

بررسی اثر پارامترهای حالت مختلف در اصلاح یک مدل کشسانی خمیری در قالب مدل‌های با سطح حدی

هینم حیدرزاده* (دانشجوی کارشناسی ارشد)

منوچهر لطیفی (دانشیار)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران

با پیشرفت تکنولوژی در عرصه‌های مختلف، تجهیزات آزمایشگاهی نیز روز به روز پیشرفته‌تر می‌شوند. همگام با پیشرفت‌هایی که از مطالعات آزمایشگاهی حاصل می‌شود، نیاز به ارائه مدل‌های مناسب برای پیش‌بینی دقیق‌تر رفتار خاک، بیش از هر زمان دیگر احساس می‌شود. با مطرح شدن مفهوم حالت بحرانی و دائمی در مسائل مکانیک خاک، تحول عظیمی در مهندسی ژئوتکنیک پدید آمد. این تحول با ارائه مدل‌هایی در چهارچوب حالت بحرانی همراه شد. مدل‌های ارائه شده در این غالب، علی‌رغم موفقیت مناسب در پیش‌بینی رفتار خاک‌های رسی، در رفتار خاک‌های غیرچسبنده موفق نبودند. با مطرح شدن مفهوم پارامتر حالت و تأیید آن در یافته‌های آزمایشگاهی، ایده استفاده از این پارامتر در مدل‌های رفتاری مطرح و این نقطه‌ی ضعف به‌طور قابل‌توجهی جبران شد. در این نوشتار، با اصلاح یک مدل کشسانی خمیری از خانواده مدل‌های با سطح حدی اثر پارامترهای حالت مختلف در بهبود پیش‌بینی مدل نشان داده شده است. سه پارامتر حالت ψ ، I_s و R_{SR} به‌طور مجزا به سه شیوه در فرمولاسیون مدل وارد شده است و توانایی پارامترهای حالت مختلف در اصلاح مدل اصلی با استفاده از نتایج آزمایشگاهی بر روی ماسه‌ی Toyoura ارزیابی شد.

heisam.heidarzadeh@gmail.com
mlatifi@ut.ac.ir

واژگان کلیدی: پارامتر حالت، مدل رفتاری، سطح حدی.

مقدمه

تا مدت‌ها به‌ندرت از نسبت تخلخل در فرمولاسیون مدل‌های رفتاری ماسه‌ها استفاده می‌شد. معمولاً این مدل‌ها یک ماسه‌ی خاص با نسبت‌های تخلخل متفاوت (تراکم مختلف) را به‌منزله‌ی خاک‌های مختلف در نظر می‌گرفتند. در نتیجه برای تراکم‌های مختلف از یک ماسه، پارامترهای متمایزی لازم بود و نیاز بود که مدل در تراکم موردنظر از نو کالیبره شود. البته مدل‌هایی در چهارچوب حالت بحرانی ارائه شدند که در آن‌ها با تنظیم اندازه‌ی سطح تسلیم با نسبت تخلخل، چگونگی تغییر رفتار ماسه با تراکم آن ارائه شده است. اما واقعیت این است که بسیاری از مدل‌های کشسانی خمیری تأثیر تراکم و همچنین اثر ترکیبی تراکم در فشارهای مختلف را مورد توجه قرار نداده‌اند. پارامتر حالت، همان‌طور که در ادامه تشریح می‌شود، در واقع اثر ترکیبی تراکم

نسبت تخلخل) و تنش را به‌صورت یک کمیت قابل اندازه‌گیری ارائه می‌دهد. اولین بار ایده‌ی پارامتر حالت در سال ۱۹۶۳ ارائه شد.^[۱] با توجه به داده‌های تجربی ملاحظه شد که رفتار ماسه به‌شدت تابع تنش و نسبت تخلخل کنونی آن است. اثر ترکیبی نسبت تخلخل و فشار همه‌جانبه نه فقط در بارگذاری‌های یک سویه بلکه در

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۸۸/۱۲/۱۷، اصلاحیه ۱۳۸۹/۸/۱۸، پذیرش ۱۳۸۹/۱۱/۲۳.

به این ترتیب بعضی محققان،^[۲-۴] در مدل‌های رفتاری خود از پارامتر حالت استفاده کردند. متعاقب افزایش استفاده از ایده‌ی پارامتر حالت در مدل‌های رفتاری، تعدادی از محققان نیز تلاش کردند تا با مطالعه‌ی رفتار ماسه‌ها، پارامتر حالت مناسب‌تری را ارائه کنند. از این رو پارامترهای حالت دیگری معرفی شد تا این پارامترها بتوانند به شکل صحیح و کارآمدتری رفتار ماسه را نشان دهند. از جمله شاخص‌ترین این پارامترها می‌توان به پارامترهای I_s و R_{SR} اشاره کرد.^[۵]

پارامتر حالت

نتایج آزمایشات مختلف نشان می‌دهد که رفتار ماسه نمی‌تواند فقط با استفاده از تراکم نسبی تعیین شود و تنش محدودکننده نیز به همان اندازه اهمیت دارد. اهمیت تأثیر ترکیبی تراکم نسبی و تنش محدودکننده روی رفتار ماسه‌ها توسط بعضی پژوهشگران نشان داده شد.^[۱] آن‌ها نشان دادند که اختلاف بین نسبت تخلخل موجود و نسبت تخلخل روی حالت بحرانی^۱ متناظر با یک تنش محدودکننده، یک پارامتر کلیدی مؤثر در رفتار ماسه است. این پارامتر بعداً با عنوان پارامتر حالت ψ ارائه شد و به‌طور خاص برای توصیف پاسخ‌های گوناگون ماسه‌های مختلف از قبیل مقاومت بیشینه و مقاومت نفوذ مخروط استفاده و نشان داده شد که ماسه‌های با پارامتر حالت یکسان، مشابه هم عمل می‌کنند.^[۲]

بعدها پژوهشگران دیگری با معرفی شاخص حالت (I_s) ،^[۳] و با معرفی نسبت تنش مرجع (RSR) ،^[۴] پارامترهای حالت دیگری را ارائه کردند. در پژوهش دیگری^[۲]، پارامتر حالت (ψ) را به صورت رابطه‌ی ۱ تعریف کردند که در آن e و e_s به ترتیب نسبت تخلخل موجود نمونه و نسبت تخلخل بر روی خط حالت دائمی در تنش میانگین مؤثر خاک است (شکل ۱).

$$\psi = e - e_s \quad (۱)$$

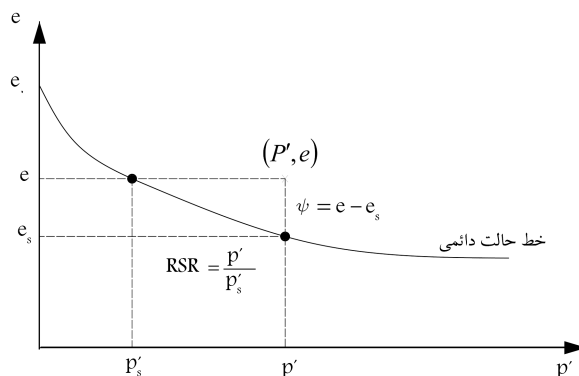
در سال ۱۹۹۵ محققان دیگری آن‌ها در کارهای خود به جای استفاده از نسبت‌های تخلخل در تنش موجود، از تنش‌های موجود و تنش‌های روی خط حالت دائمی در همان نسبت تخلخل استفاده کردند.^[۴] به این ترتیب که در نسبت تخلخل جاری ماسه، نسبت تنش متوسط میانگین ماسه بر تنش متناظر روی خط حالت دائمی را محاسبه (رابطه‌ی ۲) و به عنوان پارامتر نسبت تنش مرجع RSR در نظر گرفتند.

$$RSR = \frac{p'}{p'_s} \quad (۲)$$

در رابطه‌ی ۲، p' تنش مؤثر میانگین کنونی و p'_s برابر با تنش مؤثر میانگین روی خط حالت بحرانی یا حالت دائمی با نسبت تخلخل کنونی نمونه ماسه‌ی است. زمانی که المان خاکی روی خط حالت دائمی قرار می‌گیرد، RSR برابر ۱ می‌شود. همچنین شاخص حالت (I_s) به صورت رابطه‌ی ۳ تعریف شده است:^[۳]

$$I_s = \frac{e_0 - e}{e_0 - e_s} \quad (۳)$$

در رابطه‌ی ۳، e نسبت تخلخل موجود ماسه و e_s نسبت تخلخل روی خط مرجع (حالت دائمی) برای تنش محدودکننده، و e_0 به منزله‌ی نسبت تخلخل آستانه‌ی



شکل ۱. نمایش مفهومی پارامترهای ذکر شده در تعریف پارامترهای حالت.

شناخته شده است که به این صورت تعریف می‌شود: «مقدار کمیته‌ی نسبت تخلخل که مقاومت باقیمانده برابر صفر می‌شود. در واقع نسبت تخلخلی است که از تلاقی خط مرجع با خط $p' = 0$ به دست می‌آید (شکل ۱). بنابراین مقدار e_0 می‌تواند به آسانی با برون‌یابی خط حالت دائمی به سمت نقطه‌ی صفر، تنش محدودکننده‌ی مؤثر تعیین شود. مقدار e_0 برای ماسه‌ی Toyoura برابر ۰/۹۳ است».^[۷]

در این تحقیق اثر پارامترهای ψ ، I_s و RSR در بهبود پیش‌بینی یک مدل رفتاری در خانواده‌ی مدل‌های با سطح حدی بررسی و مقایسه شده است.

مدل Manzari (۱۹۹۴)

به علت وجود محدودیت از نظر حجم این نوشتار، فرمولاسیون مدل Manzari (۱۹۹۴)^[۹] به‌طور مختصر ارائه می‌شود. در صورت لزوم برای مشاهده‌ی فرمولاسیون کامل می‌توان به مرجع ۹ مراجعه کرد. در این مدل براساس مفاهیم حالت خمیری سطح حدی^۲ از دو سطح تسلیم و حدی استفاده شده است. سطوح تسلیم و حدی، مخروطی و با مقاطع مشابه دایره‌ی صافه‌ی انحرافی انتخاب شده‌اند. این فرض‌ها این سطوح را مشابه مدل‌هایی نظیر مدل‌های Prevost و Lacy and Prevost می‌سازند.^{[۱۰][۱۱]}

بر مبنای تئوری کلاسیک کشسانی خمیری فرض می‌شود که نمو کرنش کل برابر حاصل جمع نمو کرنش‌های کشسانی و خمیری است و به صورت رابطه‌ی ۴ بیان می‌شود:

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^p \quad (۴)$$

در رابطه‌ی ۴، $\dot{\epsilon}_{ij}^e$ ، $\dot{\epsilon}_{ij}^p$ و $\dot{\epsilon}_{ij}^p$ به ترتیب نمو کرنش کل، نمو کرنش کشسانی و نمو کرنش خمیری هستند. رفتار ماده در محدوده‌ی ارتجاعی با فرم عمومی قانون هوک توصیف شده است (رابطه‌ی ۵):

$$\dot{\sigma}_{ij} = E_{ijkl} \dot{\epsilon}_{kl} = E_{ijkl} (\dot{\epsilon}_{kl} - \dot{\epsilon}_{kl}^p) \quad (۵)$$

در رابطه‌ی ۵، E_{ijkl} تانسور کشسانی است و از رابطه‌ی ۶ به دست می‌آید:

$$E_{ijkl} = (K - \frac{2G}{3}) \delta_{ij} \delta_{kl} + G(\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) \quad (۶)$$

در رابطه‌ی ۶، K و G به ترتیب مدول بالک و مدول برشی هستند. δ_{ij} نیز تابع دلتای کرونگر است. از طرف دیگر نمو کرنش خمیری یا قانون جریان طبق رابطه‌ی ۷ تعریف می‌شود:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = \langle \dot{\lambda} \rangle R_{ij} \quad (۷)$$

در رابطه‌ی ۷، $\dot{\lambda}$ شاخص بارگذاری و کمیته‌ی اسکالر است و بزرگی نرخ کرنش خمیری را مشخص می‌کند. هم یک تانسور متقارن درجه‌ی دو است که جهت کرنش‌های خمیری را در فضای تنش‌ها مشخص می‌کند. و $\dot{\lambda}$ نیز به صورت رابطه‌ی ۸ تعریف می‌شود:

$$\dot{\lambda} = \frac{1}{K_p} L_{ij} \dot{\sigma}_{ij} \quad (۸)$$

در رابطه‌ی ۸، K_p مدول خمیری و L_{ij} نیز تانسوری است که جهت بارگذاری را نشان می‌دهد. تانسورهای R_{ij} و L_{ij} را می‌توان به مؤلفه‌های برشی و هیدرواستاتیکی

تجزیه کرد (روابط ۹ و ۱۰):

$$R_{ij} = R'_{ij} + R''\delta_{ij} \quad (9)$$

$$L_{ij} = L'_{ij} + L''\delta_{ij} \quad (10)$$

برای مشاهده‌ی روابط R'_{ij} ، L'_{ij} و L'' می‌توان به مرجع ۱۲ مراجعه کرد.

اما بخش هیدرواستاتیکی تنسور R_{ij} یعنی R'' دارای اهمیت ویژه‌ی برخوردار است، چون عملاً رفتار انقباضی یا اتساعی خاک را کنترل می‌کند. بنابراین انتخاب فرم مناسب برای R'' نقش مهمی در توانایی مدل برای پیش‌بینی رفتار خاک خواهد داشت. مدل Manzari ۱۹۹۴ بر مبنای قانون اتساع Row (۱۹۶۲) رابطه‌ی ۱۱ را برای محاسبه‌ی R'' پیشنهاد کرده است:^[۹]

$$R'' = \frac{1}{3} \sqrt{\frac{2}{3}} (1 + A)(\eta_p - \eta) \quad (11)$$

در رابطه‌ی ۱۱، A و η_p از پارامترهای مدل هستند. مفهوم η_p در رابطه‌ی ۱۱، نسبت تنش‌گذار فاز است که با رسیدن نسبت تنش به آن، رفتار از حالت انقباضی به اتساعی تبدیل می‌شود و η_p برای تمامی نمونه‌های یک نوع ماسه، ثابت فرض شده است. در حالی که بر مبنای تحقیقی در سال ۱۹۹۶ مشخص شد که این فرض نادرست است و نسبت تنش‌گذار فاز تابع حالت خاک است.^[۱۳] η نیز نسبت تنش انحرافی (q) به تنش مؤثر میانگین (p') است ($\eta = \frac{q}{p'}$).

رابطه‌ی ۱۲ که در این مدل برای سطح حدی پیشنهاد شده است به صورت رابطه‌ی ۱۲ است:

$$F = [(S_{ij} - P\beta_{ij})(S_{ij} - P\beta_{ij})]^{\frac{1}{2}} - \sqrt{\frac{2}{3}} MP = 0 \quad (12)$$

در رابطه‌ی ۱۲، S_{ij} و p به ترتیب تنش انحرافی و تنش میانگین مؤثر هستند و $P\beta_{ij}$ یک تنسور انحرافی است که مکان سطح حدی را مشخص می‌کند. M نیز معرف اندازه‌ی سطح حدی است. با فرض مشابه بودن فرم سطح تسلیم و سطح حدی، رابطه‌ی ۱۳ برای سطح تسلیم به‌کار برده شده است:

$$f = [(S_{ij} - p\alpha_{ij})(S_{ij} - p\alpha_{ij})]^{\frac{1}{2}} - \sqrt{\frac{2}{3}} mP = 0 \quad (13)$$

در رابطه‌ی ۱۳، $p\alpha_{ij}$ تنسور انحرافی است که مکان سطح تسلیم را در فضای تنش‌ها نشان می‌دهد و m کمیتی بدون بُعد است که اندازه‌ی سطح تسلیم را مشخص می‌کند.

مبانی اصلاح مدل Manzari (۱۹۹۴)

در قسمت قبل فرمولاسیون مدل اصلی Manzari (۱۹۹۴) ارائه شده است. مدل اصلی بدون توجه به وضعیت کنونی نمونه از لحاظ نسبت تخلخل و تنش مؤثر متوسط، یک پیش‌بینی واحد برای نمونه‌هایی که شرایط اولیه‌ی متفاوت دارند، ارائه می‌دهد. به عبارت دیگر، برای نمونه‌هایی که تنش مؤثر متوسط اولیه‌ی ثابتی دارند بدون توجه به اینکه نسبت تخلخل اولیه‌ی آن‌ها چقدر است، یک رفتار خاص را پیش‌بینی می‌کند. در صورتی که در نتایج آزمایشگاهی مختلف دیده شده است که نوع رفتار نمونه‌ی ماسه، شدیداً به نسبت تخلخل و تنش مؤثر میانگین وابسته است.

در مدل ارائه‌شده، مقدار زاویه‌ی گذار فاز ثابت فرض شده است. در نظر گرفتن مقدار ثابت برای زاویه‌ی گذار فاز η_p نمی‌تواند رفتار کامل ماسه را نشان دهد.

چون با توجه به داده‌های آزمایشگاهی ملاحظه می‌شود که برحسب میزان تراکم و تنش مؤثر نمونه‌های ماسه‌یی، زاویه‌ی گذار فاز ثابت نیست و حتی در ماسه‌های شل احتمال عدم رخداد گذار فاز وجود دارد. پس مقدار زاویه‌ی گذار فاز که در رابطه‌ی اتساع وارد می‌شود، نیاز به تأمل و بررسی بیشتر دارد. از طرف دیگر روابط ارائه‌شده برای اتساع، با رفتار کلی ماسه سازگار نیستند و ماهیت حالت دائمی (یا بحرانی) در آن لحاظ نشده است. زمانی که نمونه به حالت دائمی می‌رسد، خاک در شرایط گسیختگی قرار می‌گیرد و در نتیجه $\eta_f = \eta$ می‌شود (η_f نسبت تنش گسیختگی است که مقدار آن تقریباً ثابت است). از آنجا که در حالت کلی $\eta_p \neq \eta_f$ است، با توجه به رابطه‌ی اتساع ارائه‌شده در مدل اصلی (معادله‌ی ۱۱) مقدار اتساع صفر نخواهد شد و در نتیجه تغییرات تنش همچنان ادامه خواهد داشت که این با ماهیت حالت دائمی (یا بحرانی) در تناقض است. پیش‌بینی‌های ارائه‌شده‌ی مدل اصلی Manzari (۱۹۹۴)^[۹] و مقایسه‌ی آن با داده‌های آزمایشگاهی در نسبت تخلخل‌های مختلف، در مراجع ۱۴ و ۱۵ آورده شده است.

در نهایت به‌طور خلاصه می‌توان چنین جمع‌بندی کرد که به‌منظور اصلاح رابطه‌ی اتساع لازم است که رابطه‌ی برای η_p برحسب حالت خاک (میزان تراکم و تنش مؤثر میانگین در نقطه‌ی کنونی) تعریف شود، به طوری که علاوه بر اینکه به خوبی قادر به نشان دادن وضعیت نقطه‌ی گذار فاز (در نتیجه‌ی شکل کلی رفتار ماسه) باشد، بتواند مقدار اتساع را نیز کنترل کند. به عبارت دیگر زمانی که وضعیت خاک روی خط گسیختگی ($\eta = \eta_f$) به حالت دائمی می‌رسد، مقدار η_p نیز برابر η_f شود. در این شرایط $\eta_p - \eta = 0$ خواهد شد و طبق رابطه‌ی ۱۱ مقدار R'' صفر و اتساع متوقف می‌شود. به این ترتیب مدل قادر خواهد بود حالت دائمی را نشان دهد.

یافتن رابطه‌ی مناسب برای تعریف η_p

با توجه به مطالب ارائه‌شده، باید با ارائه‌ی یک رابطه‌ی مناسب برای η_p برحسب پارامترهای حالت، مقدار اتساع کنترل شود و قابلیت نشان دادن موقعیت حالت دائمی (یا بحرانی) برای مدل فراهم شود. پارامترهای حالتی که در اینجا برای اصلاح مدل استفاده می‌شوند، سه پارامتر ψ ، RSR و I_s هستند. مدل اصلی با استفاده از هر یک از این پارامترهای حالت، به‌طور جداگانه اصلاح می‌شود. سپس قابلیت هر کدام از این پارامترها در اصلاح و بهبود پیش‌بینی‌های مدل، ارزیابی و مقایسه خواهند شد.

پارامتر η_p (نسبت تنش‌گذار فاز) به‌منزله‌ی تابعی از

پارامتر حالت ψ

شکل کلی رابطه‌ی R'' (معادله‌ی ۱۱) بدون تغییر پذیرفته می‌شود.^[۹] با توجه به اینکه نسبت تنش (η) در لحظه‌ی رسیدن به خط حالت دائمی ($\psi = 0$) برابر η_f (نسبت تنش $\frac{q}{p'}$ روی خط گسیختگی) است و از طرف دیگر در این هنگام اتساع متوقف می‌شود، می‌توان نتیجه گرفت، در واقع در این حالت باید η_p برابر η_f شود. برای ارضاء این شرط رابطه‌ی ۱۴ برای تعریف η_p برحسب ψ ارائه شده است.^[۱۴] که در اینجا نیز مورد پذیرش قرار می‌گیرد:

$$\eta_p = \eta_{\max} (1 + A_s \text{Sgn}(\psi) |\psi|^{A^+}) \quad (14)$$

در رابطه ی ۱۴، $Sgn(\psi)$ تابع علامت است (رابطه ی ۱۵):

$$Sgn(\psi) = \begin{cases} +1 & \psi > 0 \\ -1 & \psi < 0 \end{cases} \quad (15)$$

A_1 و A_2 در رابطه ی ۱۴، دو ثابت مدل هستند که از کالیبراسیون به دست می آیند. با توجه به رابطه ی ۱۴ زمانی که وضعیت نمونه به خط حالت بحرانی با دائمی میل می کند یعنی در واقع زمانی که ψ به سمت صفر میل می کند، $\eta_p \rightarrow \eta_{max}$ در نتیجه:

$$R'' = \frac{1}{3} \sqrt{\frac{2}{3}} (1 + A)(\eta_p - \eta) |_{\psi=0} = 0 \quad (16)$$

پس در این حالت مدل اصلاح شده قادر خواهد بود حالت دائمی (بحرانی) را نشان دهد.

پارامتر η_p (نسبت یا زاویه ی گذار فاز) به منزله ی تابعی از پارامتر حالت RSR

برای اصلاح مدل با استفاده از پارامتر RSR دو روش استفاده شد:

روش اول، روندی مشابه روند ارائه شده در قسمت قبل در نظر گرفته شد و پارامتر η_p با عنوان یک تابع توانی از RSR ارائه شد. در این حالت از آنجایی که در لحظه ی رسیدن به حالت دائمی یا بحرانی مقدار RSR برابر ۱ می شود، می توان رابطه ی ۱۷ را نوشت:

$$\eta_p = \eta_{max} (1 + A_1 Sgn(RSR - 1) |RSR - 1|^{A_2}) \quad (17)$$

که در رابطه ی ۱۷، مقادیر A_1 و A_2 ثابت های مدل هستند و η_{max} نسبت تنش ماکزیم است.

روش دوم، بعد از اصلاح مدل برحسب پارامتر حالت ψ و آن، مقدار RSR محاسبه و تغییرات η_p در مقابل RSR رسم شد. در نتیجه، روند تقریبی تغییرات η_p در مقابل RSR مشخص و در نهایت بهترین فرم معادله یی که معرف این تغییرات بود، انتخاب شد. با انجام این کار، رابطه ی لگاریتمی، بهترین تطابق را با داده ها نشان داد و در نهایت رابطه ی ۱۸ ارائه و تأیید شد:

$$\eta_p = \eta_{max} (1 + A_1 Sgn(RSR + 1) Sgn(RSR) Ln |RSR|) \quad (18)$$

در معادله ی ۱۸، A_1 ثابت مدل است. یکی از مزایای معادله ی ۱۸ نسبت به معادلات قبلی در این است که برخلاف معادلات ۱۶ و ۱۷، دارای یک ثابت است که با استفاده از کالیبراسیون به دست می آید. در رابطه ی ۱۸ نیز زمانی که به خط حالت دائمی (یا بحرانی) نزدیک می شویم، مقدار η_p به سمت η_{max} میل خواهد کرد:

$$RSR \rightarrow 1 \Rightarrow \eta_p \rightarrow \eta_{max} \quad (19)$$

و در نتیجه $R'' \rightarrow 0$ ، یعنی در واقع در حالت دائمی (یا بحرانی) اتساع متوقف خواهد شد. پس اصلاح صورت گرفته با پارامتر RSR نیز باعث می شود که مدل بتواند به درستی شرایط رسیدن به وضعیت بحرانی را نشان دهد.

پارامتر η_p (نسبت تنش گذار فاز) به عنوان تابعی از

پارامتر حالت I_s

نحوه ی اضافه کردن پارامتر I_s به مدل اصلی دقیقاً مشابه اصلاح مدل با استفاده از RSR است. به این ترتیب که ابتدا مقدار $I_s = \frac{e_s - e_{ss}}{e_s - e_{ss}}$ در یکی از برنامه های اصلاح شده در مرحله ی قبل، محاسبه و نمودار η_p در مقابل I_s رسم شد. به این ترتیب روند تغییرات η_p در مقابل I_s مشاهده و در نتیجه بهترین تابعی که معرف رابطه ی η_p در مقابل پارامتر یا شاخص حالت I_s بود، انتخاب شد. بعد از کالیبره کردن روابط با داده های آزمایشگاهی ماسه ی Toyoura، رابطه یی که بهترین انطباق را نشان می داد به فرم کلی رابطه ی ۲۰ به دست آمد:

$$\eta_p = \eta_{max} (A_1 e^{A_2 I_s}) \quad (20)$$

همان طور که می دانیم زمانی که خاک به موقعیت حالت دائمی می رسد ($I_s = 1$) اتساع متوقف خواهد شد و طبق رابطه های ۱۱ و ۱۳، $R'' = 0$ و $\eta_p = \eta_{max}$ می شود. پس وقتی $I_s = 1$ است، در رابطه ی ۲۰ مقدار عددی عبارت داخل پرانتز همواره برابر ۱ خواهد بود:

$$A_1 e^{A_2 \times 1} = 1 \Rightarrow A_1 = e^{-A_2} \quad (21)$$

و یا $A_2 = -Ln A_1$ است.

نتیجه یی که از این بحث حاصل می شود، در واقع بیان گر این واقعیت است که پارامترهای A_1 و A_2 مستقل از یکدیگر نیستند و رابطه ی ۲۱ فقط دارای یک پارامتر (ثابت مدل) است. رابطه ی ۲۰ را می توان به صورت رابطه ی ۲۲ یا رابطه ی ۲۳ بازنویسی کرد:

$$\eta_p = \eta_{max} (e^{-A_2} e^{A_2 I_s}) = \eta_{max} (e^{A_2 (I_s - 1)}) \quad (22)$$

$$\eta_p = \eta_{max} (A_1 e^{(-Ln A_1) I_s}) \quad (23)$$

مقدار ثابت A_1 برای یک ماسه ی خاص، با استفاده از کالیبراسیون به دست می آید.

کالیبراسیون و ارائه ی پیش بینی مدل های اصلاح شده

برای ارزیابی اصلاحات صورت گرفته روی مدل Manzari (۱۹۹۴)، از داده های آزمایش سه محوری زهکشی شده و زهکشی نشده روی ماسه ی Toyoura استفاده شده است. این آزمایش ها به منزله ی یک سری آزمایش های استاندارد در محدوده ی مختلف از لحاظ تنش مؤثر متوسط و نسبت تخلخل اولیه در برخی پژوهش ها ارائه شده است. [۱۳، ۱۴]

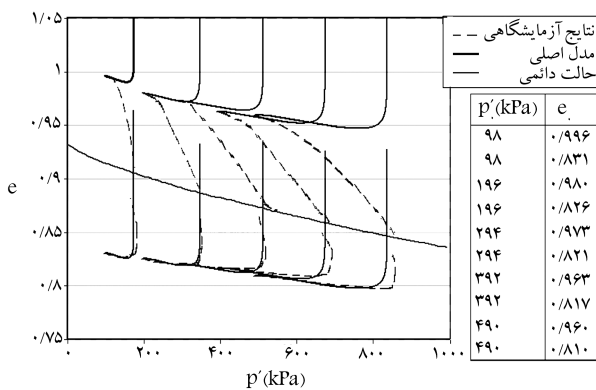
برای کالیبراسیون مدل و تعیین پارامترها از داده های ماسه ی Toyoura در حالت زهکشی نشده با شرایط اولیه ی $KPa' = 1000$ و $e_s = 0.7833$ استفاده شد. مقادیر این پارامترها در جدول ۱ ارائه شده است.

ارزیابی و مقایسه ی نتایج پیش بینی حاصل از اصلاحات

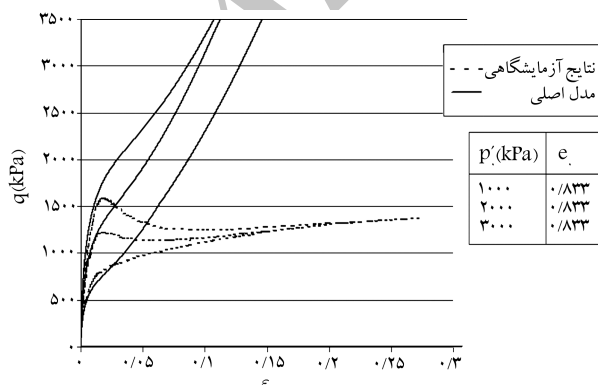
بهبود نتایج پیش بینی مدل اصلاح شده با پارامترهای مختلف، نسبت به پیش بینی های مدل اصلی، در این بخش بررسی می شود. مدل اصلی به دلیل عدم

جدول ۱. ارائه‌ی مقادیر کالیبره‌شده‌ی پارامترهای مدل.

گروه پارامترها	پارامترها	مدل اصلی	مدل اصلاح‌شده با ψ	مدل اصلاح‌شده با RSR	مدل اصلاح‌شده با I_s
پارامترهای کشسانی	$G_{ref}(KPa)$	۳۵۰۰۰	۳۵۰۰۰	۳۵۰۰۰	۳۵۰۰۰
	$K_{ref}(KPa)$	۲۵۰۰۰	۲۵۰۰۰	۲۵۰۰۰	۲۵۰۰۰
پارامترهای سطح گسیختگی (سطح مرزی)	M	۱٫۲۰	۱٫۲۰	۱٫۲۰	۱٫۲۰
	β	۰٫۱۰	۰٫۱۰	۰٫۱۰	۰٫۱۰
خط حالت دائمی یا بحرانی	e_{τ}	۰٫۹۳۴	۰٫۹۳۴	۰٫۹۳۴	۰٫۹۳۴
	λ	۰٫۰۱۹	۰٫۰۱۹	۰٫۰۱۹	۰٫۰۱۹
	ξ	۰٫۷۰	۰٫۷۰	۰٫۷۰	۰٫۷۰
	$e_c = e_{\tau} - \lambda \left(\frac{p}{p_{ref}} \right)^{\xi}$				
پارامترهای سخت‌شوندگی	H_o	۱۸۰	۱۸۰	۱۸۰	۱۸۰
	n	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۰
	β_s	۰٫۰۵	۰٫۰۵	۰٫۰۵	۰٫۰۵
	β_v	۰	۰	۰	۰
پارامترهای گذار فاز	η_p	$\eta_p = ۱٫۰$	$A_1 = ۲٫۰$ $A_2 = ۰٫۷۵$	$A_1 = ۰٫۳۵$	$A_1 = ۱٫۷۵$
	A	۰٫۵۵	۰٫۵۵	۰٫۵۵	۰٫۵۵



شکل ۲. نمودار نسبت تخلخل-تنش متوسط میانگین، برای مقایسه‌ی داده‌های آزمایش زهکشی شده در مقابل داده‌های پیش‌بینی شده با مدل Manzari (۱۹۹۴).



شکل ۳. نمودار کرنش-تنش برشی برای مقایسه‌ی داده‌های ارائه‌شده از پیش‌بینی‌های مدل اصلی با داده‌های آزمایشگاهی در نسبت تخلخل اولیه ۰٫۸۳۳.

در نظر گرفتن حالت نمونه‌ها، قادر به پیش‌بینی رفتار کامل نمونه‌ها نیست. شکل‌های ۲ تا ۶ برای نمونه، به منظور نمایش و مقایسه‌ی داده‌های آزمایش سه‌محوری زهکشی‌شده و نشده، با داده‌های پیش‌بینی‌شده توسط مدل اصلی ارائه شده‌اند. از طرف دیگر برای مقایسه‌ی عملکرد هر یک از اصلاحات انجام شده روی مدل Manzari (۱۹۹۴)، نمودارهای پیش‌بینی رفتار ماسه‌های زهکشی‌شده و زهکشی‌نشده در شکل‌های ۷ تا ۱۵ آورده شده است. با توجه به پیش‌بینی‌های ارائه‌شده توسط مدل‌های اصلاح‌شده با پارامترهای حالت مختلف ملاحظه می‌شود که مدل‌های اصلاح‌شده به خوبی می‌توانند علاوه بر حالت دائمی تفاوت رفتارهای انقباضی و انبساطی نمونه‌ها در حالت‌های مختلف را نشان دهند.

در اینجا با بررسی تک تک نمودارهای ارائه‌شده در شکل‌های ۷ تا ۱۵، میزان دقت و توانمندی هر کدام از پارامترهای حالت، برای به‌کارگیری در مدل‌های رفتاری را مورد ارزیابی و قضاوت قرار خواهیم داد.

با وجود نزدیکی مقادیر پیش‌بینی‌شده به وسیله‌ی مدل‌های اصلاح‌شده ملاحظه می‌شود که در موارد وجود اختلاف بین داده‌های پیش‌بینی‌شده، در بیشتر موارد مقدار پیش‌بینی‌شده به وسیله‌ی مدل اصلاح‌شده با پارامتر حالت I_s ، بین دو منحنی ارائه‌شده با پارامترهای ψ و RSR قرار گرفته است.

منحنی‌های پیش‌بینی‌شده برای سری داده‌هایی که کالیبراسیون برای آن‌ها صورت گرفته است (شکل ۷)، بسیار به هم و به داده‌های اندازه‌گیری‌شده نزدیک هستند. نمودار تنش-کرنش مربوط به این سری داده‌ها نیز تقریباً بر هم منطبق است. البته منحنی‌های پیش‌بینی‌شده، اندکی بالاتر از داده‌های اندازه‌گیری‌شده قرار دارند. به عبارت دیگر، مقدار تنش برشی برآوردشده برای این سری داده‌ها در یک کرنش خاص، بیشتر از مقادیری است که در آزمایشگاه اندازه‌گیری شده است.

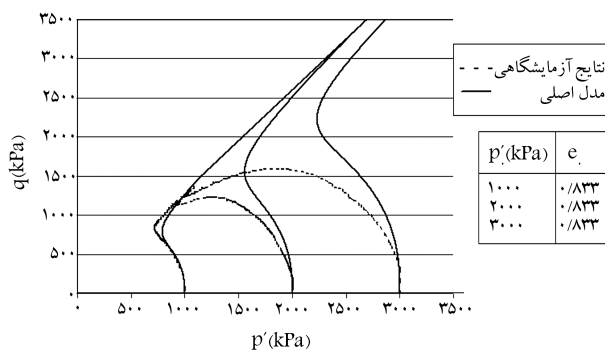
با بررسی نمودارهای مربوط به نمونه‌های زهکشی‌نشده با نسبت تخلخل اولیه ۰٫۷۳۵ (شکل‌های ۹ و ۱۰) ملاحظه می‌شود که مسیرهای تنش ارائه‌شده در

تنش‌های اولیه‌ی میانگین پایین، انطباق مناسبی را با داده‌های آزمایشگاهی دارند. رفته رفته با افزایش سطح تنش اولیه، از میزان این انطباق کاسته می‌شود. رویهم‌رفته در این نمودارها مقادیر پیش‌بینی شده با اصلاح انجام شده با ψ انطباق مناسب‌تری را با داده‌های آزمایشگاهی نشان می‌دهد. نمودارهای تنش برشی - کرنش محوری، در حالت کلی پایین‌تر از داده‌های اندازه‌گیری شده قرار دارند. یعنی در واقع در یک کرنش محوری خاص مقدار تنش برشی پیش‌بینی شده، کمتر از مقدار اندازه‌گیری شده برآورد شده است.

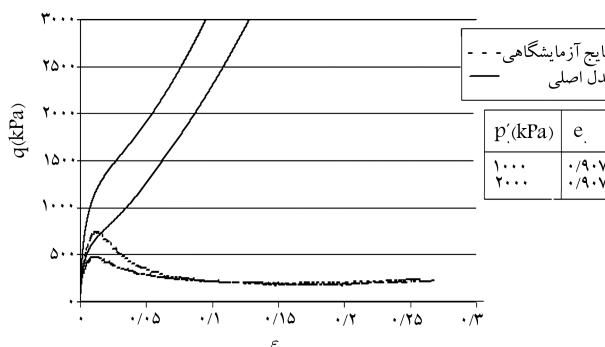
اما نقطه‌ی قوت و برجسته‌ی اصلاحات صورت‌پذیرفته، در منحنی‌های مربوط به داده‌های با نسبت تخلخل بالا، مشهود و قابل توجه است (شکل‌های ۱۱ و ۱۲). داده‌های پیش‌بینی شده برای نمونه‌های با تنش اولیه‌ی ۱۰۰۰ KPa به‌طور مناسبی بر داده‌های آزمایشگاهی منطبق است. مخصوصاً مسیر تنش پیش‌بینی شده برای اصلاحی که با RSR انجام گرفته است، کاملاً با داده‌های اندازه‌گیری شده انطباق دارد. در این سری داده‌ها، نمودارهای پیش‌بینی شده توسط مدل اصلاح شده با پارامتر ψ ، در بالای نمودارهای اندازه‌گیری شده و پیش‌بینی شده توسط مدل اصلاح شده با دیگر پارامترهای حالت قرار دارد. اما انطباق بسیار مناسبی بین پیش‌بینی‌های ارائه شده توسط مدل اصلاح شده با پارامتر RSR با داده‌های اندازه‌گیری شده وجود دارد. با افزایش سطح تنش در این نسبت تخلخل (یعنی نمونه‌ی دارای تنش مؤثر میانگین اولیه‌ی ۲۰۰۰ کیلو پاسکال با نسبت تخلخل ۰/۹۰۷) ملاحظه می‌شود که از دقت انطباق مقادیر پیش‌بینی شده با داده‌های آزمایشگاهی کاسته می‌شود. این کاهش دقت در پیش‌بینی‌های مدل، با افزایش سطح تنش در یک تخلخل خاص، تقریباً در نمونه‌های متراکم‌تر نیز دیده می‌شود. شاید بتوان یکی از علت‌های عمده‌ی وقوع این کاهش دقت را تأثیر افزایش سطح تنش و یا در واقع، تأثیر فشار هیدرواستاتیکی بر رفتار نمونه‌های ماسه‌ی دانست. همان‌طور که می‌دانیم افزایش فشار همه‌جانبه نیز می‌تواند به رفتار خمیری در نمونه‌های ماسه‌ی می‌شود. اما با توجه به اینکه سطح تسلیم تعریف شده در مدل Manzari (۱۹۹۴) فاقد کلاهیک^۳ است، این مدل قادر نیست رفتار خمیری ناشی از افزایش فشار همه‌جانبه را نمایش دهد.

با وجود این با توجه به اشکال ۱۱ و ۱۲ ملاحظه می‌شود که مقادیر به‌دست آمده توسط اصلاح مدل با I_e بین مقادیر پیش‌بینی شده با RSR و ψ قرار گرفته‌اند. با توجه به اشکال ۱۳ تا ۱۵ ملاحظه می‌شود که در نمونه‌های زهکشی شده‌ی متراکم (با نسبت تخلخل زیر خط حالت دائمی)، پیش‌بینی‌های ارائه شده تقریباً بر هم منطبق هستند. طبق روال نمونه‌های زهکشی نشده، در اینجا نیز با افزایش سطح تنش اولیه، از میزان دقت پیش‌بینی‌های ارائه شده، کاسته می‌شود. به‌طوری‌که در منحنی‌های تنش برشی - کرنش محوری (شکل ۱۵)، در سطوح تنش پایین، پیش‌بینی‌های ارائه شده کاملاً بر داده‌های اندازه‌گیری شده منطبقند. رفته رفته با افزایش سطح تنش اولیه، از مقدار این انطباق کاسته می‌شود و در سطوح بالاتر تنش، منحنی $q - \varepsilon$ پیش‌بینی شده زیر منحنی‌های اندازه‌گیری شده قرار می‌گیرند. یعنی به ازاء تنش برشی خاص، کرنش محوری بیشتری پیش‌بینی شده است.

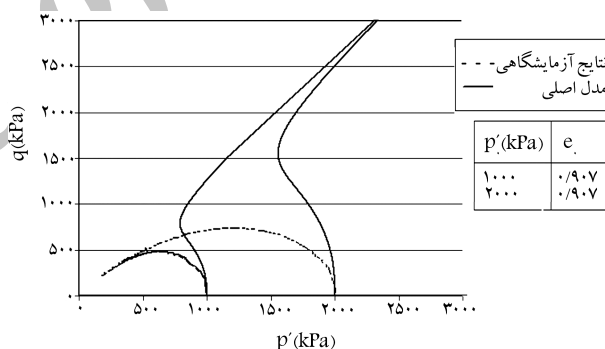
اما در مورد آزمایشات سه‌محوری زهکشی شده بر روی نمونه‌های شل یا نسبت (با نسبت تخلخل بیشتر از نسبت تخلخل دائمی)، اختلاف قابل ملاحظه‌ی بین پیش‌بینی‌های ارائه شده توسط روش‌های مختلف اصلاح در نمودار $e - p'$ (شکل ۱۳) وجود دارد. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، پیش‌بینی‌های ارائه شده توسط اصلاح مدل با RSR بیشترین انطباق و پیش‌بینی‌های ارائه شده توسط اصلاح با ψ کمترین انطباق را با داده‌های آزمایشگاهی نشان می‌دهند. پیش‌بینی‌های انجام شده توسط



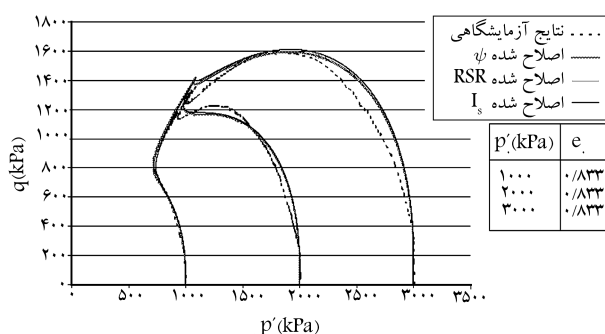
شکل ۴. نمودار مسیر تنش برای مقایسه‌ی داده‌های ارائه شده از پیش‌بینی‌های مدل اصلی با داده‌های آزمایشگاهی در نسبت تخلخل اولیه ۰/۸۳۳.



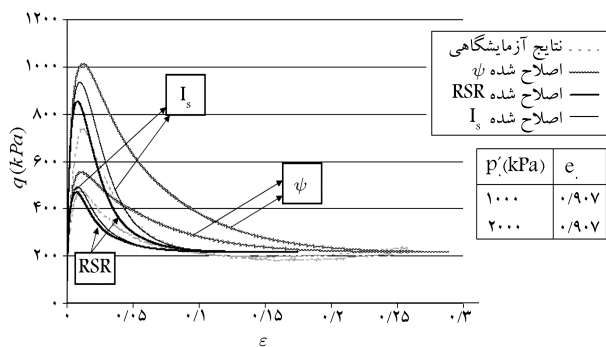
شکل ۵. نمودار کرنش - تنش برای مقایسه‌ی داده‌های ارائه شده از پیش‌بینی‌های مدل اصلی با داده‌های آزمایشگاهی در نسبت تخلخل اولیه ۰/۹۰۷.



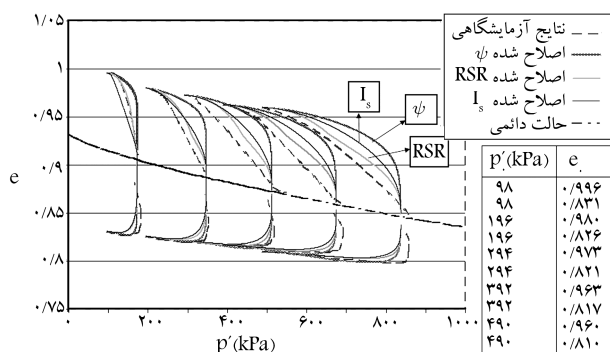
شکل ۶. نمودار مسیر تنش برای مقایسه‌ی داده‌های ارائه شده از پیش‌بینی‌های مدل اصلی با داده‌های آزمایشگاهی در نسبت تخلخل اولیه ۰/۹۰۷.



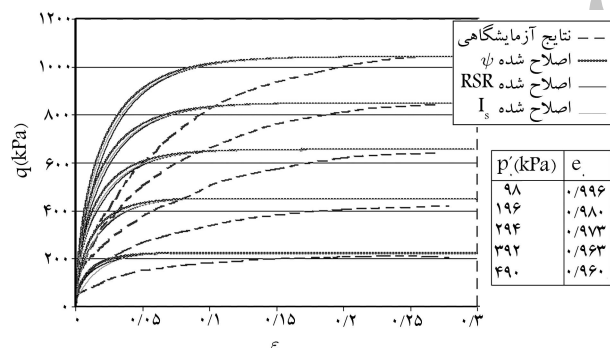
شکل ۷. نمودار تنش برشی در مقابل تنش میانگین مؤثر، برای مقایسه‌ی داده‌های آزمایشگاهی با داده‌های پیش‌بینی شده توسط مدل‌های اصلاح شده (برای ماسه‌ی Toyoura با نسبت تخلخل اولیه‌ی ۰/۸۳۳).



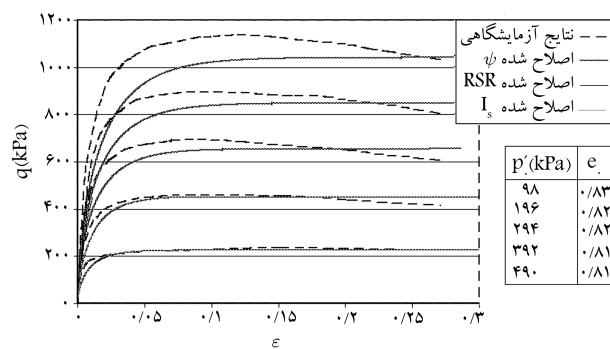
شکل ۱۲. نمودار تنش برشی درمقابل کرنش محوری، برای مقایسه‌ی داده‌های آزمایشگاه با داده‌های پیش‌بینی شده با مدل‌های اصلاح‌شده (برای ماسه‌ی Toyoura با نسبت تخلخل اولیه‌ی ۰/۹۰۷).



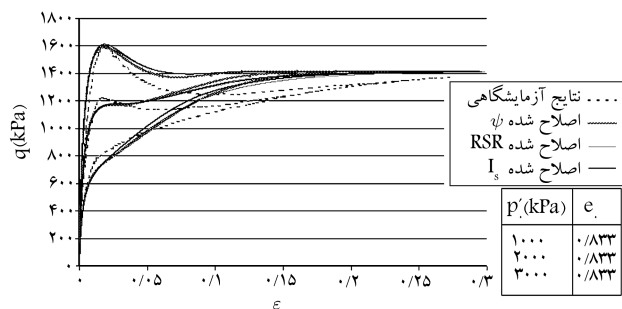
شکل ۱۳. نمودار نسبت تخلخل در مقابل تنش مؤثر میانگین در حالت زهکشی نشده روی ماسه‌ی Toyoura برای مقایسه‌ی پیش‌بینی‌های مدل‌های اصلاح‌شده با داده‌های اندازه‌گیری شده.



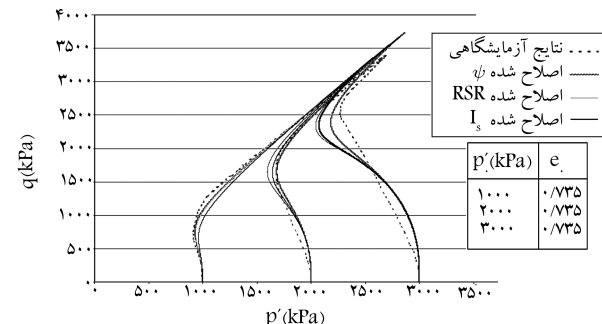
شکل ۱۴. نمودار تنش برشی درمقابل کرنش محوری برای نمونه‌های ماسه‌ی شل.



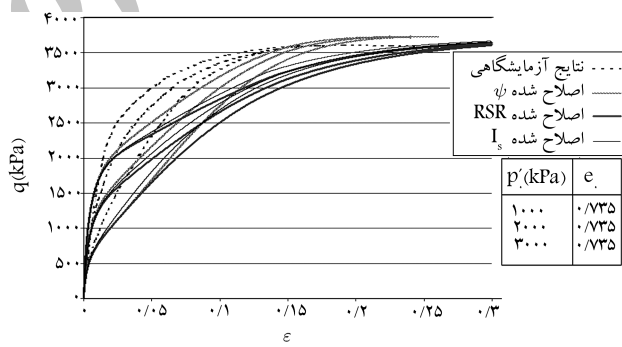
شکل ۱۵. نمودار تنش برشی درمقابل کرنش محوری برای نمونه‌های ماسه‌ی متراکم.



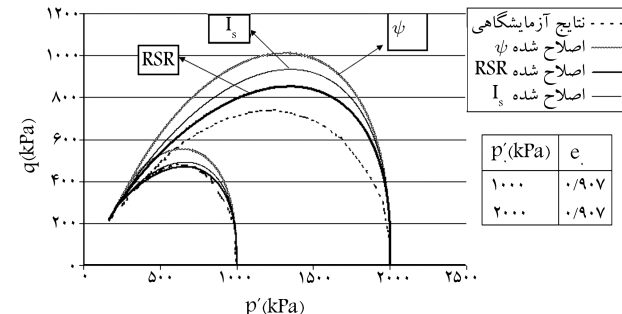
شکل ۸. نمودار تنش برشی در مقابل کرنش محوری، برای مقایسه‌ی داده‌های آزمایشگاه با داده‌های پیش‌بینی شده توسط مدل‌های اصلاح‌شده (برای ماسه‌ی Toyoura با نسبت تخلخل اولیه‌ی ۰/۸۳۳).



شکل ۹. نمودار تنش برشی در مقابل تنش میانگین مؤثر، برای مقایسه‌ی داده‌های آزمایشگاه با داده‌های پیش‌بینی شده با مدل‌های اصلاح‌شده (برای ماسه‌ی Toyoura با نسبت تخلخل اولیه‌ی ۰/۷۳۵).



شکل ۱۰. نمودار تنش برشی در مقابل کرنش محوری، برای مقایسه‌ی داده‌های آزمایشگاه با داده‌های پیش‌بینی شده با مدل‌های اصلاح‌شده (برای ماسه‌ی Toyoura با نسبت تخلخل اولیه‌ی ۰/۷۳۵).



شکل ۱۱. نمودار تنش برشی درمقابل تنش میانگین مؤثر، برای مقایسه‌ی داده‌های آزمایشگاه با داده‌های پیش‌بینی شده با مدل‌های اصلاح‌شده (برای ماسه‌ی Toyoura با نسبت تخلخل اولیه‌ی ۰/۹۰۷).

حالت اجتناب‌ناپذیر است. اصلاح مدل توسط پارامترهای حالت مختلف ممکن است. در حالت کلی پیش‌بینی‌های ارائه شده توسط اصلاحات مختلف بسیار به هم نزدیک هستند، اما مدل اصلاح شده با پارامتر ψ در پیش‌بینی رفتار خاک‌های متراکم بهتر از اصلاحات دیگر عمل می‌کند. از طرف دیگر مدل اصلاح شده با RSR در خاک‌های شل پیش‌بینی‌های مناسب‌تری را ارائه می‌دهد و مقادیر پیش‌بینی شده با استفاده از مدل اصلاح شده با I_s معمولاً بین مقادیر پیش‌بینی با دو اصلاح دیگر قرار دارند.

در نهایت، از مقایسه‌ی پیش‌بینی‌های انجام شده با هم و با داده‌های آزمایشگاهی، می‌توان چنین جمع‌بندی کرد که اصلاح صورت گرفته توسط پارامتر حالت RSR از جهاتی نسبت به اصلاحات انجام شده توسط دو پارامتر حالت دیگر ارجحیت دارد. علی‌رغم نزدیکی مقادیر پیش‌بینی شده از روش‌های مختلف اصلاح، مقادیر پیش‌بینی شده توسط مدل اصلاح شده با RSR در نمونه‌های شل که نسبت تخلخل بالایی دارند، بسیار به مقادیر اندازه‌گیری شده نزدیک است. همچنین رابطه‌ی که در اصلاح مدل با RSR برای η_p ارائه شد، فقط یک پارامتر دارد در حالی که رابطه‌ی ارائه شده در اصلاح مدل با ψ به دو پارامتر در هنگام کالیبراسیون نیاز دارد.

کم بودن تعداد پارامترهای مدل و سهولت تعیین آن‌ها در روند کالیبراسیون از مزایایی است که استفاده از مدل را در مسائل کاربردی جذاب‌تر می‌کند.

اصلاح I_s ، بین دو پیش‌بینی فوق قرار گرفته‌اند. اما منحنی‌های پیش‌بینی شده‌ی تنش برشی کرنش محوری، برای این نمونه‌ها، در هر سه حالت اصلاح تقریباً بر هم منطبق‌اند و بالای داده‌های اندازه‌گیری قرار می‌گیرند. یعنی در واقع مقدار کرنشی که به ازاء یک تنش برشی خاص پیش‌بینی می‌شود کمتر از مقدار کرنش واقعی است که توسط داده‌های آزمایشگاهی مشاهده شده‌اند. در اینجا نیز با افزایش سطح تنش از میزان انطباق داده‌های پیش‌بینی شده با داده‌های آزمایشگاهی کاسته می‌شود. ولی روی هم رفته علی‌رغم این عدم انطباق، مقدار نهایی منحنی‌ها در وضعیت حالت دائمی تقریباً با داده‌های آزمایشگاهی انطباق لازم را دارند. البته در نمودارهای تنش برشی کرنش محوری در حالت زهکشی شده (شکل‌های ۱۴ و ۱۵) مشاهده می‌شود که در پاره‌ی از موارد مسیر منحنی‌های پیش‌بینی شده دقیقاً با داده‌های اندازه‌گیری شده انطباق دارد (مثلاً نمودار مربوط به نمونه‌ی زهکشی شده با شرایط اولیه $p'_0 = 98 \text{ KPa}$ و $e_0 = 0.831$ در شکل ۱۵).

نتیجه‌گیری

مدل اصلی با توجه به عدم در نظر گرفتن حالت خاک قادر به پیش‌بینی رفتار انقباضی و انساعی به‌طور هم‌زمان نیست. برای رفع این مشکل، استفاده از پارامتر

پانویس

1. critical state
2. bounding surface
3. cap

منابع (References)

1. Roscoe, K.H. and Poorooshasb, H.B. "A fundamental principle of similarity in model test for earth pressure problems", *Proc. 2nd Asian Reg. Conf. Soil Mech.*, Tokyo, 1, pp. 134-140 (1963).
2. Been, K. and Jefferies, M.G. "A state parameter for sand", *Geotechnique*, **35**(2), pp. 99-112 (1985).
3. Jefferies, M.G. "Nor-sand: A simple critical state model for sand", *Geotechnique*, **43**(1), pp. 91-103 (1993).
4. Manzari, M.T. and Dafalias, Y.F. "A critical state two-surface plasticity model for sands", *Geotechnique*, **47**(2), pp. 255-272 (1997).
5. Hai-Sui, Y.; Cuong, K. and Wang, J. "A unified plasticity model for cyclic behavior of clay and sand", *Mechanics Research*, No. 33, pp. 423-431 (2006).
6. Huabei, L.; Erxiang, S. and Hoe, I.L. "Constitutive modeling of soil-structure interface through the concept of critical state soil mechanics", *Mechanics Research*, No. 33, pp. 515-531 (2006).
7. Ishihara, K. "Liquefaction and flow failure during earthquakes", *Geotechnique*, **43**(3), pp. 351-415 (1993).
8. Robertson, P.K. and Fear, C.E., *Liquefaction of Sand and Its Evaluation*, International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo (1995).
9. Manzari, M.T., *Finite Deformation Analysis and Constitutive Modeling of Non-Cohesive Soils for Liquefaction Problems*, Dissertation Submitted in Partial Satisfaction of the Degree of Doctor of Philosophy to the University of California, Davis (1994).
10. Prevost, J.H. "A simple plasticity theory for frictional cohesionless soils", *Soil Dynamics Earthquake Engng*, **4**(1), pp. 9-17 (1985).
11. Lacy, S.J. and Prevost, J.H. "Constitutive model for Geomaterials", *Proc. 2nd int. Conf. on Constitutive Laws for Engineering Materials*, Tucson, pp. 1-12 (1987).
12. Latifi, M. and Lashkari, A. "The effect of state parameter in improvement of prediction of elasto-plastic models for granular soils", *Engineering Faculty (for Civil Engineering)*, *University of Tehran*, **38**(2), pp. 269-280 (2004).
13. Verdugo, R. and Ishihara, K. "The steady state of sandy soils", *Soils Fdns*, **36**(2), pp. 81-91 (1996).
14. Lashkari, A., *The Effect of State Parameter in Improvement of Prediction of Elasto-Plastic Models for Granular Soils*, M.Sc Thesis, University of Tehran, Tehran (2002).
15. Heidarzadeh, H., *Comparison of Different State Parameters Effect on the Improvement of an Elastoplastic Model Predictions*, M.Sc Thesis, University of Tehran, Tehran (2010).
16. Lacy, S.J. and Prevost, J.H. "Constitutive model for Geomaterials", *Constitutive laws for Engineering Materials*, pp. 149-160 (1987).

EVALUATION OF DIFFERENT STATE PARAMETER EFFECTS ON MODIFICATION OF A BOUNDING SURFACE ELASTO-PLASTIC MODEL

H. Heidarzadeh*

heisam.heidarzadeh@gmail.com

M. Latifi

mlatifi@ut.ac.ir

Dept. of Civil Engineering
University of Tehran

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 28, Issue 2, Page 57-64, Original Article

© Sharif University of Technology

Abstract

Laboratory equipment is progressing, alongside advancements in technology, day by day. Along with these advancements in laboratory studies, the requirement to provide an appropriate model which can accurately predict soil behavior is felt more than at any other time. A great advancement was evolved in soil engineering by introducing the critical and steady state concept to geotechnical problems. This evolution was accompanied by an introduction to constitutive models in a critical state framework. In spite of successful predictions for clayey soil behavior, presented models failed to represent the behavior of granular soils. This weakness was significantly compensated for by introducing the concept of a state parameter in laboratory findings, and also by proposing the use of this parameter in constitu-

tive models. In this paper, the effect of different state parameters on the improvement of model predictions has been shown by modifying an elasto-plastic model from the family of bounding surface models.

For this purpose, the model of Manzari (1994) has been chosen. This model, which was developed in a bounding surface framework, is one of the elastoplastic constitutive models developed to predict sand behavior. The critical state concept was ignored by this model. In other words, the model of Manzari (1994) does not involve the concept of critical state and state parameters. Accordingly, this model predicts soil behavior without considering the current conditions of the sand, such as void ratio and mean effective stress. As a result, the model must be recalibrated when the state of the soil changes. In this paper, it has been attempted to modify the original model by adding different state parameters to it, in order to assess the effects of these parameters on the constitutive model predictions. Several state parameters have been introduced by some investigators, but there are three common ones used widely in a large number of papers. These state parameters (ψ , I_s , RSR), in three different ways, were added to the main model formulation, and the capabilities of the modified model were evaluated by the results of laboratory data on Toyoura sand.

Key Words: state parameter, constitutive model, bounding surface.

* corresponding author

Received 08 March 2010; received in revised form 09 November 2010; accepted 12 February 2011