.۷. مقایسه با روش گیسون و آندرسون<sup>۱۵</sup> (۱۹۶۱)

همان‌طور که ذکر شده است، روش آنالیز عددی اثراتساع حین اعمال برش را لحاظ نمی‌کند. برای ارزیابی روش مذکور، دو نوع خاک ماسه‌یی با زاویه‌ی اصطکاک ۳۳ درجه، مدول برشی ۱۵ مگاپاسکال، وزن مخصوص ۱۸ کیلونیوتن بر مترمکعب، در

به طور مشابه یو (۱۹۹۶) بیان کرده است که شیب نمودار  $-\ln(p)$  بر حسب  $\ln(\varepsilon_{max} - \varepsilon)$  در حین باربرداری ( $S_d$ )، مرتبط با پارامترهای خاک است. [۲۱] بر این اساس، یو (۱۹۹۶) رابطه تجربی ۱۴ را برای تعیین زاویه اصطکاک داخلی ارائه داده است: [۲۱]

$$\phi = 18.4 S_d + 6.6 \quad (14)$$

## ۹. ارزیابی روش‌های مختلف در تعیین زاویه اصطکاک داخلی خاک ماسه‌یی

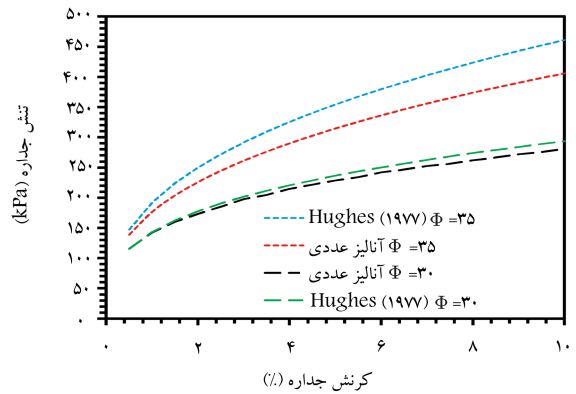
جهت ارزیابی روش‌های تجربی و تحلیلی مزبور در تعیین زاویه اصطکاک داخلی لازم است تا به هنگام انجام آزمایش پرسیمتر، نمونه‌گیری دست‌نخورده از ماسه انجام شود و تحت آزمایش سه‌محوری، زاویه اصطکاک داخلی تعیین و با نتایج حاصل از تفسیر پرسیمتر مقایسه شود، اما این روش به سادگی مقدر نیست؛ زیرا معمولاً به هنگام انجام آزمایش پرسیمتر خودخوار از خاک نمونه‌گیری نمی‌شود. ضمن آنکه به دست آوردن نمونه‌ی دست‌نخورده از ماسه (خصوصاً ماسه‌ی شل) دشوار است. بنابراین به منظور ارزیابی روش‌ها از آنالیز عددی استفاده شده است. نحوه‌ی ارزیابی به این صورت است که آنالیز عددی با یک مقدار اولیه‌ی مشخص زاویه اصطکاک داخلی انجام می‌شود، تا نمودار تنش-کرنش پرسیمتر به دست آید. سپس با استفاده از روش‌های مختلف، از روی نمودار تنش-کرنش به دست آمده، زاویه اصطکاک داخلی تعیین می‌شود و با مقدار اولیه‌ی استفاده شده در آنالیز عددی مقایسه می‌شود. برای این منظور، ۶ نوع خاک با مشخصات جدول ۴ آنالیز عددی شده‌اند. در جدول ۵، مقایسه‌ی مقادیر اولیه و مقادیر به دست آمده از هر یک از روش‌ها برای

جدول ۴. مشخصات ۶ نوع خاک ماسه‌یی.

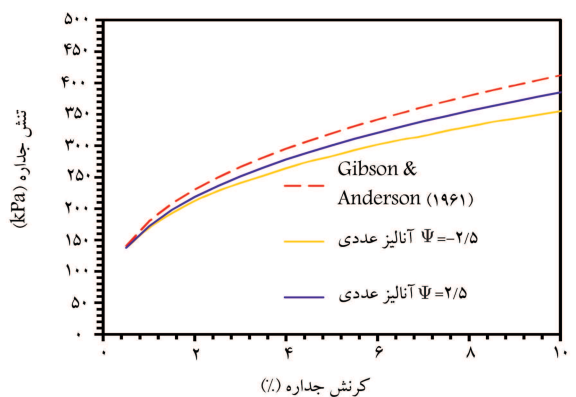
$D(m)$	$\sigma_v$ (kPa)	$\sigma_h$ (kPa)	$\mu$	G (MPa)	$\Psi$	$\phi_{cv}$	$\phi$
۵٫۵	۱۰۰	۵۰	۰٫۳	۱۰	-۳٫۷۵	۳۳	۳۰
۵٫۵	۱۰۰	۵۰	۰٫۳	۱۲	۰	۳۳	۳۳
۵٫۵	۱۰۰	۵۰	۰٫۳	۱۶	۳٫۷۵	۳۳	۳۶
۵٫۵	۱۰۰	۵۰	۰٫۳	۲۰	۷٫۵	۳۳	۳۹
۵٫۵	۱۰۰	۵۰	۰٫۳	۲۵	۱۱٫۲۵	۳۳	۴۲
۵٫۵	۱۰۰	۵۰	۰٫۳	۳۰	۱۵	۳۳	۴۵

جدول ۵. مقایسه‌ی روش‌های مختلف تعیین زاویه اصطکاک.

مقدار اولیه	روش			
	هوک	اصلاحی روبرتسون	هولسیبی	یو (۱۹۹۴) یو (۱۹۹۶)
۳۰	۲۹٫۴	۳۵٫۲	۲۷٫۶	۳۵٫۵
۳۳	۳۲٫۳	۳۷	۲۹٫۹	۳۷٫۶
۳۶	۳۵	۳۸٫۸	۳۲٫۴	۴۱٫۷
۳۹	۳۷٫۸	۴۰٫۸	۳۵	۴۵٫۷
۴۲	۴۰٫۳	۴۲٫۵	۳۸	۴۹٫۶
۴۵	۴۲٫۷	۴۴٫۵	۴۱٫۷	۵۳٫۳



شکل ۱۴. مقایسه‌ی آنالیز عددی و روش هوگ (۱۹۷۷).



شکل ۱۵. مقایسه‌ی آنالیز عددی و روش گیبسون و آندرسون (۱۹۶۱).

عمق ۵٫۵ متر و تحت تنش‌های قائم و افقی برجای ۵۰ و ۱۰۰ کیلوپاسکال فرض شده است. تفاوت این خاک‌ها فقط این است که زاویه اصطکاک آن‌ها در حالت بحرانی ۳۱ و ۳۵ درجه است. بنابراین با استفاده از رابطه ۱۲، مقادیر زاویه‌ی اتساع آن‌ها به ترتیب  $2/5^\circ$  و  $2/5^\circ$  به دست آمده است. در شکل ۱۵، مقایسه‌ی بین نتایج عددی و آنالیز تحلیلی گیبسون و آندرسون (۱۹۶۱) ارائه شده است. مطابق شکل مذکور، با افزایش کرنش‌ها اختلاف نتایج بیشتر شده است. در کرنش ۱۰٪، تنش جداره‌ی حاصل از این تئوری، ۱۶٪ از نتایج عددی برای نمونه‌ی با زاویه‌ی اتساع  $2/5^\circ$  به میزان ۷٪ از نتایج عددی برای نمونه‌ی با زاویه‌ی اتساع  $2/5^\circ$  بیشتر است. این اختلاف نتایج ناشی از این موضوع است که گیبسون و آندرسون (۱۹۶۱) فرض کرده‌اند که گسیختگی در حجم ثابت رخ می‌دهد و در واقع اثر رفتار اتساعی ماسه حین برش را در نظر نگرفته‌اند.

## ۸. روش‌های تجربی تعیین پارامترهای خاک از روی آزمایش پرسیمتر

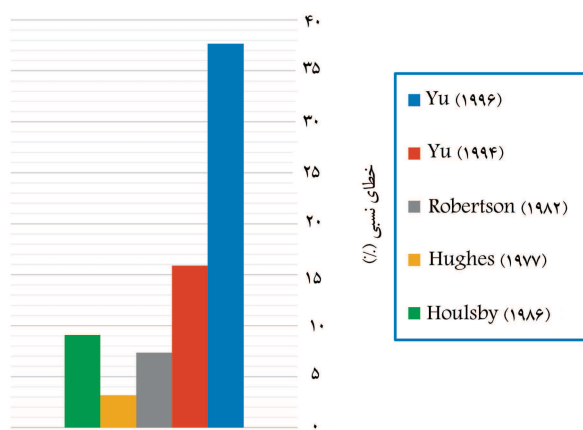
یو (۱۹۹۴) بیان کرده است که شیب نمودار لگاریتم تنش بر حسب لگاریتم کرنش جداره‌ی حفره در حین بارگذاری ( $S$ )، مرتبط با پارامترهای خاک است. [۲۰] بر این مینا و با استفاده از نتایج آزمایشگاهی محفظه‌ی کالیبراسیون، یو (۱۹۹۴) رابطه‌ی تجربی ۱۳ را برای تعیین زاویه اصطکاک داخلی از روی شیب نمودار لگاریتم تنش بر حسب لگاریتم کرنش جداره ارائه کرده است:

$$\phi = 0.6 + 10.78 * S \quad (13)$$

زاویه‌ی اصطکاک بیش از  $40^\circ$ ، نتایج بهتری در قیاس با روش هوگه و همکاران (۱۹۷۷) به دست می‌دهد. بنابراین بهتر است که برای خاک‌های شل تا متراکم از همان روش هوگه و همکاران (۱۹۷۷) و برای خاک‌های بسیار متراکم از روش روبرتسون (۱۹۸۲) استفاده شود.

## ۱۱. نتیجه‌گیری

در ابتدا به نحوه‌ی مدل‌سازی پرسیمتر به دو صورت کرنش مسطح و متقارن محوری پرداخته و این نتیجه حاصل شده است که از هر دو مدل، نمودارهای تنش-کرنش مشابهی به دست می‌آید. به دلیل آنکه در مدل متقارن محوری به ازاء تعداد المان کمتر، تأثیر مش‌بندی در نتایج قابل صرف‌نظر می‌شود، به نظر می‌رسد که این مدل جهت انجام آنالیز عددی مناسب‌تر است. از بررسی انبساط حفره با قطرهای مختلف نتیجه می‌شود که به ازاء کرنش‌های یکسان، تنش‌های به وجود آمده با هم برابرند. سپس روش‌های تحلیلی تئوری انبساط حفره بیان شده و مقایسه‌ی بین نتایج آنها با آنالیز عددی انجام شده است تا موارد کارایی هر یک به خوبی مشخص شود. روش‌های تحلیلی و تجربی تفسیر نتایج پرسیمتر به منظور تعیین زاویه‌ی اصطکاک داخلی مورد ارزیابی قرار گرفته است. با انجام آنالیز عددی بر روی ۶ نمونه ماسه با زاویه‌ی اصطکاک داخلی متفاوت، از ۵ روش مختلف مقادیر زاویه‌ی اصطکاک داخلی محاسبه و با مقادیر اولیه‌ی زاویه‌ی اصطکاک داخلی در آنالیز عددی مقایسه شده و این نتیجه به دست آمده است که روش‌های تجربی ارائه‌شده‌ی یو (۱۹۹۴) و (۱۹۹۶)، خطای زیادی دارند و در تخمین زاویه‌ی اصطکاک داخلی چندان قابل اطمینان نیستند و روش هوگه و همکاران (۱۹۷۷)، کمترین خطا را در تخمین زاویه‌ی اصطکاک داخلی دارد. و نهایتاً پیشنهاد می‌شود به منظور وجود کمترین خطا، برای خاک‌های شل تا متراکم از همان روش هوگه و همکاران (۱۹۷۷) و برای خاک‌های بسیار متراکم از روش روبرتسون (۱۹۸۲) استفاده شود.



شکل ۱۶. خطای نسبی محاسبه‌ی زاویه‌ی اصطکاک از روش‌های مختلف.

۶ نمونه خاک ماسه‌ی ارائه شده است. مقادیر میانگین خطای هر کدام از روش‌ها در شکل ۱۶ نشان داده شده است. همان‌طور که در جدول ۴ مشاهده می‌شود، روش‌های یو (۱۹۹۶) و یو (۱۹۹۴)، مقدار زاویه‌ی اصطکاک داخلی را دست بالا به دست می‌دهند و خطای زیادی دارند. روش هولسیبی و همکاران (۱۹۸۶) و روش هوگه و همکاران (۱۹۷۷)، مقدار زاویه‌ی اصطکاک داخلی را دست پایین به دست می‌دهند، ولی خطای قابل قبولی دارند. اصلاح روبرتسون<sup>۱۷</sup> (۱۹۸۲) در خاک‌های شل، زاویه‌ی اصطکاک داخلی را دست بالا محاسبه می‌کند.

## ۱۰. روش پیشنهادی

اصلاح روبرتسون (۱۹۸۲) در خاک‌های ماسه‌ی شل باعث می‌شود که مقادیر زاویه‌ی اصطکاک دست بالا محاسبه شوند، ولی در خاک‌های ماسه‌ی متراکم با

## پانوشته‌ها

1. Chinese Lantern
2. Gibson & Anderson
3. Hughes
4. Row
5. Stroud
6. Robertson
7. Carter
8. Houlsby
9. Bahar
10. Bolton
11. Wood and Mair
12. Carter
13. Schnaid
14. Kowloon Peninsula
15. Gibson & Anderson
16. Yu
17. Robertson

## منابع (References)

1. Schnaid, F., *In Situ Testing in Geomechanics*, Taylor & Francis, 270 Madison Ave, New York, NY 10016 (2009).
2. Lamé, G., *Lecons Sur La Theorie Mathematique De L'elasticite Des Corps Solides*, Paris, Bachelier (1852).
3. Gibson, R.E. and Anderson, W.F. "In situ measurement of soil properties with the pressuremeter", *Civ. Engng. Pub. Wks Rev.*, **56**(658), pp. 615-618 (May 1961).
4. Vesic, A.S. "Expansion of cavities in infinite soil mass", *J. Soil Mech. Fdns Div. Am. Soc. Civ. Engrs.*, **98**(3), pp. 265-290 (1972).
5. Hughes, J.M.O., Wroth, C.P. and Windle, D. "Pressuremeter test in sands", *Geotechnique*, **27**(4), pp. 455-477 (1977).



6. Carter, J.P., Booker, J.R. and Yeung, S.K. "Cavity expansion in cohesive frictional soils", *Geotechnique*, **36**(3), pp. 349-358 (1986).
7. Houlsby, G.T., Clarke, B.G. and Wroth, C.P. "Analysis of the unloading of a pressuremeter in sand", *Proceedings of Symposium on the Pressuremeter and Its Marine Applications*, STP950-EB, Philadelphia: American Society for Testing and Materials, pp. 245-262 (1986).
8. Salgado, R. and Randolph, M.F "Analysis of Cavity Expansion in Sand", *The International Journal of Geomechanics*, **1**(2), pp. 175-192 (2001).
9. Mantaras, F.M. and Schnaid, F. "Cylindrical cavity expansion in dilatant cohesive-frictional materials", *Geotechnique*, **52**(5), pp. 337-348 (June 2002).
10. Monnet, J. "Validation of an elastoplastic theory of the pressuremeter test in granular soil", *Studia Geotechnica et Mechanica*, **29**(3-4), pp. 69-80 (2007).
11. Bouassida, M. and Frikha, W. "Extreme pressure due to expanded cylindrical and spherical cavity in a limitless medium: Applications in soil mechanics", *Acta Geotechnica*, **2**, pp. 87-96 (2007).
12. Yang, X.L. and Zou J.F. "Cavity expansion analysis with non-linear failure criterion", *Proceedings of the ICE-Geotechnical Engineering*, **164**(1), pp. 41-49 (February 2011).
13. Rowe. P.W. "The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact", *Proc. Roy: Sot A.*, **269**, pp. 500-527 (1962).
14. Stroud, M.A. "Sand at low stress levels in the simple shear apparatus", PhD Thesis, University of Cambridge (1971).
15. Robertson, P.K. "In-situ testing of soil with emphasis on its application to liquefaction assessment", PhD Thesis, University of British Columbia (1982).
16. Bahar, R. "Analyse numerique de lessai pressiometrique: Application a l'identification de arametres de comportement des sols", These de doctorat , Ecole Centrade de Lyon, France (1992).
17. Bolton, F. "The strength and dilatancy of sands", *Geotechnique*, **36**(1), pp.65-78 (2000).
18. Mair, R.J. and Wood, D.E., *Pressuremeter Testing: Methods and Interpretation*, Ciria Report, Butterworths, UK, 160 p. (1987).
19. Schnaid, M.D. "Analysis of self-boring pressuremeter (SBPM) and Marchetti dilatometer (DMT) tests in granite saprolites", *Can. Geotech. J.*, **37**(4), pp. 796-810 (2000).
20. Yu, H.S. "State parameter from self-boring pressuremeter tests in sand", *J. Geotech. Engng Am. Soc. Civ. Engrs.*, **120**(12), pp. 2118-2135 (1994).
21. Yu, H.S. "Interpretation of pressuremeter unloading tests in sands", *Geotechnique*, **46**(1), pp. 17-31 (1996).