

یک مدل رفتاری برای ماسه های لای دار

علی لشکری

استادیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی شیراز، شیراز، ایران
lashkari@sutech.ac.ir

کلید واژه‌ها: ماسه لای دار، نسبت تخلخل میان دانه ای، پارامتر حالت، نظریه خمیری سطح مرزی، روانگرایی

چکیده

وجود لای غیر خمیری تا یک مقدار آستانه در ماسه ها موجب کاهش مقاومت برشی و افزایش گرایش به تولید فشار آب حفره ای در شرایط زهکشی نشده می گردد. مدل های رفتاری موجود در پایه به منظور توصیف رفتار ماسه های تمیز ارائه شده اند و شبیه سازی رفتار ماسه های لای دار تنها با کالیبره کردن ویژه مدل به ازای هر مقدار مشخص لای امکانپذیر است. در این مقاله نشان داده می شود که با جایگزین سازی نسبت تخلخل میان دانه ای به جای نسبت تخلخل کلی در مدل های رفتاری می توان توصیفی توانمند از حالت و استحکام ساختار باربر خاک را بدست آورد. به این منظور، فرمولبندی یک مدل رفتاری با بکارگیری نسبت تخلخل میان دانه ای اصلاح شده است. نشان داده شده است که مدل رفتاری اصلاح شده می تواند رفتار نمونه های ماسه تمیز و نمونه های ماسه دارای لای را تنها با بکارگیری یک مجموعه پارامتر شبیه سازی نماید.

مقدمه

بارهای چرخه ای ناشی از زمین لرزه می توانند کاهش تنش موثر و از دست رفتن مقاومت برشی، افزایش فشار آب حفره ای و جابجایی های ماندگار در خاک های دانه ای را در شرایط زهکشی نشده در پی داشته باشند. به مجموعه رویدادهای نام برده شده بالا در ادبیات فنی مکانیک خاک روانگرایی گفته می شود. کاهش شدید مقاومت برشی و جابجایی های بزرگ ناشی روانگرایی مسئول آسیب دیدگی های بی شمار در زمین لرزه های تاریخی بوده است (مانند Ishihara et al. (1990) و Ishihara (1993)). از لحاظ تاریخی، دانش بنیادی درباره سازوکار پدیده روانگرایی در اساس از مطالعات آزمایشگاهی بر رفتار ماسه های تمیز بدست آمده است و تا نزدیک به دو دهه پیش، گمان غالب بر آن بود که وجود ریز دانه غیر خمیری مانند لای در ماسه ها، کاهش استعداد روانگرایی ماسه لای دار در مقایسه با ماسه تمیز را در پی خواهد داشت. هرچند که بررسی Yamamuro & Lade (1999) نشان داد که بیشتر موارد روانگرایی در زمین لرزه های تاریخی در ساختگاه های با ماسه دارای ریز دانه و نه دارای ماسه به نسبت تمیز رخ داده است. بررسی های آزمایشگاهی اخیر نشان داده اند که تا مقدار تقریبی ۳۰ تا ۴۰ درصد ریزدانه، افزایش ریزدانه کاهش پیوسته مقاومت برشی و افزایش گرایش به افزایش فشار آب حفره ای را در پی دارد.

در چهارچوب نظری ارایه شده بوسیله Thevanayagam & Martin (2002) به منظور توضیح این پدیده بیان می شود که دانه های لای در ماسه های لای دار فضای خالی میان دانه های بزرگتر ماسه را پر می کنند و از نسبت تخلخل کلی خاک می کاهند. اما زمانی که مقدار لای در توده خاک کم باشد، دانه های لای نمی توانند با ایجاد تماس های پایدار با دانه های درشت ماسه و نیز دیگر دانه های لای مشارکت مناسب در ساختار باربر خاک داشته باشند. بنابراین، با وجود کاهش نسبت تخلخل کلی خاک به دلیل وجود دانه های لای در توده خاک، در عمل افزایش مقاومت ساختار باربر خاک را در پی نداشته و مقاومت برشی خاک کمتر از مقاومت برشی ماسه میزبان تمیز در همان نسبت تخلخل می باشد. با افزایش مقدار ریزدانه، مشارکت دانه های لای در ساختار باربر خاک افزایش می یابد و با رسیدن مقدار ریزدانه به مقدار ریزدانه آستانه (threshold fines content) که مقدار آن در حدود ۳۰ تا ۴۰ درصد وزن کلی خاک می باشد، زنجیره های باربر انتقال نیرو در ساختار باربر خاک بیشتر میان دانه های لای تشکیل می گردد. به ازای مقدار ریزدانه بیشتر، دانه های ماسه در عمل میان دانه های لای شناور بوده و نقش مهمی را در ساختار باربر خاک بازی نمی کنند. در ادامه Thevanayagam & Martin (2002) مفهوم نسبت تخلخل میان دانه ای (intergranular void ratio) را که بر اساس نسبت تخلخل میان دانه های فعال در ساختار باربر خاک (و نه همه دانه ها) تعریف می شود را به عنوان جایگزینی مناسب برای نسبت تخلخل کلی در ماسه های لای دار پیشنهاد نمودند.



به منظور رعایت پایستاری انرژی در بخش کشسان رفتار و نیز در نظر گرفتن اثر ناهمسانی تحمیلی بر بخش های کشسان و خمیری رفتار خاک های دانه ای، (2014) Golchin & Lashkari و (2014) Lashkari & Golchin یک مدل رفتاری سازگار با مکانیک خاک حالت بحرانی و در چهارچوب نظریه خمیری سطح مرزی پیشنهاد نمودند. نشان داده شده است که مدل رفتاری مذکور می تواند اثر ناهمسانی تحمیلی بر رفتار ماسه های تمیز را بر بارگذاری های تکسویه و چرخه ای شبیه سازی نماید. در این مقاله، این مدل رفتاری به عنوان مدل پایه انتخاب شده و فرمولبندی آن با جایگزین سازی نسبت تخلخل میان دانه ای با نسبت تخلخل کلی به گونه ای اصلاح شده است که بتواند رفتار ماسه های لای دار را نیز شبیه سازی نماید.

نسبت تخلخل میان دانه ای

در ماسه های لای دار، میزان مشارکت دانه های لای در ساختار باربر خاک کمتر از مشارکت دانه های ماسه می باشد. به عبارت دیگر، دانه های لای با آنکه فضای میان دانه های بزرگتر ماسه را پر می کنند و از نسبت تخلخل کلی خاک می کاهند، اما در باربری خاک مشارکت کامل ندارند. بر این اساس، مفهوم نسبت تخلخل کلی که بر پایه فضای خالی میان همه دانه ها تعریف می شود نمی تواند بخوبی بیانگر تراکم ساختار باربر ماسه های لای دار باشد. به منظور بر طرف کردن این کاستی، (2002) Thevanayagam & Martin مفهوم نسبت تخلخل میان دانه ای را بر اساس نسبت تخلخل میان دانه های شرکت کننده در ساختار باربر خاک به صورت زیر تعریف نمودند:

$$e^* = \frac{e + (1-b)FC}{1 - (1-b)FC} \quad (1)$$

در رابطه بالا، e^* نسبت تخلخل میان دانه ای، e نسبت تخلخل کلی، FC مقدار نسبت ریزدانه موجود در خاک و $b \in [0,1]$ میزان مشارکت دانه های لای در ساختار باربر خاک است. در حالت، $b=0$ دانه های لای بدون شرکت در ساختار باربر تنها نقش پرکننده را ایفا می کنند. در مقابل، $b=1$ به معنای شرکت کامل دانه های لای در ساختار باربر است. برخی پژوهشگران یک مقدار ثابت مانند $b=0.25$ را به ازای تمامی مقادیر نسبت ریزدانه کمتر از مقدار آستانه پیشنهاد نموده اند (به عنوان نمونه (2002) Thevanayagam & Martin و (2004) Ni et al.). از سوی دیگر، (2011) Rahman et al. نشان داد که مقدار مشارکت لای در ساختار باربر خاک تابع مقدار ریزدانه می باشد. اخیراً، (2014) Lashkari رابطه تجربی زیر را در حالتی که شکل کلی دانه ها در فازهای درشت دانه و ریز دانه مشابه باشد پیشنهاد نموده است:

$$b \approx 1.93 FC \left(\frac{d_{50}}{D_{10}} \right)^{0.20} \quad (2)$$

در رابطه بالا، d_{50} اندازه میانه دانه های لای و D_{10} اندازه موثر دانه های ماسه می باشد. داده های تجربی نشان داده اند که در ماسه های لای دار، افزایش میزان لای تا مقدار آستانه موجب پایین آمدن خط حالت بحرانی در صفحه $e-p$ می شود که در آن e نسبت تخلخل کلی و p تنش موثر همه جانبه می باشد (1995) Zlatovi & Ishihara و (2011) Rahman et al. از سوی دیگر، اگر خط حالت بحرانی بر مبنای تراکم ساختار باربر خاک یعنی نسبت تخلخل میان دانه ای تعریف شود، یک خط حالت بحرانی برای تمام مقادیر ریزدانه در دامنه ریزدانه صفر تا مقدار ریزدانه آستانه بدست خواهد آمد. برای نمونه های تمیز و لای دار ماسه Sydney و نیز نمونه های تمیز و لای دار ماسه Mai Liao، حالت بحرانی بر حسب نسبت تخلخل کلی و نسبت تخلخل میان دانه ای در شکل ۱ بررسی شده است. پراکندگی بسیار کمتر داده های خط حالت بحرانی بیان شده بر حسب نسبت تخلخل میان دانه ای در شکل ۱ نشان می دهد که با تعریف فرمولبندی مدل های رفتاری بر پایه نسبت تخلخل میان دانه ای دیگر نیاز به معرفی نسبت تخلخل حالت بحرانی به عنوان تابعی از میزان ریزدانه نمی باشد. در ماسه های تمیز، نشان داده شده است که پارامتر حالت که به صورت $\psi = e - e_{cs}$ تعریف می شود می تواند به عنوان معیاری برای توصیف رفتار کلی خاک های دانه ای بکار برده شود (1985) Been & Jefferies. در این تعریف، e مقدار کنونی نسبت تخلخل کلی و e_{cs} نسبت تخلخل کلی بحرانی متناظر با مقدار کنونی تنش موثر همه جانبه می باشد و به صورت زیر تعریف می شود:

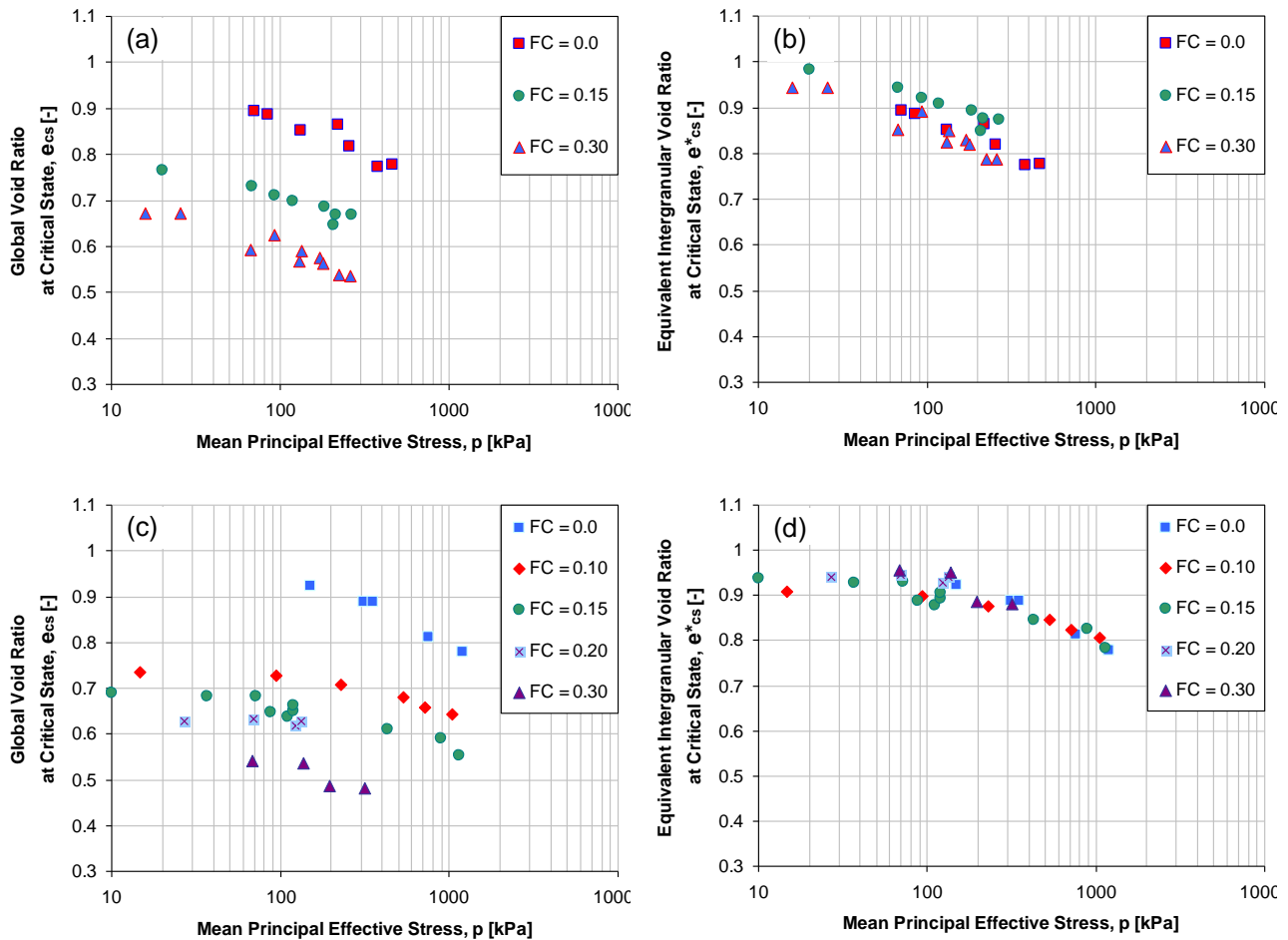
$$e_{cs} = e_0 - \lambda (p/p_{ref})^{\xi} \quad (3)$$

در رابطه (3)، e_0 ، λ و ξ پارامتر های وابسته به نوع خاک می باشند و $p_{ref}=100$ kPa یک فشار نرمال کننده است. در این مقاله، بجای پارامتر حالت از پارامتر حالت میان دانه ای که به صورت زیر تعریف می شود برای توصیف رفتار تابع حالت ماسه های لای دار استفاده شده است:

$$\psi^* = e^* - e_{cs} \quad (4)$$



با توجه به یکسان بودن خط حالت بحرانی بر مبنای نسبت تخلخل میان دانه ای، نیازی به تعریف خط حالت بحرانی در رابطه (۴) به صورت تابعی از میزان ریزدانه نمی باشد.



شکل ۱: بررسی خط حالت بحرانی بر پایه نسبت تخلخل کلی و نسبت تخلخل میان دانه ای:

(a و b) ماسه لای دار *Mai-Liao* (Huang et al., 2004) و (c و d) ماسه لای دار *Sydney* (Rahman et al., 2011)

فرمولبندی عمومی مدل رفتاری پایه

به منظور در نظر گرفتن پایداری انرژی در بخش کشسان رفتار و نیز لحاظ نمودن آثار ناهمسانی تحمیلی بر بخش های کشسان و خمیری رفتار خاک های دانه ای، Golchin & Lashkari (2014) و Lashkari & Golchin (2014) یک مدل رفتاری سازگار با مکانیک خاک حالت بحرانی و در چهارچوب نظریه خمیری سطح مرزی پیشنهاد نمودند. مبانی نظری و فرمولبندی کامل این مدل در دو مرجع بالا آمده است و در ادامه تنها معادلات رفتاری اصلی این مدل رفتاری آمده اند. نمو کرنش حجمی ($\dot{\epsilon}_v$) و نمو کرنش برشی ($\dot{\epsilon}_q$) بوسیله رابطه زیر به نمو تنش موثر همه جانبه (\dot{p}) و نمو تنش برشی (\dot{q}) ارتباط می یابند:

$$\begin{Bmatrix} \dot{p} \\ \dot{q} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K & J \\ J & 3G \end{bmatrix}^{-1} \frac{sH(L)(1 + \Gamma_{,q\lambda} \chi_{,\alpha} K_p)}{spK_p + (1 + \Gamma_{,q\lambda} \chi_{,\alpha} K_p)[s(3G - J\eta) + (J - K\eta)d]} \begin{bmatrix} (J + sKd)(J - K\eta) & (J + sKd)(3G - J\eta) \\ (3G + sJd)(J - K\eta) & (3G + sJd)(3G - J\eta) \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \dot{\epsilon}_v \\ \dot{\epsilon}_q \end{Bmatrix} \quad (5)$$

در رابطه (۵)، K ، G و J به ترتیب مدول های کشسان حجمی، برشی و جفت شدگی حجمی-برشی می باشند و از رابطه زیر بدست می

آیند:



$$\begin{aligned}
 K &= \frac{1}{1 - \frac{\chi(\chi-1)}{2} \eta^2 \left(\frac{\bar{K}}{3\bar{G}} \right)} \bar{K} p_{ref} \left(\frac{p}{p_{ref}} \right)^\chi \\
 G &= \frac{1}{1 - \frac{\chi(\chi-1)}{2} \eta^2 \left(\frac{\bar{K}}{3\bar{G}} \right)} \left(\bar{G} + \frac{\chi(\chi+1)}{6} \eta^2 \bar{K} \right) p_{ref} \left(\frac{p}{p_{ref}} \right)^\chi \\
 J &= \frac{1}{1 - \frac{\chi(\chi-1)}{2} \eta^2 \left(\frac{\bar{K}}{3\bar{G}} \right)} (\chi \eta \bar{K}) p_{ref} \left(\frac{p}{p_{ref}} \right)^\chi = \chi \eta K
 \end{aligned} \tag{6}$$

\bar{K} و \bar{G} تابع نسبت تخلخل میان دانه ای بوده و $\bar{G} = G_0 \frac{(2.97 - e^*)^2}{1 + e^*}$ در این مقاله بکار برده می شود که در آن G_0 یک ثابت وابسته به نوع خاک است. همچنین، $\eta = q/p$ نسبت تنش می باشد. در میدان تنش همسان و یا در مقادیر بسیار پایین تنش برشی ($\eta \approx 0$)، رابطه (6) به صورت آشنای زیر در می آید:

$$K = \bar{K} p_{ref} \left(\frac{p}{p_{ref}} \right)^\chi ; G = \bar{G} p_{ref} \left(\frac{p}{p_{ref}} \right)^\chi ; J = 0 \tag{7}$$

با انتخاب یک نسبت پواسن ثابت، می توان \bar{K} را بر حسب \bar{G} بدست آورد. در رابطه 6 و 7 چگونگی وابستگی مدول های کشسانی را به تنش موثر همه جانبه تعریف می نماید. در این مقاله رابطه زیر برای بیان χ بکار برده می شود:

$$\chi = \chi(\alpha) = \chi_{min} + \frac{(\chi_{max} - \chi_{min})}{1 + B (\alpha^b / |\alpha| - 1)} \tag{8}$$

در رابطه (8)، α^b نسبت تنش حالت مرزی است که در ادامه معرفی می گردد. χ_{min} 0.45 و χ_{max} 0.95 به ترتیب کرانه های پایین و بالای χ می باشند و B پارامتری است که چگونگی تغییر χ با α را تعریف می نماید. χ, α نیز در رابطه (5) برابر با $\partial \chi / \partial \alpha$ می باشد. تابع تسلیم در مدل رفتاری به صورت زیر تعریف می گردد:

$$f = |\eta - \alpha| - m = 0 \tag{9}$$

در رابطه (9)، α یک متغیر سخت شونده جنبشی و $m=0.001$ یک پارامتر معرف اندازه تابع تسلیم است. در رابطه (5)، $s = +1$ می باشد زمانی که $\eta = \alpha + m$ بر قرار باشد و $s = -1$ انتخاب می گردد اگر $\eta = \alpha - m$ باشد. Γ معرف تابع انرژی آزاد گیبس به منظور تضمین پایستاری انرژی می باشد. در این مقاله از تابع انرژی آزاد گیبس پیشنهادی (Einav & Puzrin (2004) استفاده شده است:

$$\Gamma(p, q, \chi) = \frac{p^{2-\chi} - (2-\chi) p p_0^{1-\chi}}{\bar{K} (2-\chi)(1-\chi) p_{ref}^{1-\chi}} + \frac{q^2}{6\bar{G} p_{ref}^{1-\chi} p^\chi} - \frac{q_0(2q p_0 - \chi q_0 p)}{6\bar{G} p_{ref}^{1-\chi} p_0^{1+\chi}} \tag{10}$$

در رابطه (10)، p_0 و q_0 به ترتیب معرف مقادیر تنش موثر همه جانبه و تنش برشی در مبدا سنجش انرژی (کرنش کشسان صفر) می باشند. با بکارگیری رابطه (10) خواهیم داشت:

$$\begin{aligned}
 \Gamma_{,p\chi} &= \frac{\partial^2 \Gamma}{\partial p \partial \chi} = \frac{1}{\bar{K}(1-\chi)^2} \left((p/p_{ref})^{1-\chi} - (p_0/p_{ref})^{1-\chi} \right) + \\
 &\frac{1}{\bar{K}(1-\chi)} \left(-\ln(p/p_{ref}) \cdot (p/p_{ref})^{1-\chi} + \ln(p_0/p_{ref}) \cdot (p_0/p_{ref})^{1-\chi} \right) + \\
 &\frac{-1}{6\bar{G}} \left(\eta^2 (p/p_{ref})^{1-\chi} - \eta_0^2 (p_0/p_{ref})^{1-\chi} \right) + \\
 &\frac{\chi}{6\bar{G}} \left(\eta^2 \ln(p/p_{ref}) \cdot (p/p_{ref})^{1-\chi} - \eta_0^2 \ln(p_0/p_{ref}) \cdot (p_0/p_{ref})^{1-\chi} \right)
 \end{aligned} \tag{11}$$

$$\Gamma_{,q\chi} = \frac{\partial^2 \Gamma}{\partial q \partial \chi} = \frac{1}{3G p_{ref}} \left(q \left(\frac{p_{ref}}{p} \right)^\chi \ln \left(\frac{p_{ref}}{p} \right) - q_0 \left(\frac{p_{ref}}{p_0} \right)^\chi \ln \left(\frac{p_{ref}}{p_0} \right) \right) \quad (12)$$

که $\eta_0 = q_0/p_0$ می باشد.

در رابطه (۵)، d معرف تابع اتساع می باشد:

$$d = A (\alpha^d - s \alpha) \quad (13)$$

که A پارامتر مدل بوده و α^d نسبت تنش اتساعی می باشد که در ادامه معرفی می شود. در رابطه (۵) مدول سخت شوندگی خمیری است که از رابطه زیر بدست می آید:

$$K_p = h_0 (1 - c_h e^*) H(\rho, \bar{\rho}) \frac{\alpha^b - s \alpha}{|\alpha - \alpha_{in}|} \left(\frac{p_{ref}}{p} \right)^{1-\chi} \quad (14)$$

که h_0 و c_h پارامتر مدل بوده و α^b نسبت تنش سطح مرزی می باشد.

سرانجام، α^b و α^d به ترتیب نسبت تنش سطح مرزی و اتساعی می باشند که از رابطه زیر محاسبه می شوند:

$$\alpha^b = M \exp(-n^b \psi^*) - m \quad ; \quad \alpha^d = M \exp(n^d \psi^*) - m \quad (15)$$

در رابطه بالا، M نسبت تنش حالت بحرانی در صفحه $q-p$ و n^b و n^d پارامترهای مدل می باشند.

ارزیابی مدل رفتاری

بر پایه فرمولبندی ارائه شده در بخش پیشین، یک نرم افزار تهیه گردید. مقادیر ورودی این نرم افزار مقادیر ابتدایی تنش موثر همه جانبه، نسبت تخلخل کلی و نسبت ریزدانه می باشند و خروجی نرم افزار در شرایط زهکشی نشده، مسیر تنش و مقاومت برشی بر اساس کرنش برشی می باشد. (Bobei و Rahman et al. (2011) رفتار نمونه های تمیز و لای دار ماسه Sydney را در آزمایش سه محوری تک سویه و چرخه ای بررسی نمودند. در این بخش از داده های تجربی گزارش شده توسط ایشان برای ارزیابی مدل رفتاری پیشنهادی استفاده می شود. برای این خاک مقدار $D_{10}/d_{50}=37$ می باشد. همچنین پارامترهای بکار رفته در جدول ۱ ارائه شده اند. برای چهار نمونه ماسه با مقادیر مختلف ریزدانه، مقایسه میان پیش بینی های مدل و داده های تجربی در شکل ۲ نشان داده شده است. در هر شکل مقادیر نسبت تخلخل نمونه های نیز ارائه شده است. نسبت تخلخل نمونه ها با افزایش میزان نسبت ریزدانه (FC) کاهش یافته است ولی این کاهش نسبت تخلخل موجب بهبود مقاومت نمونه ها نشده است و هر چهار نمونه رفتار روانگرایی جریان (flow liquefaction) نشان داده اند. مقایسه پیش بینی های مدل رفتاری با داده های تجربی نشان می دهد که مدل توانسته است رفتار هر چهار نمونه را شبیه سازی نماید. بدون تغییر پارامترهای مدل رفتاری، رفتار یک نمونه ماسه تمیز و یک نمونه ماسه لایدار با $FC=0.30$ پیش بینی شده و نتایج در شکل ۳ با داده های تجربی مقایسه شده اند.

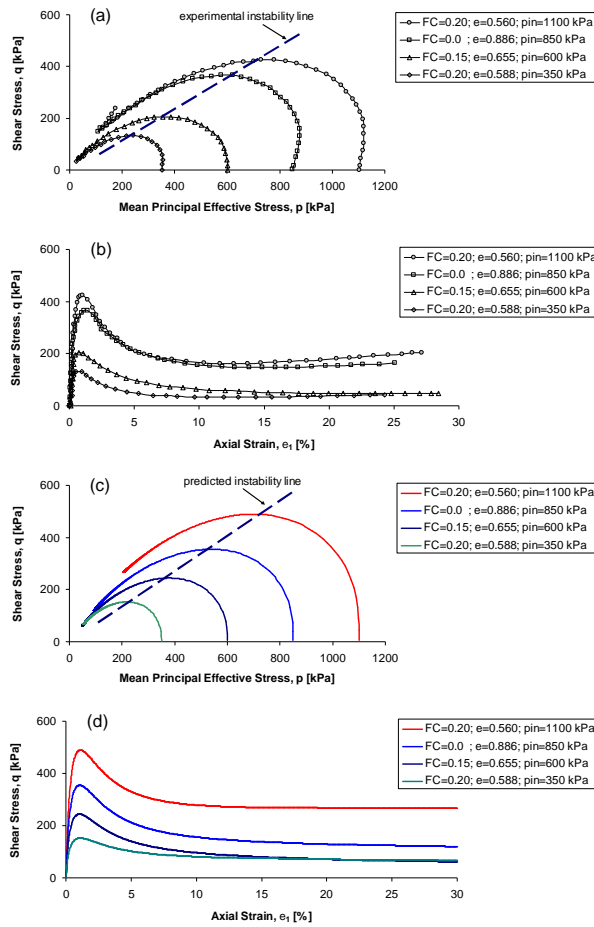
رفتار هر دو نمونه روانگرایی با جریان محدود (limited flow liquefaction) بوده است که بخوبی شبیه سازی شده است. بطور مشابه، مقایسه دیگری برای سه نمونه ماسه با نسبت ریزدانه یکسان $FC=0.15$ در شکل ۴ ارائه شده است. در حالی که رفتار دو نمونه اتساعی و همراه با بهبود پیوسته مقاومت می باشد، یک نمونه دچار روانگرایی جریان شده است. مشاهده می شود که در همه حالت ها مدل توانسته است رفتار خاک را بخوبی شبیه سازی نماید. در شکل ۲ و ۳ خط ناپایداری بر اساس خط عبوری از نقطه اوج مقاومتی نمونه های روانگرا شده ترسیم شده است و پیش بینی های مدل با داده های تجربی مقایسه شده اند. شکل ۵ مقایسه مسیر تنش پیش بینی شده در بارگذاری زهکشی نشده چرخه ای با داده های تجربی را نشان می دهد. در این حالت نیز مدل رفتاری پیش بینی های قابل قبولی را فراهم آورده است. در شکل نقطه آغاز روانگرایی با جریان محدود با ستاره مشخص شده است.

با انجام ۳۷ شبیه سازی برای نمونه های تمیز و لای دار، تعداد چرخه های لازم برای رسیدن به روانگرایی به ازای مقادیر مختلف نسبت تنش چرخه ای ($CSR=q/2\sigma_3$) محاسبه و نتایج در شکل ۶ نشان داده شده اند. می توان دید که افزایش مقدار ریزدانه موجب کاهش تعداد چرخه های لازم برای رسیدن به روانگرایی در یک نسبت تنش چرخه ای مشخص می شود. الگوی مشابه پیش از این در پژوهش های تجربی Xenaki & Athanasopoulos (2003) و Stamatopoulos (2010) گزارش شده است.

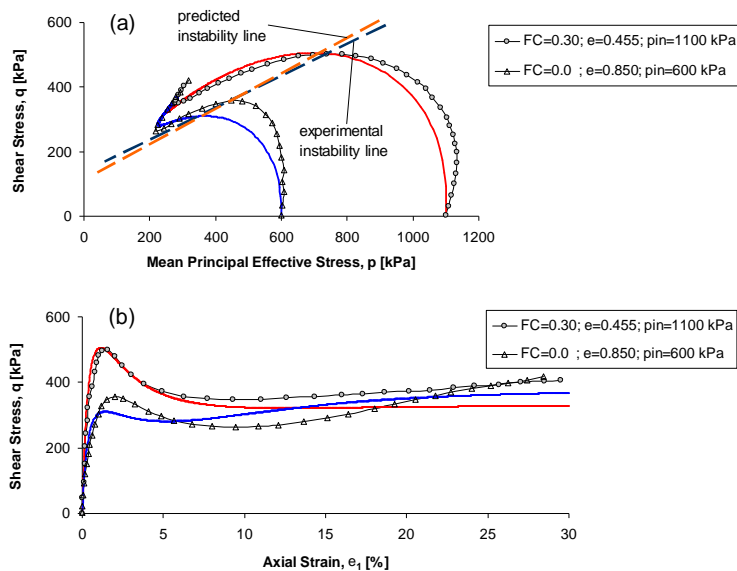


جدول ۱: پارامترهای بکار رفته در شبیه سازی رفتار نمونه های تمیز و لای دار ماسه Sydney

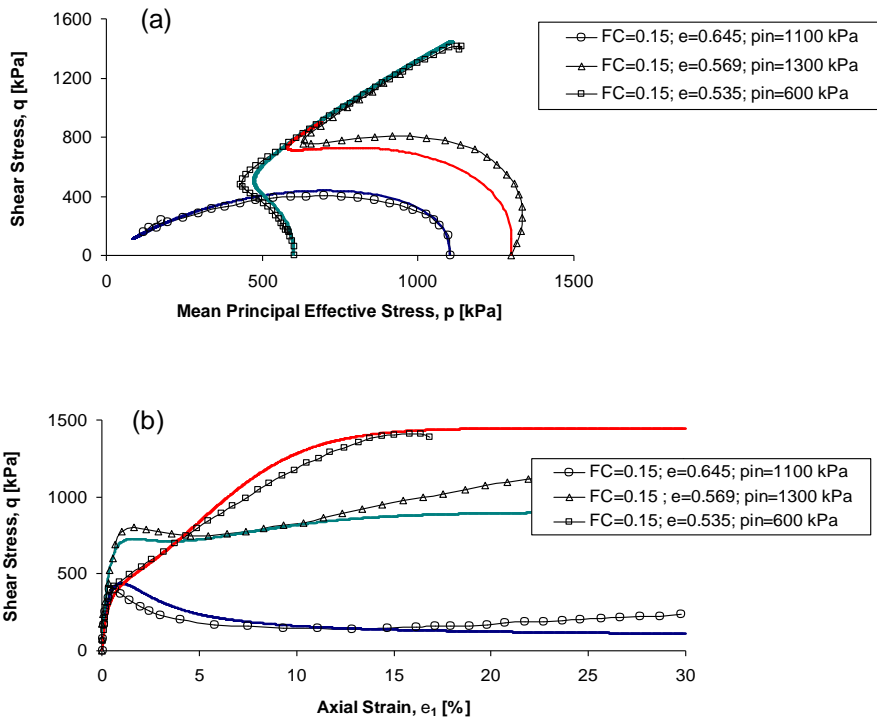
Parameter	χ_{\min}	χ_{\max}	G_0	ν	B	M	e_0	λ	ξ	h_0	c_h	n^b	A	n^d
Value	0.45	0.95	50	0.15	0.10	1.305	0.92	0.0375	0.60	286	0.954	0.80	0.65	2.0



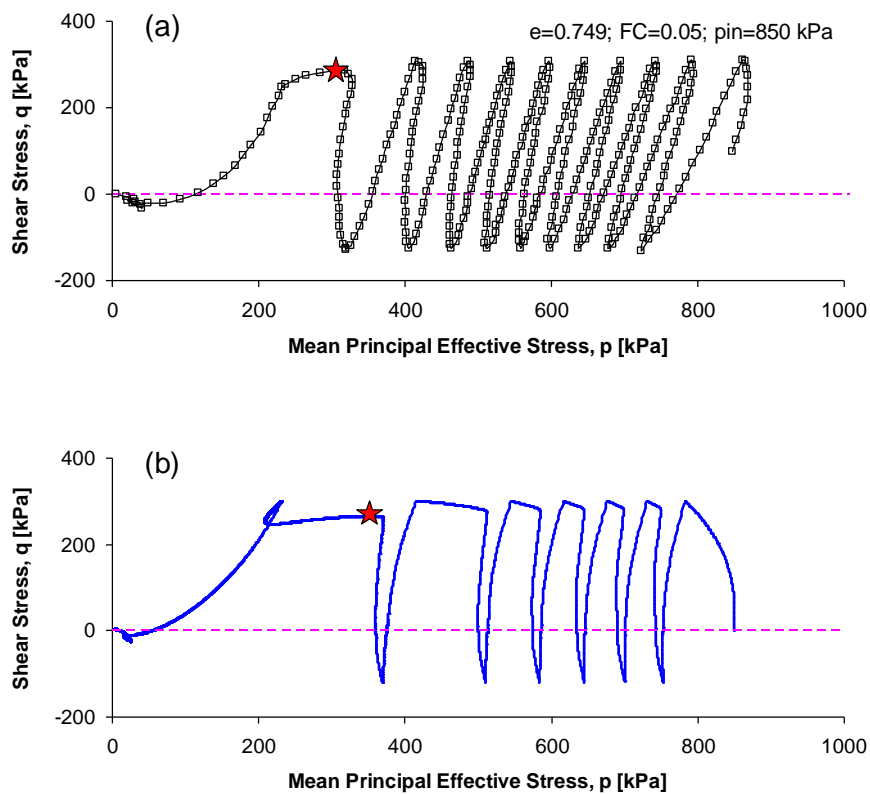
شکل ۲: مقایسه پیش بینی های مدل با داده های تجربی برای چهار نمونه دارای مقادیر مختلف لای غیر خمیری



شکل ۳: مقایسه پیش بینی های مدل با داده های تجربی برای یک نمونه ماسه تمیز و یک نمونه ماسه لای دار

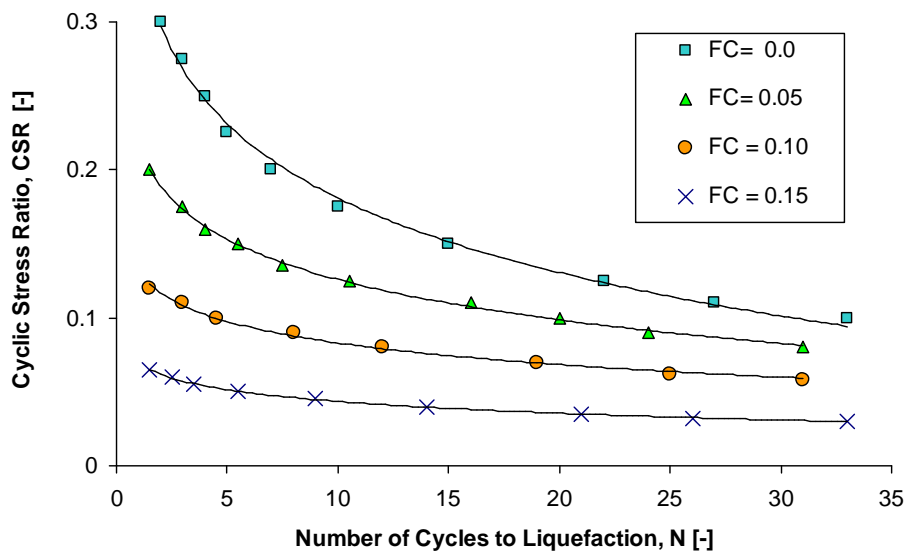


شکل ۴: مقایسه پیش بینی های مدل با داده های تجربی سه نمونه ماسه لای دار با مقدار ریزدانه یکسان



شکل ۵: مقایسه مسیر تنش پیش بینی شده با داده تجربی یک نمونه ماسه لای دار در بارگذاری زهکشی نشده چرخه ای





شکل ۶: اثر مقدار نسبت ریزدانه بر منحنی های نسبت تنش چرخه ای نسبت به تعداد چرخه های لازم برای روانگرایی

نتیجه گیری

یافته های تجربی نوین نشان می دهند که افزایش مقدار ریزدانه در ماسه های لای دار تا یک مقدار ریزدانه آستانه موجب آسیب پذیرتر شدن خاک در برابر روانگرایی می گردد. در این مقاله نشان داده شد که با جایگزین سازی نسبت تخلخل میان دانه ای به جای نسبت تخلخل کلی در مدل های رفتاری می توان توصیفی توانمند از حالت و استحکام ساختار باربر خاک را بدست آورد. سپس فرمولبندی یک مدل رفتاری سطح مرزی سازگار با مکانیک خاک حالت بحرانی با بکارگیری نسبت تخلخل میان دانه ای اصلاح شده است. نشان داده شده است که مدل رفتاری اصلاح شده می تواند رفتار نمونه های ماسه تمیز و نمونه های ماسه دارای لای را تنها با بکارگیری یک مجموعه پارامتر شبیه سازی نماید.

مراجع

- Been K and Jefferies MG (1985) a state parameter for sands. *Géotechnique*, 35(2): 99-112
- Bobei D (2004) Static liquefaction of sand with a small amount of fines, PhD thesis, University of New South Wales at Australian Defense Force Academy, Canberra, Australia
- Einav I and Puzrin AM (2004) Pressure-dependent elasticity and energy conservation in elastoplastic models for soils, *ASCE J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 130(1): 81-92
- Golchin A and Lashkari A (2014) A critical state sand model with elastic-plastic coupling, *International Journal of Solids and Structures*, 51: 2807-2825
- Huang Y-T, Huang A-B, Kuo, Y-C and Tsai M-D (2004) A laboratory study on the undrained strength of silty sand from Central Western Taiwan, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24: 733-743
- Ishihara K (1993) Liquefaction and flow failure during earthquakes, *Géotechnique*, 43(3): 351-414
- Ishihara K, Haeri SM, Moinfar AA, Towhata I and Tsujino S (1992) Geotechnical aspects of the June 20, 1990 Manjil earthquake in Iran, *Soils and Foundations*, 32(3): 61-78
- Lashkari A (2014) Recommendations for extension and re-calibration of an existing sand constitutive model taking into account varying non-plastic fines content, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 61-62: 212-238
- Lashkari A and Golchin A (2014) on the influence of elastic-plastic coupling on sands response, *Computers and Geotechnics*, 55: 352-364
- Ni Q, Tan TS, Dasari GR and Hight DW (2004) Contribution of fines to the compressive strength of mixed soils, *Géotechnique*, 54(9): 561-569

- Rahman MM, Lo SR and Baki Md. AL (2011) Equivalent granular state parameter and undrained behavior of sand-fines mixtures, *Acta Geotechnica*, 6: 183-194
- Stamatopoulos CA (2010) An experimental study of the liquefaction strength of silty sands in terms of the state parameter, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30: 662-678
- Thevanayagam S and Martin GR (2002) Liquefaction in silty soils- screening and remediation issue, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22: 1035-1042
- Xenaki VC and Athanasopoulos GA (2003) Liquefaction resistance of sand-silt mixtures: an experimental investigation of the effect of fines, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23: 183-194
- Yamamuro JA and Lade PV (1999) Experiments and modeling of silty sands susceptible to static liquefaction, *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 4: 545-564
- Zlatovi S and Ishihara K (1995) on the influence of nonplastic fines on residual strength. Proc. of IS-Tokyo'95, the 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Ed. Ishihara, K., A. A. Balkema, Rotterdam, 239-244