

چکیده

یافته‌های تجربی نشان داده‌اند که وجود لای غیر خمیری در ماسه‌ها می‌تواند کاهش مقاومت برشی و افزایش گرایش به انباشت فشار آب حفره‌ای در شرایط زهکشی‌نشده را در پی داشته باشد. مدل‌های رفتاری موجود در اساس بر پایه مشاهدات تجربی رفتار ماسه‌های تمیز ارائه شده‌اند و شبیه‌سازی رفتار ماسه‌های لای‌دار تنها با تعیین دوباره پارامترهای مدل به ازای هر مقدار مشخص لای امکان‌پذیر است. در این نوشتار، با شبیه‌سازی رفتار به روش اجزای گسسته نشان داده می‌شود که افزایش نسبت وزنی فاز ریزدانه موجب کاهش نسبت تخلخل حالت بحرانی در محیط‌های با دانه‌بندی دوگانه می‌گردد که دلیل آن مشارکت کمتر دانه‌های فاز ریزدانه در ساختار باربر محیط دانه‌ای است. همچنین نشان داده می‌شود که اگر حالت بحرانی بر اساس نسبت تخلخل میان دانه‌ای بیان گردد، تنها یک خط حالت بحرانی یکتا برای ماسه‌های لای‌دار با مقادیر مختلف نسبت وزنی لای به دست می‌آید. در ادامه، فرمول‌بندی یک مدل رفتاری کشسان-خمیری سطح مرزی سازگار با مکانیک خاک حالت بحرانی برای ماسه‌های تمیز به گونه‌ای اصلاح می‌گردد که در آن نسبت تخلخل میان دانه‌ای جایگزین نسبت تخلخل کلی گردد. نشان داده می‌شود که مدل رفتاری اصلاح‌شده می‌تواند رفتار نمونه‌های ماسه تمیز و لای‌دار را تنها با به‌کارگیری یک مجموعه پارامتر شبیه‌سازی نماید.

کلمات کلیدی: ماسه لای‌دار، نسبت تخلخل میان دانه‌ای، حالت بحرانی، پارامتر حالت، نظریه خمیری سطح مرزی، روانگرایی

بررسی حالت بحرانی خاک‌های دانه‌ای به روش اجزای گسسته و پیشنهاد یک مدل رفتاری متحد برای ماسه‌های تمیز و لای‌دار

علی لشکری (نویسنده مسؤول)

دانشیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط‌زیست

دانشگاه صنعتی شیراز

Email: lashkari@sutech.ac.ir

معصومه کریمی

دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران و

محیط‌زیست دانشگاه صنعتی شیراز

1- مقدمه

در پی خواهد داشت. هرچند که بررسی یامامورو و لده [3] نشان داد که بیشتر موارد روانگرایی در زمین‌لرزه‌های تاریخی در ساختگاه‌های با ماسه دارای ریزدانه و نه دارای ماسه به نسبت تمیز رخ داده است. بررسی‌های آزمایشگاهی اخیر نشان داده‌اند که تا مقدار تقریبی 30 تا 40 درصد ریزدانه، افزایش ریزدانه کاهش پیوسته مقاومت برشی و افزایش گرایش به افزایش فشار آب حفره‌ای را در پی دارد. در چارچوب نظری ارائه‌شده به‌وسیله توانا یا گام و مارتین [4] به منظور توضیح این پدیده بیان می‌شود که دانه‌های لای در ماسه‌های لای‌دار فضای خالی میان دانه‌های بزرگ‌تر ماسه را پر می‌کنند و از نسبت تخلخل کلی خاک می‌کاهند. اما زمانی که مقدار لای در توده‌ی خاک کم باشد، دانه‌های لای نمی‌توانند با ایجاد تماس‌های پایدار با دانه‌های درشت

بارهای چرخه‌ای ناشی از زمین‌لرزه می‌توانند کاهش تنش مؤثر و از دست رفتن مقاومت برشی، افزایش فشار آب حفره‌ای و جابه‌جایی‌های ماندگار در خاک‌های دانه‌ای را در شرایط زهکشی نشده در پی داشته باشند که به این مجموعه رویدادها در ادبیات فنی مکانیک خاک روانگرایی گفته می‌شود. کاهش شدید مقاومت برشی و جابه‌جایی‌های بزرگ ناشی از روانگرایی، مسؤول آسیب دیدگی‌های بی‌شمار در زمین‌لرزه‌های تاریخی بوده‌اند [1-2]. از دیدگاه تاریخی، دانش بنیادی درباره‌ی سازوکار پدیده‌ی روانگرایی در اساس از بررسی آزمایشگاهی رفتار ماسه‌های تمیز به دست آمده است و تا نزدیک به دو دهه پیش، گمان غالب بر آن بود که وجود ریزدانه غیر خمیری مانند لای در ماسه‌ها، همواره کاهش استعداد روانگرایی ماسه لای‌دار در مقایسه با ماسه تمیز را

تحمیلی بر رفتار ماسه‌های تمیز را در بارگذاری‌های تک‌سویه و چرخه‌ای شبیه‌سازی نماید. در این مقاله، این مدل رفتاری به‌عنوان مدل پایه انتخاب شده و فرمول‌بندی آن با جایگزین‌سازی نسبت تخلخل میان دانه‌ای با نسبت تخلخل کلی به‌گونه‌ای اصلاح شده است که بتواند رفتار ماسه‌های لای‌دار را نیز شبیه‌سازی نماید.

2- بررسی حالت بحرانی محیط‌های دانه‌ای با دانه‌بندی دوگانه به روش اجزای گسسته

2-1- پایه‌ها

در محیط‌های ناپیوسته مانند محیط‌های دانه‌ای، بردارهای جفتی نیروهای کنش و واکنش در محل تماس میان دانه‌ها مبادله می‌شود و دانه‌های مجاور با توجه به بزرگای جفت نیروی کنش و واکنش مبادله شده، نیروی اصطکاکک بسیج شده در محل تماس دانه‌ها و هندسه‌ی دانه‌ها نسبت به یکدیگر جابه‌جا می‌شوند. بر این اساس، بدیهی است که تنش و کرنش در اساس دو مفهوم سازگار برای محیط‌های پیوسته‌اند. با افزایش تعداد دانه‌ها و به دنبال آن افزایش تعداد تماس‌های میان دانه‌ای، ترفندهای همگن‌سازی³ امکان‌بازتعریف تنش مؤثر و کرنش معادل بر پایه بردارهای نیرو مبادله شده میان دانه‌ها و تغییر هندسه محیط‌های دانه‌ای را فراهم می‌آورد. تنسور تنش مؤثر میانگین معادل (σ_{ij}) برای گروه دانه‌هایی که در حجم معرف V قرار دارند، از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\sigma_{ij} = \frac{1}{V} \sum_{p=1}^{N_p} \sum_{c=1}^{N_c} \mathbf{I}_{pc}^i \otimes f_{pc}^j \quad (1)$$

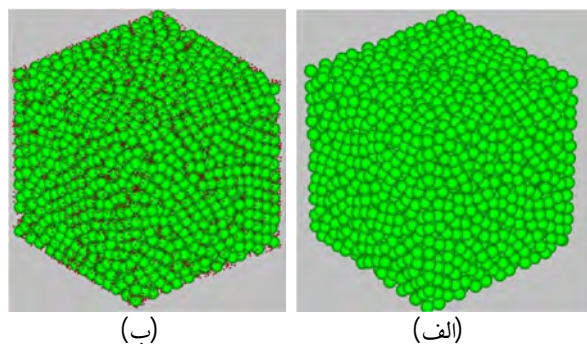
در رابطه (1)، V نشانگر حجم نمونه، \mathbf{I}_{pc}^i بردار واصل مرکز دانه p ام به نقطه تماس c ام و f_{pc}^j بردار نیروی وارد شده بر دانه‌ی p ام در تماس c ام می‌باشد. تعداد کل دانه‌ها و تماس‌ها در حجم V به ترتیب N_p و N_c می‌باشد. پس از محاسبه مؤلفه‌های تنش، تنش مؤثر همه‌جانبه (p) و تنش برشی (q) در فضای تنش‌های سه محوری به‌صورت رابطه (2) محاسبه می‌شوند:

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_{11} + 2\sigma_{33}) \quad ; \quad q = \sigma_{11} - \sigma_{33} \quad (2)$$

که در رابطه‌ی (2)، σ_{11} و σ_{33} به ترتیب مؤلفه‌های تنش قائم

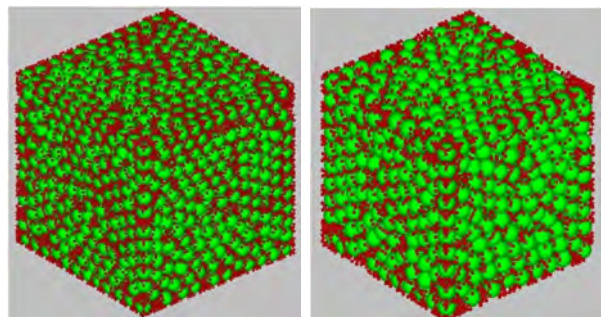
ماسه و نیز دیگر دانه‌های لای مشارکت مناسبی در ساختار باربر خاک داشته باشند. بنابراین، با وجود کاهش نسبت تخلخل کلی خاک به دلیل وجود دانه‌های لای در توده‌ی خاک، در عمل افزایش مقاومت ساختار باربر خاک را در پی نداشته و مقاومت برشی خاک کمتر از مقاومت برشی ماسه‌ی میزبان تمیز در همان نسبت تخلخل می‌باشد. با افزایش مقدار ریزدانه، مشارکت دانه‌های لای در ساختار باربر خاک افزایش می‌یابد و با رسیدن مقدار ریزدانه به مقدار ریزدانه آستانه¹ که مقدار آن در حدود 30 تا 40 درصد وزن کلی خاک می‌باشد، زنجیره‌های باربر انتقال نیرو در ساختار باربر خاک بیشتر میان دانه‌های لای تشکیل می‌گردد. به ازای مقدار ریزدانه بیشتر، دانه‌های ماسه در عمل میان دانه‌های لای شناور بوده و نقش مهمی را در ساختار باربر خاک بازی نمی‌کنند. در ادامه توانایاگام و مارتین [4] مفهوم نسبت تخلخل میان‌دانه‌ای² را که بر اساس نسبت تخلخل میان دانه‌های فعال در ساختار باربر خاک (و نه همه دانه‌ها) تعریف می‌شود را به‌عنوان جایگزینی مناسب برای نسبت تخلخل کلی در ماسه‌های لای‌دار پیشنهاد نمودند.

محیط‌های دانه‌ای با دانه‌بندی دوگانه از آمیختن دو محیط دانه‌ای با دانه‌بندی یکنواخت یا به نسبت یکنواخت ساخته شده‌اند. ماسه‌های لای‌دار گونه‌ای شناخته شده از محیط‌های دانه‌ای با دانه‌بندی دوگانه در مکانیک خاک می‌باشند. در این نوشتار، نخست حالت بحرانی محیط‌های دانه‌ای با دانه‌بندی دوگانه به‌وسیله شبیه‌سازی آزمایش‌های سه محوری به روش اجزای گسسته شبیه‌سازی می‌گردد. نشان داده می‌شود که نسبت تخلخل حالت بحرانی وابسته به مقدار فاز ریزدانه بوده و یکتا نمی‌باشد درحالی‌که با به‌کارگیری مفهوم نسبت تخلخل میان‌دانه‌ای می‌توان توصیفی یکتا برای حالت بحرانی ماسه‌های تمیز و لای‌دار به دست آورد. به منظور رعایت پایداری انرژی در بخش کشسان رفتار و نیز در نظر گرفتن اثر ناهمسانی تحمیلی بر بخش‌های کشسان و خمیری رفتار خاک‌های دانه‌ای، لشکری و گلچین [5] و گلچین و لشکری [6] یک مدل رفتاری سازگار با مکانیک خاک حالت بحرانی و در چارچوب نظریه خمیری سطح مرزی پیشنهاد نمودند. نشان داده شده است که مدل رفتاری مذکور می‌تواند اثر ناهمسانی



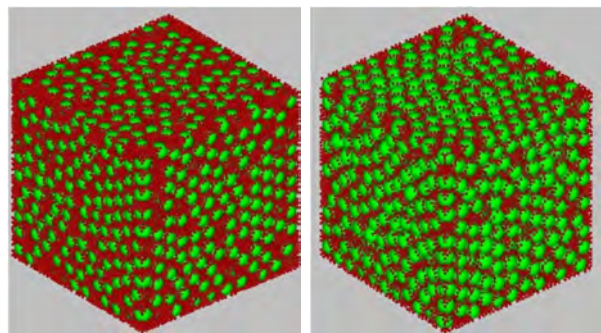
(ب)

(الف)



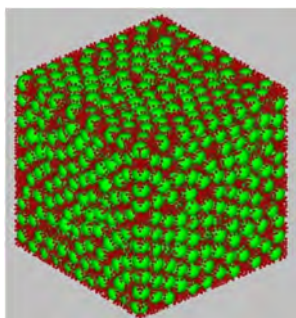
(ت)

(پ)



(ج)

(ث)



(چ)

شکل (1): نمایش نمونه‌های عددی بکار رفته در شبیه‌سازی به روش اجزای گسسته رفتار سه محوری زهکشی شده مرسوم: (الف) نمونه درشت‌دانه تمیز، (ب) نمونه درشت‌دانه دارای 2/5 درصد وزنی ریزدانه، (پ) نمونه درشت‌دانه دارای 5 درصد وزنی ریزدانه، (ت) نمونه درشت‌دانه دارای 7/5 درصد وزنی ریزدانه، (ث) نمونه درشت‌دانه دارای 10 درصد وزنی ریزدانه، (ج) نمونه درشت‌دانه دارای 15 درصد وزنی ریزدانه، (چ) نمونه درشت‌دانه دارای 30 درصد وزنی ریزدانه

(بیشینه) و تنش افقی (کمینه) می‌باشند.

از آنجایی که تغییر شکل محیط‌های دانهای هندسه فضاهای خالی میان دانه‌ها را نیز دستخوش دگرگونی‌های شدید می‌سازد، اعمال رویکرد سنجش لغزش دانه‌ها در نقاط تماس به منظور محاسبه‌ی کرنش معادل ناکارآمد می‌باشد. در حال حاضر، چگونگی محاسبه‌ی کرنش در محیط‌های گسسته از خط‌های مقدم پژوهش می‌باشد. از میان رویکردهای گوناگون پیشنهاد شده، روش محاسبه کرنش معادل بر پایه جابه‌جایی مرزها در این مقاله برگزیده و به کار رفته است. در این مقاله، کرنش محوری به صورت زیر محاسبه می‌شوند:

$$\varepsilon_a = \frac{2DH}{H_{old} + H_{new}} \quad (3)$$

در رابطه‌ی (4)، ε_a کرنش محوری معادل، H_{old} ، H_{new} و DH به ترتیب ارتفاع ابتدایی، ارتفاع کنونی و تغییر ارتفاع نمونه می‌باشند. به گونه‌ی مشابه ε_v کرنش حجمی معادل را می‌توان از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$\varepsilon_v = \frac{2DV}{V_{old} + V_{new}} \quad (4)$$

که V_{old} ، V_{new} و DV به ترتیب حجم ابتدایی، حجم کنونی و تغییر حجم نمونه می‌باشند.

در ادامه، رفتار زهکشی شده نمونه‌های درشت‌دانه تمیز و درشت‌دانه به همراه مقادیر مختلف ریزدانه در مد سه محوری فشاری مرسوم شبیه‌سازی شده است. تمام نمونه‌ها در ابتدا (پیش از اعمال برش) مکعبی می‌باشند و شرایط سه محوری زهکشی شده مرسوم با یکسان تعریف کردن مؤلفه‌های تنش جانبی (افقی)، ثابت نگه داشتن مؤلفه‌های تنش جانبی در زمان اعمال برش و همچنین تعریف نکردن قید بر تغییر حجم ایجاد می‌گردد. شبیه‌سازی آزمایش‌های عددی به گونه‌ای برنامه‌ریزی شده است تا شرایط ابتدایی نمونه‌ها، دامنه به نسبت گسترده‌ای از مقادیر نسبت تخلخل (تراکم) و تنش مؤثر همه‌جانبه را دارا باشد. نمونه‌ی درشت‌دانه تمیز و نمونه‌های دارای مقادیر مختلف ریزدانه در شکل (1) نمایش داده شده‌اند. همچنین پارامترهای به کار برده شده در شبیه‌سازی‌ها در جدول (1) آورده شده‌اند.

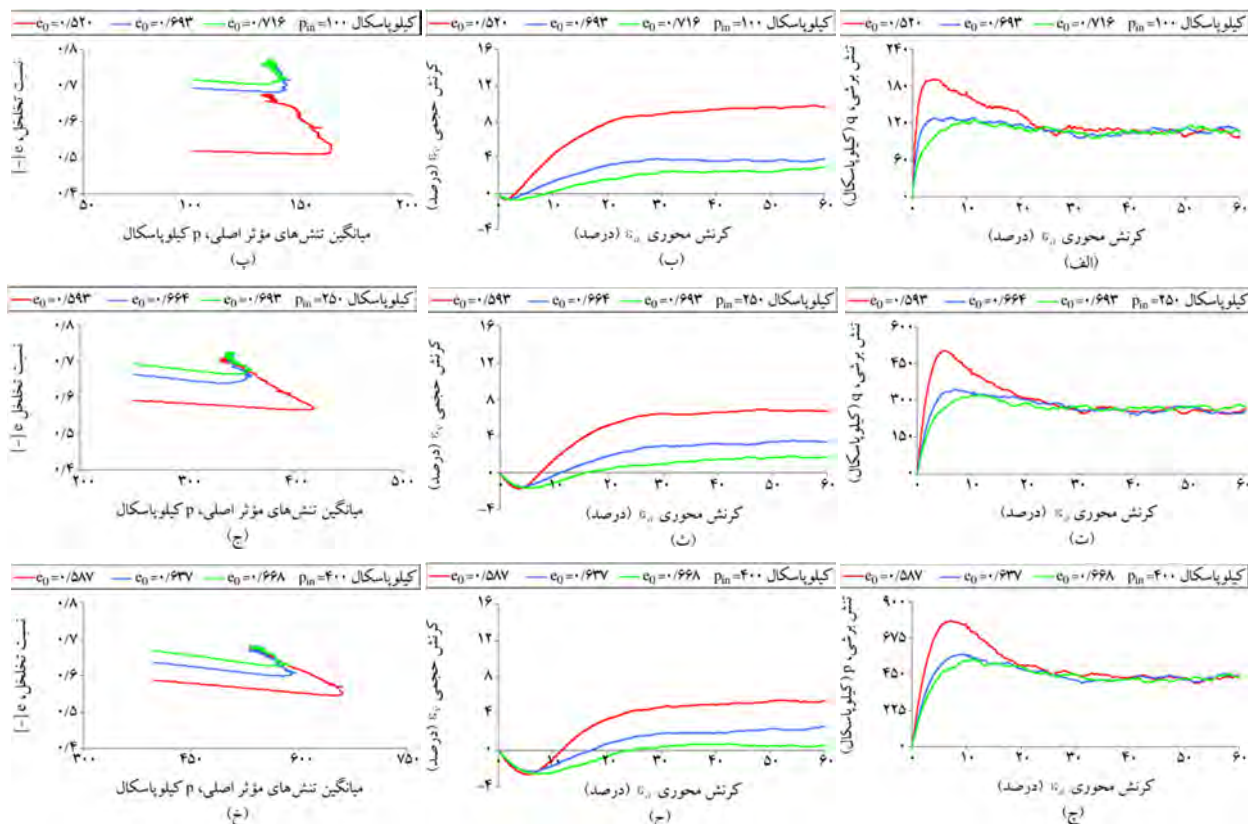
آزمایش سه محوری زهکشی شده مرسوم در شکل (2) شبیه سازی شده است. در شبیه سازی آزمایش ها، نسبت تخلخل ابتدایی در دامنه 0/520 تا 0/716 و تنش همه جانبه دامنه به نسبت بزرگ 100 تا 1000 کیلو پاسکال را در بر می گیرند. لازم به توضیح است که شکستگی شدید در رفتارهای مقاومتی و تغییر شکلی نشانگر از دست رفتن همگنی در نمونه بوده و مشارکت دهی این شبیه سازی ها در بررسی حالت بحرانی محیط دانه ای به دلیل ناهمگنی نمونه درست نمی باشد. بنابراین، از میان شبیه سازی های انجام شده، تنها رفتار نمونه هایی که فاقد شکستگی شدید در رفتارهای مقاومتی و تغییر حجمی هستند در شکل (2) گزارش شده است. بررسی اجمالی شکل (2) نشان می دهد که در کرنش های محوری بزرگ (مثلاً کرنش های بیشتر از 40 درصد)، همه نمونه ها مجانب وار به سوی یک حالت حدی میل می کنند که در آن تنش مؤثر همه جانبه، تنش برشی و حجم نمونه با اعمال کرنش های محوری (برشی) بیشتر

جدول (1): پارامترهای بکار برده شده در شبیه سازی آزمایش های سه محوری زهکشی شده

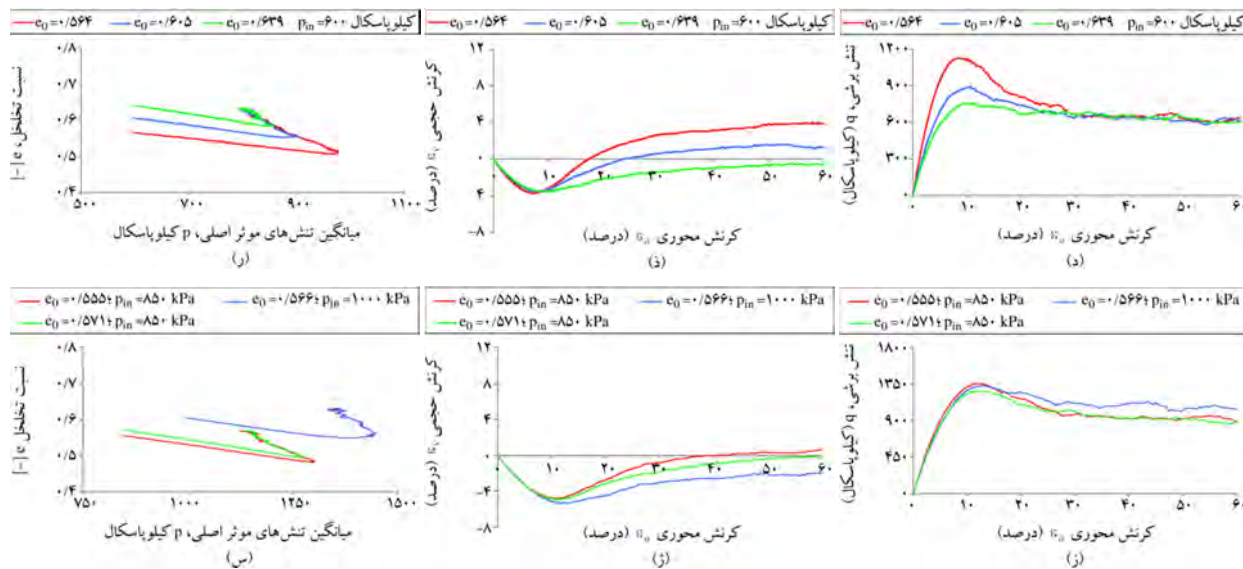
پارامتر	مقدار [واحد]
چگالی دانه ها	2650 کیلوگرم بر متر مکعب
ضریب اصطکاک میان دانه ها	0/50 [-]
ضریب اصطکاک میان دانه ها و مرزهای خارجی	0/0 [-]
میرایی	0/70 [-]
سختی مرزهای خارجی	1×10^7 کیلونیوتن بر متر
سختی نرمال و مماسی دانه ها	$K_0 = 1 \times 10^5$ که در آن $K_n = K_s = K_0 \times r$ کیلونیوتن بر متر مربع می باشد
شعاع دانه های فاز درشت دانه	0/108 میلی متر
شعاع دانه های فاز ریزدانه	0/0216 میلی متر

2-2- شبیه سازی رفتار زهکشی شده ی نمونه های درشت دانه تمیز

رفتارهای مقاومتی و تغییر شکلی 15 نمونه درشت دانه تمیز در



شکل (2): شبیه سازی مقاومت برشی بر حسب کرنش محوری، کرنش حجمی و بر حسب کرنش محوری و تغییرات نسبت تخلخل با تنش مؤثر همه جانبه نمونه های درشت دانه تمیز به روش اجزای گسسته: (الف تا ج) سه نمونه با تنش همه جانبه ابتدایی 100 کیلو پاسکال، (د تا و) سه نمونه با تنش همه جانبه ابتدایی 250 کیلو پاسکال، (ز تا ط) سه نمونه با تنش همه جانبه ابتدایی 400 کیلو پاسکال، (ی تا ل) سه نمونه با تنش همه جانبه ابتدایی 600 کیلو پاسکال، (م تا س) سه نمونه با تنش همه جانبه ابتدایی 850 و 1000 کیلو پاسکال



ادامه شکل (2)

و 30 درصد وزنی ریزدانه در دامنه‌ی تنش همه‌جانبه دامنه به نسبت بزرگ 100 تا 1000 کیلو پاسکال بررسی شده که از این میان، رفتار نمونه‌هایی که تنش مؤثر همه‌جانبه آنها پیش از اعمال برش 250 کیلو پاسکال بوده، در شکل (4) به‌عنوان نمونه گزارش شده است. رسیدن به حالت بحرانی در کرنش‌های محوری بزرگ در رفتار همه نمونه‌های دارای ریزدانه قابل مشاهده است. با رسیدن به کرنش محوری 60 درصد، حالت نهایی مسیر تنش تمام نمونه‌ها در شکل (5-الف) نمایش داده شده است. با برآزش بهترین خط مستقیم به داده‌ها، می‌توان دریافت که تفاوت معناداری میان خط حالت بحرانی نمونه‌های درشت‌دانه تمیز و نمونه‌های درشت‌دانه دارای مقادیر مختلف ریزدانه (از 2/5 تا 30 درصد وزنی) موجود نمی‌باشد. به بیان دقیق‌تر، در حالی که $M = 0/775$ برای شیب خط حالت بحرانی برای نمونه‌های درشت‌دانه تمیز در شکل (3-الف) برآورد گردید، به دست آوردن $M = 0/781$ برای همه نمونه‌های تمیز و با ریزدانه کمتر از 30 درصد وزنی در شکل (5-الف) نشان می‌دهد که مقدار فاز ریزدانه تأثیر چندانی بر شیب خط حالت بحرانی در صفحه $q-p$ ندارد. پیش از این، چو و همکاران [7] با بررسی رفتار 85 خاک دانه‌ای مختلف گزارش کرده‌اند که زاویه اصطکاک داخلی حالت بحرانی تنها به شکل دانه‌ها وابسته

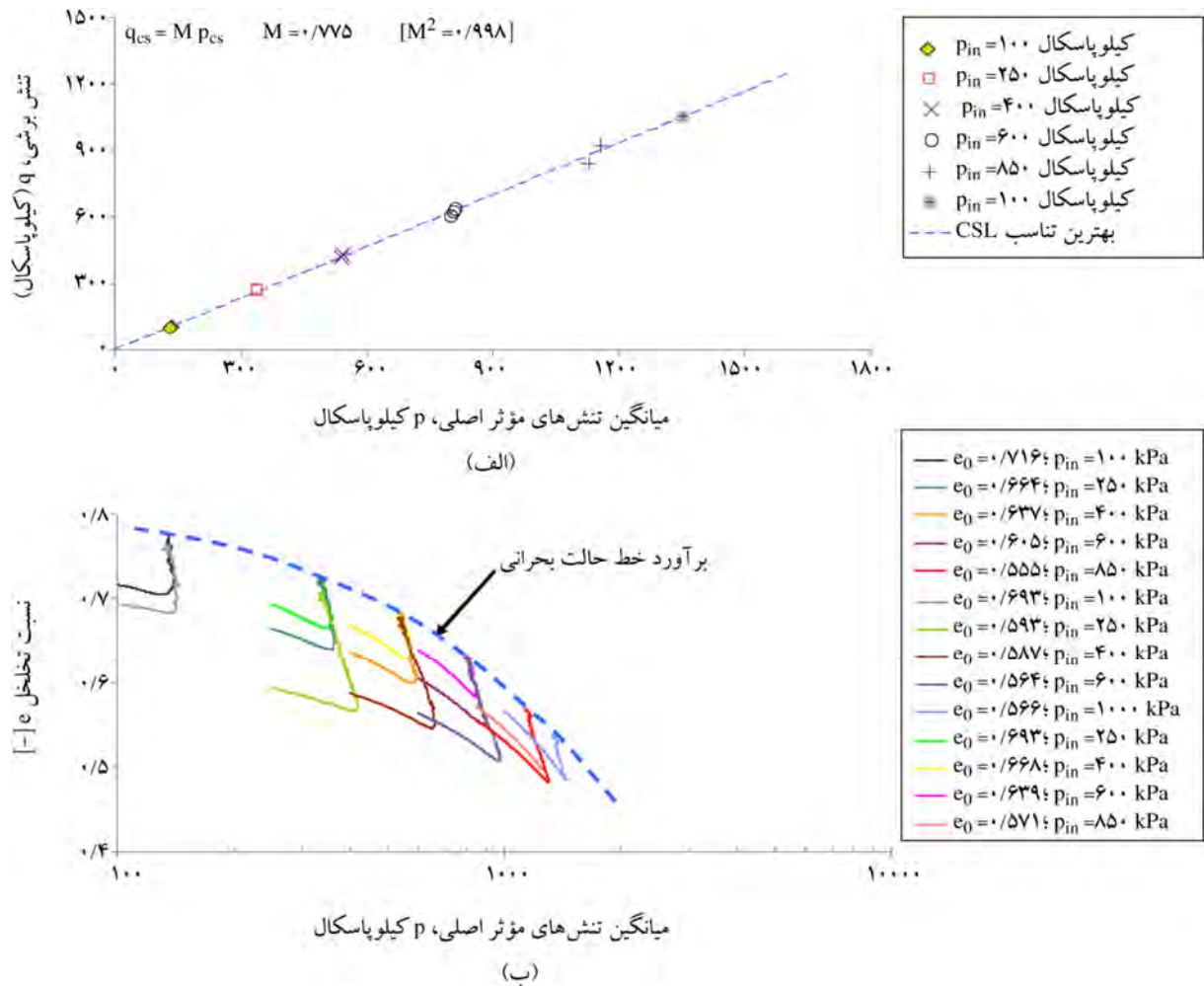
کمابیش ثابت می‌ماند. به آسانی می‌توان دریافت که مشاهده‌ی اخیر سازگار با تعریف حالت بحرانی در مکانیک خاک بوده و تنها با پذیرش چند پیش فرض درباره فیزیک اندرکنش دانه‌ها در محیط‌های دانه‌ای، حالت بحرانی به‌خودی‌خود شبیه‌سازی شده است. با به‌کارگیری حالات نهایی نمونه‌های نمایش داده شده در شکل (2)، حالت بحرانی نمونه‌های درشت‌دانه تمیز در شکل (3) بررسی شده است.

شکل (3-الف) نشان می‌دهد که یک خط مستقیم گذرنده از مبدأ مختصات به‌خوبی حالت بحرانی نمونه‌های درشت‌دانه را در صفحه $q-p$ توصیف می‌کند. روند تغییرات نسبت تخلخل (e) با میانگین تنش‌های مؤثر اصلی (p) در بخش (ب) شکل (3) بررسی شده است. می‌توان دید که حالت نهایی نسبت تخلخل نمونه‌ها در صفحه $e-p$ به‌وسیله یک خط حالت بحرانی یکتا قابل توصیف می‌باشد.

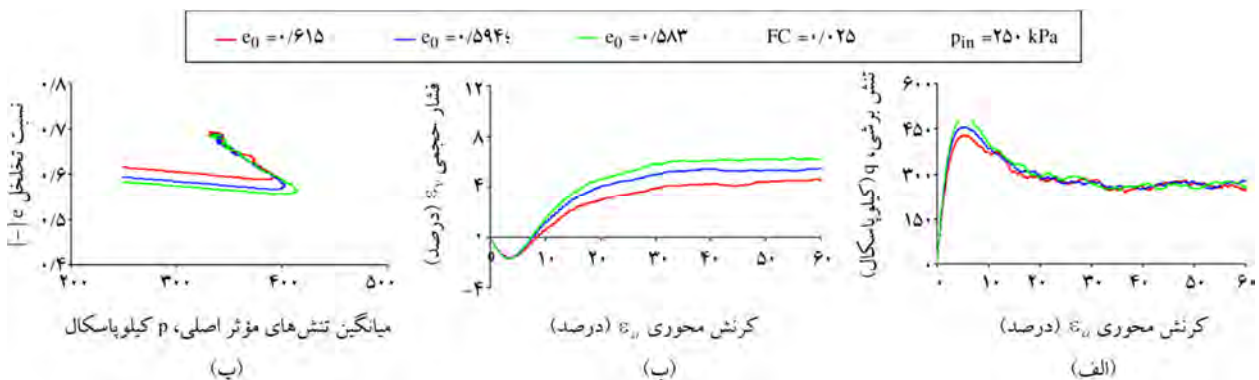
2-3- شبیه‌سازی رفتار زهکشی شده نمونه‌های درشت‌دانه دارای مقادیر مختلف ریزدانه

در بخش پیشین نشان داده شد که روش اجزای گسسته به‌خوبی از توانمندی شبیه‌سازی حالت بحرانی در محیط‌های دانه‌ای برخوردار می‌باشد. با پیگیری الگوی مشابه، رفتارهای مقاومتی و تغییر حجمی و نمونه‌های درشت‌دانه دارای 2/5، 5، 7/5، 10، 15

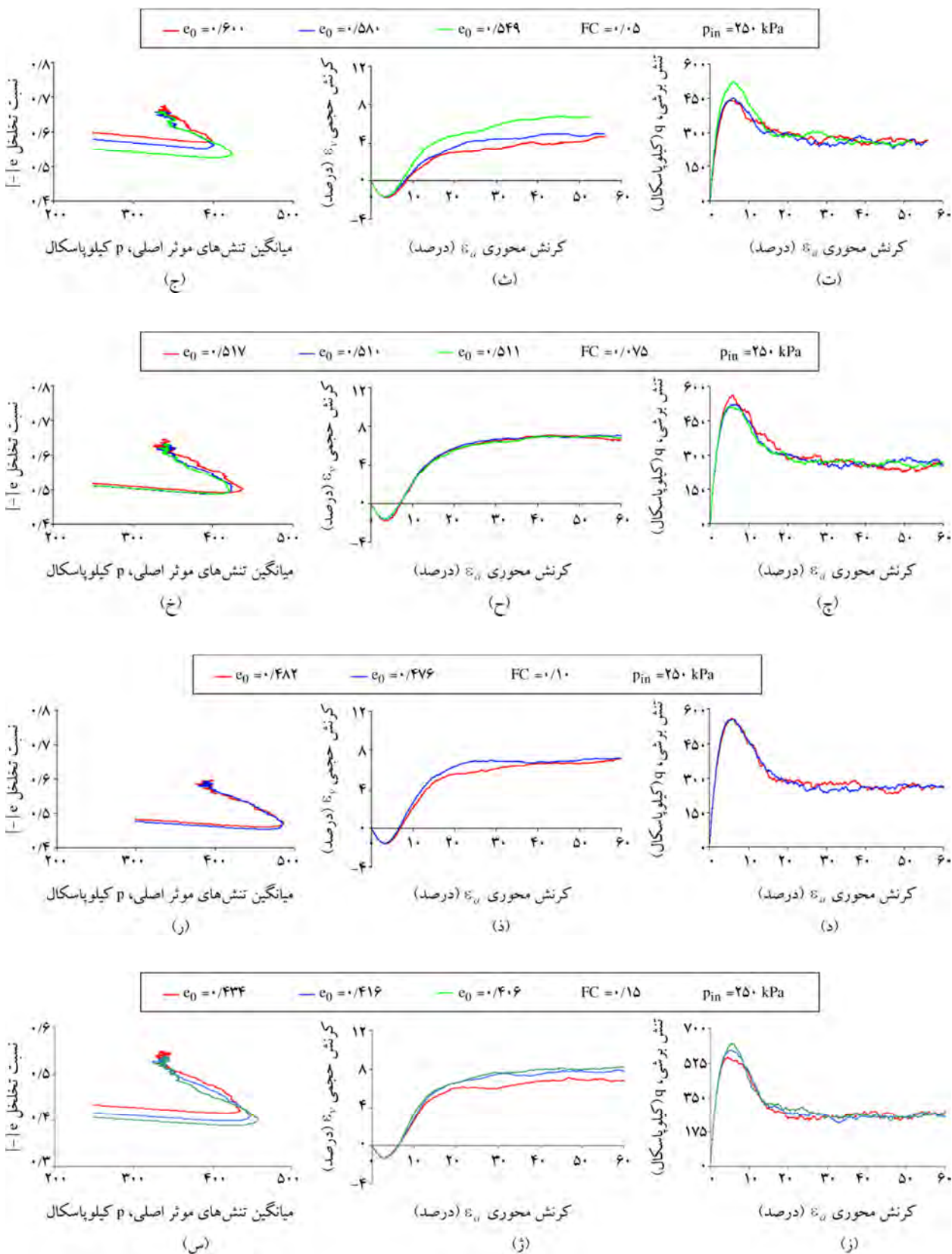
می باشد. با توجه به کرووی بودن دانه های فاز درشت دانه و ریزدانه در این پژوهش، مشاهده تغییرات ناچیز شیب خط حالت بحرانی در صفحه q-p سازگار با نظریه چو و همکاران [7] می باشد.



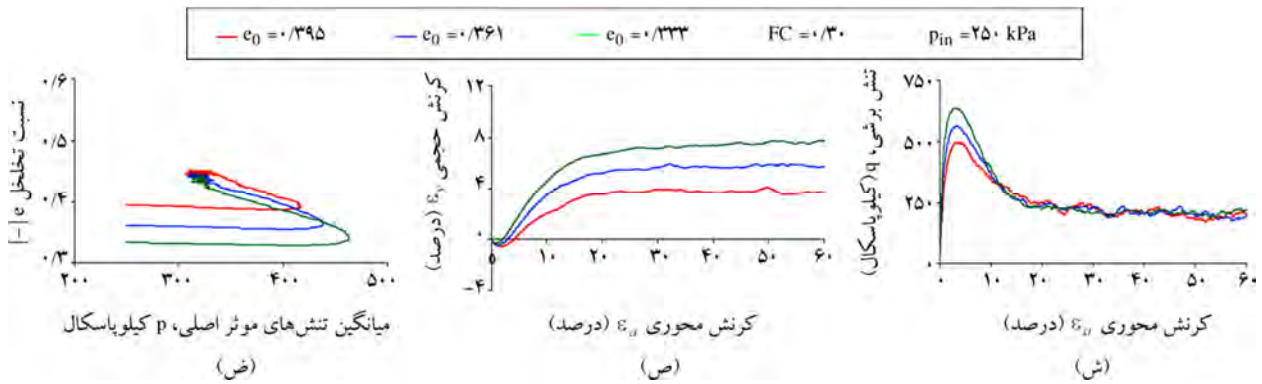
شکل (3): بررسی حالت بحرانی نمونه های درشت دانه تمیز در دامنه به نسبت گسترده مقادیر مختلف نسبت تخلخل و تنش مؤثر همه جانبه. (الف) حالت بحرانی در صفحه q-p و (ب) منحنی های چگونگی تغییر نسبت تخلخل و خط حالت بحرانی در صفحه e-p



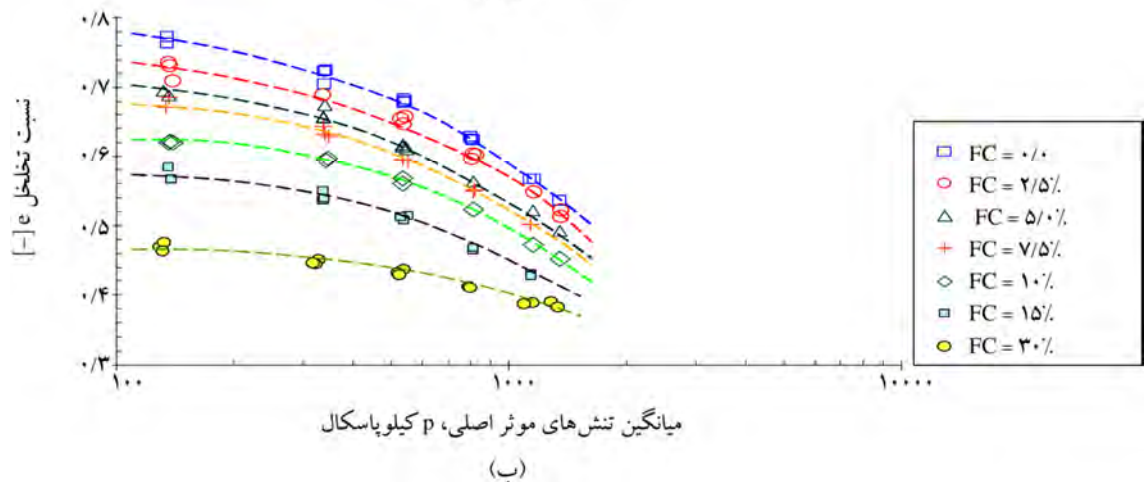
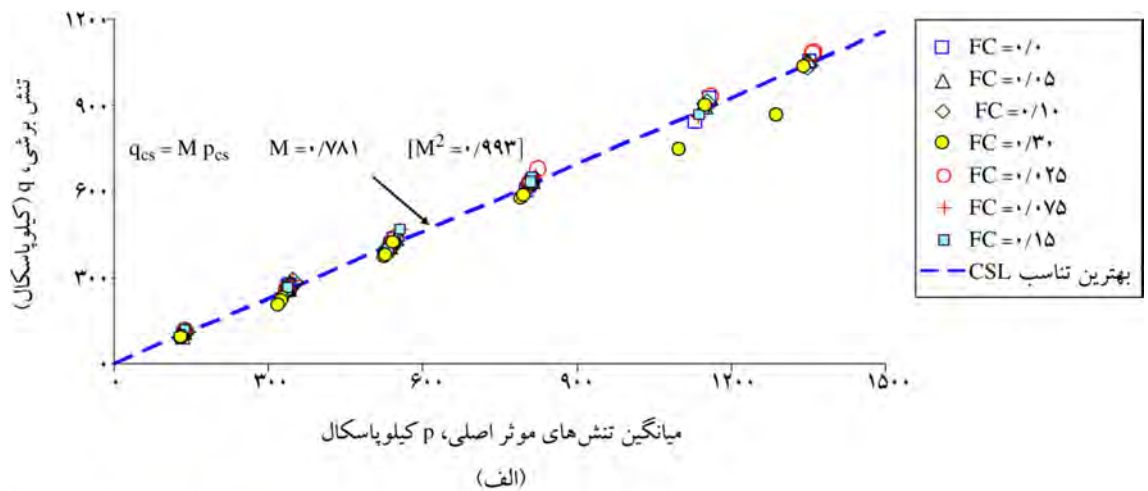
شکل (4): شبیه سازی مقاومت برشی بر حسب کرنش محوری، کرنش حجمی بر حسب کرنش محوری و تغییرات نسبت تخلخل با تنش مؤثر همه جانبه نمونه های دارای مقادیر مختلف ریزدانه به روش اجزای گسسته: (الف تا پ) نمونه های دارای 2/5 درصد وزنی ریزدانه، (ت تا ج) نمونه های دارای 5 درصد وزنی ریزدانه، (چ تا خ) نمونه های دارای 7/5 درصد وزنی ریزدانه، (د تا ر) نمونه های دارای 10 درصد وزنی ریزدانه، (ز تا س) نمونه های دارای 15 درصد وزنی ریزدانه و (ش تا ص) نمونه های دارای 30 درصد وزنی ریزدانه



ادامه شکل (4)



ادامه شکل (4)



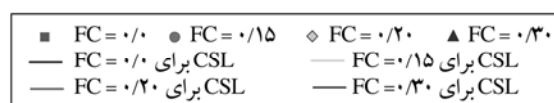
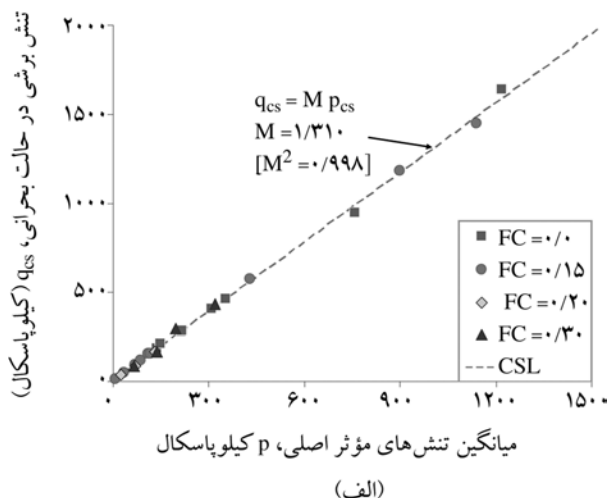
شکل (5): بررسی اثر مقدار ریزدانه بر حالت بحرانی در نمونه‌های دارای مقادیر مختلف ریزدانه به ازای مقادیر مختلف نسبت تخلخل و میانگین تنش‌های مؤثر اصلی. (الف) حالت بحرانی در صفحه q-p و (ب) خط حالت بحرانی در صفحه e-p

ریزدانه در صفحه e-p قابل تعریف است، اما این خطوط با خط حالت بحرانی به‌دست آمده برای نمونه‌های درشت‌دانه تمیز یکسان نبوده و نسبت تخلخل حالت بحرانی با افزایش مقدار فاز ریزدانه به آرامی کاهش می‌یابد.

با بهره‌گیری از مقادیر نهایی نسبت تخلخل، حالت بحرانی نمونه‌های تمیز و دارای مقادیر مختلف ریزدانه در شکل (6) نمایش داده شده است. بر خلاف آنچه که در صفحه q-p مشاهده شد، یک خط حالت بحرانی یکتا به ازای هر مقدار

مقابل، نسبت تخلخل حالت بحرانی در شکل (6-ب) با افزایش مقدار لای غیر خمیری ماجورا به گونه‌ای پیوسته کاهش یافته است. مقایسه دو شکل (5) و (6) نشان می‌دهد که اثر افزودن ریزدانه بر حالت بحرانی به دست آمده از شبیه‌سازی آزمایش‌های سه محوری زهکشی شده به روش اجزای گسسته کاملاً مشابه الگوی رفتاری مشاهده شده در آزمایش‌های سه محوری زهکشی نشده واقعی است.

نخستین بار توانایاگام و همکاران [10] و همچنین توانایاگام و مارتین [11] تحلیلی هندسی برای چگونگی اندرکنش میان فازهای ریز و درشت‌دانه در خاک‌های دانهای با دانه‌بندی دوگانه پیشنهاد دادند. در این چارچوب، به ازای مقادیر ریزدانه کمتر از یک مقدار آستانه (در حدود 30 تا 40 درصد وزنی)، ساختار باربر خاک بیشتر از فاز درشت‌دانه اثر می‌پذیرد و بخشی از فاز ریزدانه در ساختار باربر خاک مشارکت فعال ندارند. به ازای مقادیر ریزدانه بیشتر از مقدار آستانه، تماس مستقیم دانه‌های درشت با یکدیگر از میان رفته و دانه‌های فاز درشت‌دانه در میان دانه‌های ریزتر فاز ریزدانه شناورند. در این مقاله تنها به حالت نخست یعنی خاک درشت‌دانه دارای ریزدانه کمتر از مقدار آستانه (مانند ماسه‌های لای‌دار) پرداخته می‌شود. در ماسه‌های لای‌دار، دانه‌های لای فضای خالی میان دانه‌های درشت‌تر ماسه را پر می‌کنند و از نسبت تخلخل کلی خاک می‌کاهند، اما الزاماً مشارکت فعالی در ساختار باربر خاک ندارند. در حالی که در ماسه‌های تمیز کمتر بودن نسبت تخلخل کلی خاک به ازای یک مقدار تنش همه‌جانبه مشخص به معنای استحکام بیشتر ساختار باربر می‌باشد، کمتر بودن نسبت تخلخل ماسه‌های لای‌دار در مقایسه با نمونه‌های ماسه‌ی تمیز و یا نمونه‌های لای‌دار با مقدار ریزدانه‌ی کمتر به معنای مستحکم‌تر بودن ساختار باربر نیست. با توجه به این کاستی مفهوم نسبت تخلخل کلی، توانایاگام و همکاران [4] مفهوم نسبت تخلخل میان‌دانه‌ای که بر اساس فضای خالی میان دانه‌های

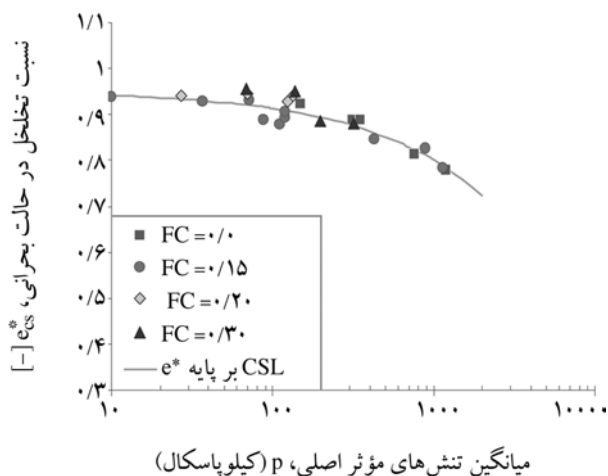


شکل (6): بررسی اثر مقدار ریزدانه بر حالت بحرانی نمونه‌های تمیز و لای‌دار ماسه سیدنی. (الف) حالت بحرانی در صفحه $q-p$ و (ب) خط حالت بحرانی در صفحه $e-p$ (داده‌های تجربی برگرفته از رحمان و همکاران [9] می‌باشد)

4-2- اثر ریزدانه بر حالت بحرانی خاک‌های با دانه‌بندی دوگانه

رحمان و همکاران [8] و رحمان و همکاران [9] با انجام آزمایش‌های سه محوری زهکشی نشده، حالت بحرانی ماسه سیدنی و همچنین ماسه سیدنی به همراه درصد‌های مختلف وزنی لای رودخانه ماجورا را بررسی کردند. شکل (6-الف) نشان می‌دهد که یک خط یکتا، حالت بحرانی نمونه‌های تمیز و لای‌دار ماسه سیدنی را در صفحه $q-p$ توصیف می‌نماید. در

با به کارگیری رویکرد لشکری [14] به منظور برآورد مشارکت فاز ریزدانه در ساختار باربر خاک، حالت بحرانی نمونه‌های تمیز و لای‌دار ماسه سیدنی بر حسب نسبت تخلخل میان دانه‌ای در شکل (7) نمایش داده شده است. بررسی این شکل نشان می‌دهد که یک خط حالت بحرانی یکتا می‌تواند حالت بحرانی نمونه‌های تمیز و لای‌دار ماسه سیدنی را در صفحه e^*-p توصیف نماید.



شکل (7): بررسی حالت بحرانی نمونه‌های تمیز و لای‌دار ماسه سیدنی در صفحه e^*-p (داده‌های تجربی خام برگرفته از رحمان و همکاران [9] می‌باشد)

2-5- راهبرد پیشنهادی برای توسعه مدل‌های رفتاری متحد توصیف‌گر رفتار ماسه‌های تمیز و لای‌دار

با انجام مجموعه‌ی گسترده‌ای از آزمایش‌های سه محوری زهکشی شده و زهکشی نشده، بین و جفریز [16] نشان دادند که رفتار ماسه‌های تمیز به وسیله‌ی پارامتر حالت که به صورت زیر تعریف می‌شود، به خوبی قابل توصیف می‌باشد:

$$\psi = e - e_{cs} \quad (8)$$

در رابطه‌ی بالا، e نشانگر نسبت تخلخل کنونی و e_{cs} مقدار نسبت تخلخل حالت بحرانی متناظر با مقدار کنونی تنش مؤثر همه‌جانبه می‌باشد. نشان داده شده است که اگر مقدار ابتدایی پارامتر حالت مثبت باشد، ماسه گرایش به رفتار تراکمی داشته و نسبت به روانگرایی جریانی آسیب‌پذیر است. در مقابل، اگر مقدار

شرکت کننده در ساختار باربر خاک و نه فضای خالی میان همه دانه‌ها تعریف می‌شود را به عنوان معیاری برای بیان استحکام ساختار باربر خاک پیشنهاد نمود:

$$e^* = \frac{e + (1-b)FC}{1 - (1-b)FC} \quad (5)$$

در رابطه‌ی (5)، e نسبت تخلخل خاک و FC میزان ریزدانه‌ی موجود در خاک است. FC در بازه صفر (خاک درشت‌دانه تمیز) تا یک (خاک ریزدانه تمیز) تغییر می‌کند. b در رابطه (5) نشانگر مشارکت فاز ریزدانه در ساختار باربر خاک است که در بازه صفر تا یک تغییر می‌کند. $b = 0$ به معنای مشارکت نکردن فاز ریزدانه در ساختار باربر و $b = 1$ به معنای مشارکت کامل فاز ریزدانه در ساختار باربر خاک می‌باشد. در صورت مشارکت کامل فاز ریزدانه در ساختار باربر خاک، مقدار نسبت تخلخل میان دانه‌ای برابر با نسبت تخلخل کلی (e) به دست می‌آید. در حال حاضر، هیچ حل جامع و فراگیری به منظور محاسبه b در دست نیست. توانایاگام و همکاران [4] و نی و همکاران [12] مقدار $b = 0.25$ را برای ماسه‌های لای‌دار پیشنهاد دادند. در ادامه، رحمان و لو [13]، لشکری [14] و وحیدی‌نیا و همکاران [15] نشان دادند که افزایش مقدار ریزدانه می‌تواند افزایش میزان مشارکت فاز ریزدانه در ساختار باربر خاک را در پی داشته باشد. در سال‌های اخیر، رحمان و لو [13] و رحمان و همکاران [9] رابطه تجربی زیر را برای برآورد b پیشنهاد نموده‌اند:

$$b = \left[1 - \exp\left(-0.30 \frac{(FC / FC_{th})}{1 - Z^{-0.25}}\right) \right] \left(\frac{1}{Z} \cdot \frac{FC}{FC_{th}} \right)^{\frac{1}{Z}} \quad (6)$$

در رابطه‌ی (6)، FC_{th} برابر میزان ریزدانه‌ی آستانه و $Z = D_{10} / d_{50}$ می‌باشد که در آن D_{10} و d_{50} به ترتیب اندازه‌ی مؤثر فاز درشت‌دانه و اندازه‌ی میانه فاز ریزدانه می‌باشد. همچنین اگر شکل دانه‌های فازهای درشت‌دانه و ریزدانه مشابه باشد، لشکری [14] رابطه تجربی زیر را برای برآورد مشارکت فاز ریزدانه در ساختار باربر پیشنهاد نموده است:

$$b \approx 1.93 FC Z^{-0.20} \quad (7)$$

3- مدل رفتاری متحد برای شبیه‌سازی رفتار ماسه‌های تمیز و لای‌دار

1-3- فرمول‌بندی صریح مدل رفتاری برای ماسه‌های تمیز

به منظور در نظر گرفتن پایداری انرژی در بخش کشسان رفتار و همچنین در نظر گرفتن آثار ناهمسانی‌های تحمیلی بر بخش‌های کشسان و خمیری خاک‌های دانه‌ای بدون به کارگیری رویکردهایی مانند وابسته‌سازی معادلات رفتاری به تنسور بافت، گلچین و لشکری [6] و لشکری و گلچین [5] یک مدل رفتاری در چهارچوب نظریه‌ی خمیری سطح مرزی⁴ و سازگار با مکانیک خاک حالت بحرانی پیشنهاد نمودند. با توجه به آنکه مبانی نظری توسعه‌ی این مدل رفتاری پیش از این به‌طور کامل منتشر شده است (به‌عنوان نمونه گلچین [20]، گلچین و لشکری [9] و لشکری و گلچین [5، 21])، در این نوشتار تنها به ارائه شکل صریح فرمول‌بندی نهایی این مدل بسنده می‌شود.

مدل رفتاری در فضای تنش‌ها و کرنش‌های سه محوری فرمول‌بندی شده است. تنش مؤثر همه‌جانبه (p) و تنش برشی (q) در این فضا به‌صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) \quad ; \quad q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (11)$$

که σ_1 و σ_3 به ترتیب تنش مؤثر اصلی بیشینه و کمینه می‌باشند. به گونه‌ی مشابه، کرنش حجمی (ε_v) و کرنش برشی (ε_q) در فضای کرنش‌های سه محوری به‌صورت زیر تعریف می‌گردد:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \quad ; \quad \varepsilon_q = \varepsilon_1 - \varepsilon_3 \quad (12)$$

که در تعریف بالا، ε_1 و ε_3 به ترتیب کرنش‌های اصلی بیشینه و کمینه می‌باشند.

در مدل رفتاری، نمو تنش مؤثر همه‌جانبه و تنش برشی به‌وسیله‌ی معادله‌ی زیر به نمو کرنش حجمی و کرنش برشی وابسته شده‌اند:

$$\begin{Bmatrix} \dot{\varepsilon}_v \\ \dot{\varepsilon}_q \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{pp} & D_{pq} \\ D_{qp} & D_{qq} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\varepsilon}_p \\ \dot{\varepsilon}_q \end{Bmatrix} \quad (13)$$

که در معادله‌ی (13)، D_{pp} ، D_{pq} ، D_{qp} و D_{qq} از معادلات رفتاری زیر به دست می‌آیند.

ابتدایی پارامتر حالت منفی باشد، گرایش به اتساع در رفتار تغییر حجمی ماسه دیده می‌شود و در شرایط زهکشی‌نشده رفتار خاک سخت‌شونده و مقاوم در برابر روانگرایی جریانی است. در ادامه، رحمان و همکاران [9] با بررسی داده‌های آزمایشگاهی نشان دادند که نگارشی گسترش یافته از پارامتر حالت بین و جفریز [15] با نام پارامتر حالت میان دانه‌ای می‌تواند رفتار ماسه‌های لای‌دار را به‌خوبی توصیف نماید:

$$\psi^* = e^* - e_{cs} \quad (9)$$

که در رابطه (9)، ψ^* پارامتر حالت میان دانه‌ای و e^* نسبت تخلخل میان دانه‌ای کنونی خاک می‌باشد. e_{cs} نشانگر نسبت تخلخل حالت بحرانی ماسه‌ی تمیز است. با توجه به یکتایی خط حالت بحرانی در صفحه e^*-p ، از خط حالت بحرانی ماسه‌ی تمیز در تعریف پارامتر حالت میان دانه‌ای استفاده شده است. با به کارگیری پیشنهاد لی و وانگ [17]، خط حالت بحرانی به‌وسیله‌ی رابطه‌ی زیر توصیف می‌شود:

$$e_{cs} = e_0 - \lambda \left(\frac{p}{p_{ref}} \right)^\xi \quad (10)$$

که در رابطه‌ی بالا، e_0 ، λ و ξ پارامتر وابسته به نوع خاک و $p_{ref} = 100 \text{ kPa}$ یک فشار مرجع می‌باشند.

با وابسته‌سازی صریح اتساع و مدول سخت‌شوندگی خمیری به پارامتر حالت، منظری و دافالیاس [18] و دافالیاس و منظری [19] موفق به توسعه‌ی مدل‌های رفتاری کشسان-خمیری با توانایی شبیه‌سازی رفتار ماسه‌ها در بازه‌های بسیار بزرگ تراکم و تنش مؤثر همه‌جانبه با به کارگیری تنها یک مجموعه پارامتر گردیدند. در بخش پیش رو، با جایگزین‌سازی نسبت تخلخل میان دانه‌ای بجای نسبت تخلخل کلی و کاربرد پارامتر حالت میان دانه‌ای به جای پارامتر حالت بین و جفریز [16]، فرمول‌بندی مدل رفتاری سطح مرزی ارائه‌شده به‌وسیله‌ی یکی از نویسندگان برای شبیه‌سازی رفتار ماسه‌های تمیز به گونه‌ای گسترش می‌یابد تا از توانایی شبیه‌سازی همزمان رفتار ماسه‌های تمیز و لای‌دار برخوردار گردد.

$$\begin{aligned}
 D_{pp} &= K - \left[\frac{s H(L) (1 + G_{,qq} \chi_{,\alpha} K_p)}{s p K_p + (1 + G_{,qq} \chi_{,\alpha} K_p) [s(3G - J\eta) + (J - K\eta) d]} \right] (J + sKd) (J - K\eta) \\
 D_{pq} &= J - \left[\frac{s H(L) (1 + G_{,qq} \chi_{,\alpha} K_p)}{s p K_p + (1 + G_{,qq} \chi_{,\alpha} K_p) [s(3G - J\eta) + (J - K\eta) d]} \right] (J + sKd) (3G - J\eta) \\
 D_{qp} &= J - \left[\frac{s H(L) (1 + G_{,qq} \chi_{,\alpha} K_p)}{s p K_p + (1 + G_{,qq} \chi_{,\alpha} K_p) [s(3G - J\eta) + (J - K\eta) d]} \right] (3G + sJd) (J - K\eta) \\
 D_{qq} &= 3G - \left[\frac{s H(L) (1 + G_{,qq} \chi_{,\alpha} K_p)}{s p K_p + (1 + G_{,qq} \chi_{,\alpha} K_p) [s(3G - J\eta) + (J - K\eta) d]} \right] (3G + sJd) (3G - J\eta)
 \end{aligned}
 \tag{14}$$

متغیرهای زیادی در دسته معادلات رفتاری (14) موجودند که نیازمند تعریف می‌باشند. در ادامه، تعریف و مفهوم این متغیرها ارائه می‌گردد.

به منظور سازگاری ترمودینامیکی، معادلات رفتاری بخش کشسان رفتار با مشتق‌گیری از یک تابع انرژی آزاد گیبس⁵ به دست می‌آیند. رویکرد مزبور مدول‌های بخش کشسان رفتار خاک را به گونه‌ای به یکدیگر وابسته می‌سازد تا پایداری انرژی در هر مسیر تنش بسته تضمین گردد (به‌عنوان نمونه لشکری و گلچین [5]). در این نوشتار، تابع انرژی آزاد گیبس پیشنهادی اینا و پوزرین [22] برای محاسبه‌ی مدول‌های کشسانی به کار رفته است:

$$K = \frac{G_{,qq}}{G_{,pp} G_{,qq} - G_{,pq} G_{,qp}} = \frac{1}{1 - \frac{\chi(\chi-1)}{2} \eta^2 \left(\frac{\bar{K}}{3\bar{G}} \right)^2} \bar{K} P_{ref} \left(\frac{P}{P_{ref}} \right)^\chi
 \tag{16}$$

$$G = \frac{1}{3} \cdot \frac{G_{,pp}}{G_{,pp} G_{,qq} - G_{,pq} G_{,qp}} = \frac{1}{1 - \frac{\chi(\chi-1)}{2} \eta^2 \left(\frac{\bar{K}}{3\bar{G}} \right)^2} \left(\bar{G} + \frac{\chi(\chi+1)}{6} \eta^2 \bar{K} \right) P_{ref} \left(\frac{P}{P_{ref}} \right)^\chi$$

$$J = - \frac{G_{,pq}}{G_{,pp} G_{,qq} - G_{,pq} G_{,qp}} = \frac{1}{1 - \frac{\chi(\chi-1)}{2} \eta^2 \left(\frac{\bar{K}}{3\bar{G}} \right)^2} (\chi \eta \bar{K}) P_{ref} \left(\frac{P}{P_{ref}} \right)^\chi = \chi \eta K$$

در رابطه‌ی (15)، G نشانگر تابع انرژی آزاد گیبس می‌باشد. p_0 و q_0 به ترتیب مقادیر تنش مؤثر همه‌جانبه و تنش برشی می‌باشند که به ازای آنها، هر دو مقدار کرنش‌های حجمی و برشی کشسان صفر شوند. همچنین، \bar{G} و \bar{K} پارامترهای تابع انرژی آزاد گیبس و وابسته به نسبت تخلخل می‌باشند. در نگارش پایه اینا و پوزرین [22]، مقدار χ همواره ثابت فرض می‌گردد درحالی‌که به دلیل جفت‌شدگی کشسان - خمیری⁶ در چارچوب پیشنهادی گلچین و لشکری [6] و لشکری و گلچین [5]، χ وابسته به پارامتر (های) سخت‌شوندگی می‌باشد. سرانجام،

در دسته رابطه (14)، K_p مدول سخت‌شوندگی خمیری

است و از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$K_p = h H(\rho, \bar{\rho}) \frac{\alpha^b - s \alpha}{|\alpha - \alpha_{in}|} \left(\frac{P_{ref}}{P} \right)^{1-\chi} \quad (21)$$

در رابطه‌ی (21)، h و $H(\rho, \bar{\rho})$ به ترتیب وابسته به تراکم خاک و خاطره بارگذاری‌های پیشین می‌باشند و α^b نسبت تنش سطح حالت مرزی⁷ است [23]. تعریف این متغیرها در ادامه آورده می‌شود. α_{in} نیز برابر مقدار α در آغاز بارگذاری اخیر می‌باشد که باید در آغاز بارگذاری برشی جدید به روز رسانی شود.

تابع اتساع در مدل رفتاری به صورت زیر تعریف می‌گردد:

$$d = A (\alpha^d - s \alpha) \quad (22)$$

که در آن A پارامتر مدل و α^d نسبت تنش سطح اتساع⁸ می‌باشد. تغییرات χ به وسیله‌ی تابع زیر شبیه‌سازی می‌گردد:

$$\chi = \chi(\alpha) = \chi_{min} + \frac{(\chi_{max} - \chi_{min})}{1 + B (\alpha^b / |\alpha| - 1)} \quad (23)$$

که در آن B پارامتر مدل می‌باشد. χ_{max} و χ_{min} به ترتیب مقادیر کمینه و بیشینه χ می‌باشند. انتخاب $\chi_{max} = 0.95$ و $\chi_{min} = 0.45 \sim 0.50$ در بیشتر مسائل از دقت کافی برخوردار می‌باشد. با مشتق‌گیری از رابطه (23) نسبت به α خواهیم داشت:

$$\frac{\partial \chi}{\partial \alpha} = \chi_{,\alpha} = (\chi_{max} - \chi_{min}) \cdot \left(\frac{\alpha}{|\alpha|} \right) \cdot \frac{B \alpha^b}{(|\alpha| + B(\alpha^b - |\alpha|))^2} \quad (24)$$

شاخص بارگذاری در مدل رفتاری از معادله‌ی زیر محاسبه

می‌شود:

$$L = \frac{(3G - J\eta) \mathcal{E}_q + (J - K\eta) \mathcal{E}_s}{spK_p + (1 + G_{,q\chi} \chi_{,\alpha} K_p) [s(3G - J\eta) + (J - K\eta)d]} \quad (25)$$

اگر علامت شاخص بارگذاری محاسبه‌شده مثبت باشد، کرنش‌های خمیری تولید می‌گردند و رفتار خاک کشسان-خمیری پیش‌بینی می‌گردد. در مقابل، اگر علامت شاخص بارگذاری منفی به دست آید، رفتار باید کشسان در نظر گرفته

رابطه (16) به شکل زیر ساده می‌گردند:

$$K = \bar{K} p_{ref} \left(\frac{P}{P_{ref}} \right)^{\chi} \quad (17)$$

$$J = 0$$

$$G = \bar{G} p_{ref} \left(\frac{P}{P_{ref}} \right)^{\chi}$$

بدیهی است که مدول‌های کشسانی رابطه‌ی (17) تنها به ازای ترازهای پایین تنش یا کرنش برشی اعتبار دارند و در حالت عمومی باید از مدول‌های کشسانی رابطه (16) استفاده نمود.

به دلیل تعریف جفت‌شدگی کشسان-خمیری در چارچوب پیشنهادی گلچین و لشکری [6] و لشکری و گلچین [5]، مدول جفت‌شدگی $G_{,q\chi}$ نیز مورد نیاز می‌باشند که به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$G_{,q\chi} = \frac{1}{3\bar{G} p_{ref}} \times \left(q \left(\frac{P_{ref}}{P} \right)^{\chi} \ln \left(\frac{P_{ref}}{P} \right) - q_0 \left(\frac{P_{ref}}{P_0} \right)^{\chi} \ln \left(\frac{P_{ref}}{P_0} \right) \right) \quad (18)$$

تابع تسلیم در مدل رفتاری به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$f = f(\eta, \alpha) = |\eta - \alpha| - m = 0 \quad (19)$$

در رابطه‌ی (19)، $m = 0.001$ نشانگر اندازه‌ی تابع تسلیم می‌باشد و α امتداد تابع تسلیم در صفحه‌ی $q-p$ را به دست می‌دهد. با اعمال شرط سازگاری به تابع تسلیم ($df = 0$)، چگونگی تغییرات پارامتر سخت‌شوندگی (α) به دست می‌آید:

$$df = \frac{\partial f}{\partial \eta} \mathcal{E}_\eta + \frac{\partial f}{\partial \alpha} \mathcal{E}_\alpha + \frac{\partial f}{\partial m} \mathcal{E}_m = 0 \quad (20)$$

که با توجه به ثابت ماندن m در طی بارگذاری، انجام مشتق‌گیری‌های لازم و جا نشانی در رابطه (20)، شرط $\mathcal{E}_m = \mathcal{E}_\eta$ را برای محاسبه‌ی تغییرات پارامتر سخت‌شوندگی به دست می‌دهد که دانستن آن برای محاسبه‌ی چگونگی تغییر χ ضروری می‌باشد. مقدار s در دسته رابطه (14) با توجه به موقعیت نسبت تنش η در مقایسه با پارامتر سخت‌شوندگی α تعیین می‌شود. $s = +1$ فرض می‌شود اگر $\eta = \alpha + m$ برقرار باشد. در مقابل $s = -1$ فرض می‌گردد، اگر $\eta = \alpha - m$ باشد.

تخلخل میان دانه‌ای وابسته شده‌اند که تابع $F(e)$ به صورت $F(e^*) = (2.97 - e^*)^2 / (1 + e^*)$ تعریف می‌شود.

مدول سخت‌شوندگی خمیری، رابطه (21)، تابع اتساع، رابطه (22) و تغییرات χ وابسته به حالت خاک نسبت به خط حالت بحرانی می‌باشند. به این منظور، نسبت‌های تنش سطح حالت مرزی و سطح اتساع به صورت زیر به پارامتر حالت میان دانه‌ای وابسته می‌گردند:

$$\alpha^b = M \exp(-n^b \psi^*) - m \quad (26)$$

$$\alpha^d = M \exp(+n^d \psi^*) - m$$

در رابطه‌ی (26)، n^d و n^b پارامتر مدل می‌باشند. M برابر شیب خط بحرانی در مد فشاری سه محوری می‌باشد اگر $s = +1$ برقرار باشد. در صورتی که $s = -1$ باشد، M باید برابر شیب خط حالت بحرانی در مد سه محوری گسترش جانبی در نظر گرفته شود. سرانجام در رابطه‌ی (26)، Y^* نشانگر پارامتر حالت میان دانه‌ای است که پیش از این در رابطه‌ی (9) تعریف شده است.

4- ارزیابی مدل رفتاری متحد برای ماسه‌های تمیز و لای‌دار

بر پایه فرمول‌بندی مدل گسترش یافته متحد، یک نرم‌افزار به منظور شبیه‌سازی رفتار نمونه‌های تمیز و لای‌دار ماسه در بارگذاری‌های تک‌سویه و چرخه‌ای سه محوری زهکشی نشده تهیه گردید. داده‌های ورودی این نرم‌افزار مقادیر ابتدایی تنش مؤثر همه‌جانبه، نسبت تخلخل کلی و نسبت ریزدانه می‌باشند و خروجی نرم‌افزار در شرایط زهکشی نشده، مسیر تنش مؤثر و مقاومت برشی بر اساس کرنش برشی می‌باشد. بوبی [26] و رحمان و همکاران [9] رفتار نمونه‌های تمیز و لای‌دار ماسه سیدنی را در آزمایش سه محوری تک‌سویه و چرخه‌ای بررسی نمودند. در این بخش از داده‌های تجربی گزارش شده توسط ایشان برای ارزیابی مدل رفتاری پیشنهادی استفاده می‌شود. برای این خاک مقدار $Z (= D_{10} / d_{50}) = 37$ می‌باشد. همچنین پارامترهای به کار رفته برای شبیه‌سازی رفتار نمونه‌های تمیز و لای‌دار ماسه سیدنی در جدول (2) ارائه شده‌اند.

شود. در دسته رابطه (15)، جمله $H(L)$ علامت شاخص بارگذاری بر نوع رفتار را اعمال می‌نماید که در آن H تابع پله‌ای هویساید می‌باشد: $H(L) = +1$ می‌باشد اگر علامت شاخص بارگذاری مثبت باشد و $H(L) = 0$ در نظر گرفته می‌شود، اگر علامت شاخص بارگذاری منفی باشد.

3-2- گسترش دامنه‌ی کاربرد مدل رفتاری به منظور

شبیه‌سازی رفتار ماسه‌های تمیز و لای‌دار

همان‌گونه که پیش از این گفته شد، نسبت تخلخل کلی به دلیل توجه نکردن به میزان مشارکت هر فاز در ساختار باربر خاک‌های با دانه‌بندی دوگانه نمی‌تواند به‌عنوان معیاری کارآمد برای بیان چگونگی رفتار و میزان سختی ساختار باربر خاک به کار برده شود. در مقابل، نسبت تخلخل میان دانه‌ای مشارکت فاز ریزدانه را بر اساس تعریف در نظر گرفته و می‌تواند نامزد مناسبی برای توصیف سختی و مقاومت ساختار باربر خاک‌های با دانه‌بندی دوگانه باشد. در ادامه، فرمول‌بندی مدل رفتاری پیشنهادی گلچین و لشکری [6] و لشکری و گلچین [5] به‌گونه‌ای اصلاح می‌گردد که نسبت تخلخل میان دانه‌ای جایگزین نسبت تخلخل کلی گردد. سپس، در بخش (4) نشان داده می‌شود که با این جایگزینی می‌توان رفتار ماسه‌های تمیز و لای‌دار را تنها با یک مجموعه پارامتر شبیه‌سازی نمود.

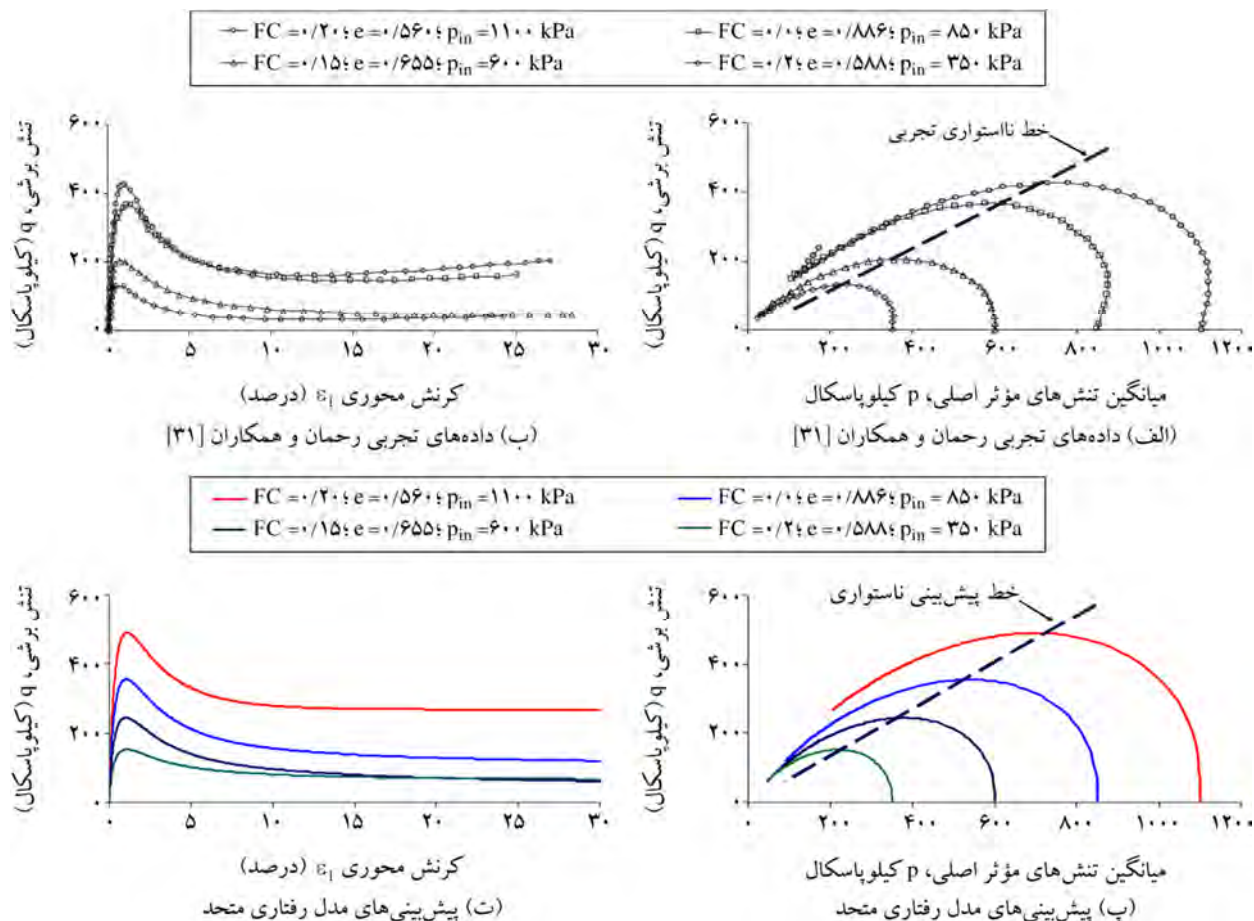
در ماسه‌های تمیز، با برگزیدن $\bar{G} = G_0 F(e)$ و $\bar{K} = K_0 F(e)$ ، مدول‌های کشسانی به‌دست آمده از رابطه‌ی (18) به شکل آشنای مدول‌های کشسانی گزارش شده به‌وسیله هاردین و ریچارت [24] در می‌آیند. در این انتخاب، نقش تابع $F(e)$ اعمال اثر نسبت تخلخل در مدول‌های کشسانی می‌باشد. یک انتخاب مرسوم $F(e) = (2.97 - e)^2 / (1 + e)$ برای ماسه‌های با دانه‌های تیز می‌باشد. رحمان و همکاران [25] نشان دادند که با جایگزین‌سازی نسبت تخلخل میان دانه‌ای به جای نسبت تخلخل کلی در رابطه تجربی هاردین و ریچارت [24] می‌توان توصیفی یکتا از مدول برشی ماسه‌های تمیز و لای‌دار به دست آورد. بر این اساس، مدول‌های کشسانی در این نوشتار با به‌کارگیری $\bar{G} = G_0 F(e^*)$ و $\bar{K} = K_0 F(e^*)$ به نسبت

جدول (2): پارامترهای به کار برده شده در شبیه‌سازی آزمایش‌های نشان داده شده در شکل‌های (8) تا (13)

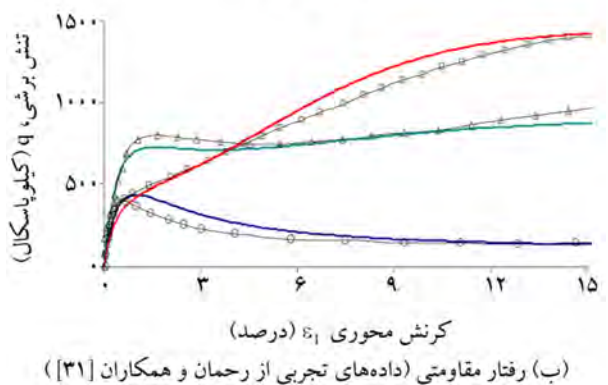
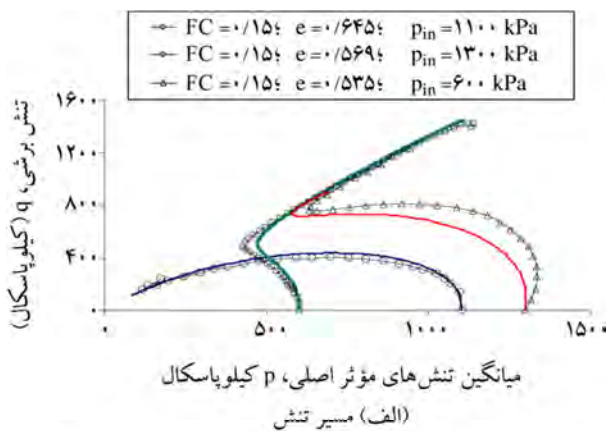
وابستگی		کشنایی					خط حالت بحرانی				سخت‌شوندگی خمیری		اتساع		بارگذاری چرخه‌ای	
پارامتر	χ_{\min}	χ_{\max}	G_0	ν	B	M	e_0	λ	ξ	h_0	c_h	n^b	A	n^d	κ	N
مقدار	0/45	0/95	50	0/15	0/10	1/305	0/92	0/0375	0/60	286	0/954	0/80	0/65	2/0	25	11

لازم به گفتن است که خط ناپایداری با برازش بهترین خط گذرنده از اوج مقاومت برشی نمونه‌های زوال یافته از روانگرایی جریانی به دست می‌آید [23] و [26-30]. مقایسه‌ی پیش‌بینی‌ها با داده‌های تجربی نشان می‌دهد که مدل رفتاری متحد توانسته است رفتار هر چهار نمونه را به خوبی شبیه‌سازی نماید. بدون تغییر پارامترهای مدل رفتاری، رفتار یک نمونه ماسه تمیز و همچنین رفتار یک نمونه ماسه لای‌دار با $FC = 0.30$ پیش‌بینی و در شکل (9) با داده‌های تجربی مقایسه شده‌اند. رفتار هر دو نمونه روانگرایی با جریان محدود¹¹ بوده که به خوبی شبیه‌سازی شده است. همچنین بررسی شکل نشان می‌دهد که خط ناپایداری نیز با دقت مناسبی پیش‌بینی شده است.

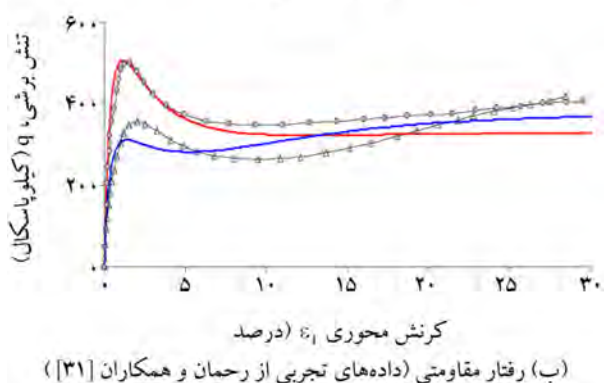
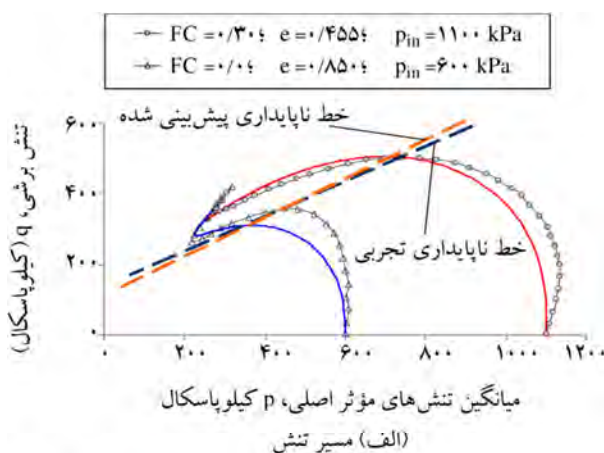
برای یک نمونه ماسه تمیز و سه نمونه ماسه لای‌دار با مقادیر مختلف نسبت ریزدانه (FC)، مقایسه میان پیش‌بینی‌های مدل و داده‌های تجربی در شکل (8) ارائه شده است. در هر شکل مقادیر نسبت تخلخل، نسبت ریزدانه و تنش مؤثر همه‌جانبه ابتدایی هر نمونه نیز نشان داده شده است. نسبت تخلخل نمونه‌ها با افزایش میزان نسبت ریزدانه کاهش یافته است ولی این کاهش نسبت تخلخل موجب بهبود مقاومت نمونه‌ها نشده و در هر چهار نمونه روانگرایی جریانی⁹ رخ داده که به وسیله مدل نیز پیش‌بینی شده است. همچنین همخوانی مناسبی میان خط ناپایداری¹⁰ پیش‌بینی شده و خط ناپایداری به دست آمده از داده‌های تجربی در شکل دیده می‌شود.



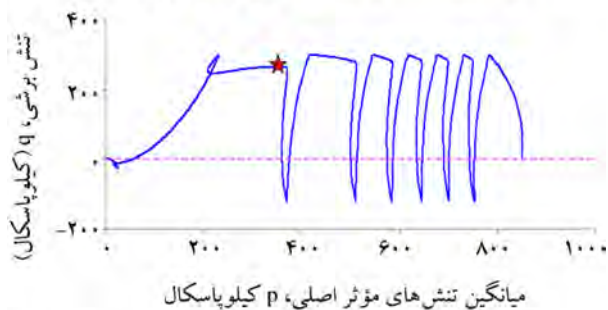
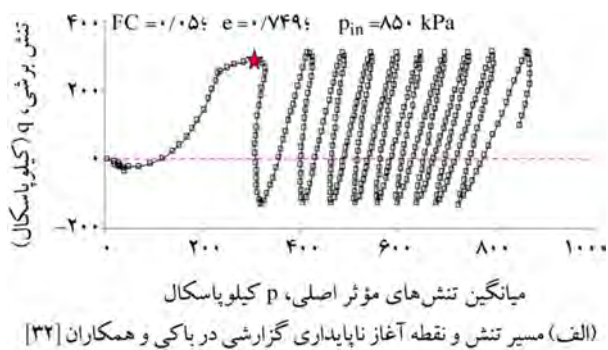
شکل (8): مقایسه پیش‌بینی‌های مدل رفتاری و داده‌های تجربی برای یک نمونه تمیز و سه نمونه لای‌دار ماسه سبیدی



شکل (10): مقایسه پیش بینی های مدل رفتاری و داده های تجربی سه نمونه لای دار ماسه سیدنی با نسبت ریزدانه $FC = 0.15$



شکل (9): مقایسه پیش بینی های مدل رفتاری و داده های تجربی برای یک نمونه تمیز و یک نمونه لای دار ماسه سیدنی



شکل (11): مقایسه پیش بینی های مدل رفتاری با داده تجربی یک نمونه لای دار ماسه سیدنی با نسبت ریزدانه $FC = 0.05$ در بارگذاری چرخه ای

به طور مشابه، مقایسه ی دیگری برای سه نمونه ماسه با نسبت ریزدانه یکسان $FC = 0.15$ در شکل (10) ارائه شده است. در حالی که رفتار دو نمونه اتساعی و همراه با بهبود پیوسته مقاومت می باشد، یک نمونه دچار روانگرایی جریانی شده است. مشاهده می شود که در همه حالت ها مدل توانسته است رفتار خاک را به خوبی شبیه سازی نماید.

شکل (11) مقایسه مسیر تنش پیش بینی شده برای یک نمونه با $FC = 0.05$ 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 ی آغاز روانگرایی با جریان محدود با ستاره مشخص شده است. به طور مشابه، مسیر تنش پیش بینی شده برای نمونه دیگری با $FC = 0.20$ در شکل (12) با داده های تجربی مقایسه شده است. بر خلاف حالت پیشین، چه در داده گزارش شده آزمایشگاهی

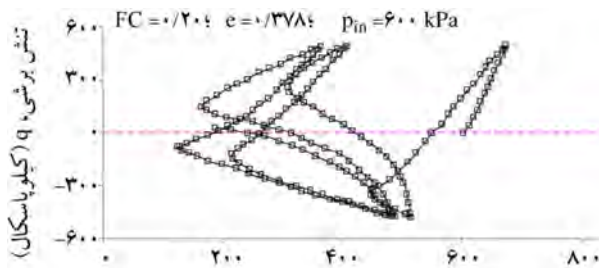
محاسبه و نتایج در شکل (13) نشان داده شده‌اند. می‌توان دید که افزایش مقدار ریزدانه موجب کاهش تعداد چرخه‌های لازم برای رسیدن به روانگرایی در یک نسبت تنش چرخه‌ای مشخص می‌شود. الگوی مشابه پیش از این در پژوهش‌های تجربی زناکی و آتاناسوپولوس [33] و استاماتوپولوس [34] گزارش شده است.

5- خلاصه و نتیجه‌گیری

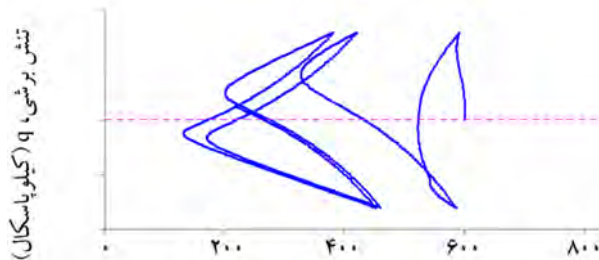
یافته‌های تجربی نوین نشان می‌دهند که افزایش مقدار ریزدانه در ماسه‌های لای‌دار تا یک مقدار ریزدانه آستانه موجب آسیب‌پذیرتر شدن خاک در برابر روانگرایی می‌گردد. در این مقاله نشان داده شد که با جایگزین‌سازی نسبت تخلخل میان دانه‌ای به جای نسبت تخلخل کلی در مدل‌های رفتاری می‌توان توصیفی توانمند از حالت و استحکام ساختار باربر خاک را به دست آورد. سپس فرمول‌بندی یک مدل رفتاری سطح مرزی سازگار با مکانیک خاک حالت بحرانی با به کارگیری نسبت تخلخل میان دانه‌ای اصلاح شده است. نشان داده شده است که مدل رفتاری اصلاح شده می‌تواند رفتار نمونه‌های ماسه‌ی تمیز و نمونه‌های ماسه دارای لای را تنها با به کارگیری یک مجموعه پارامتر شبیه‌سازی نماید.

مراجع

1. Ishihara, K., Haeri, S.M., Moinfar, A.A., Towhata, I., and Tsujino, S. (1992) Geotechnical aspects of the June 20, 1990 Manjil earthquake in Iran. *Soils and Foundations*, 32(3), 61-78.
2. Ishihara, K. (1993) Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Geotechnique*, 43(3), 351-414.
3. Yamamuro, J.A. and Lade, P.V. (1999) Experiments and modeling of silty sands susceptible to static liquefaction. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 4: 545-564
4. Thevanayagam, S. and Martin, G.R. (2002) Liquefaction in silty soils-screening and remediation issue. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22, 1035-1042.

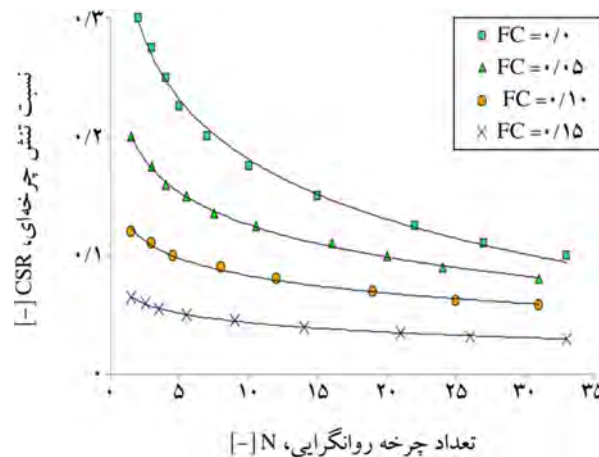


میانگین تنش‌های مؤثر اصلی، p کیلوپاسکال
(الف) مسیر تنش گزارش شده در رحمان و همکاران [31]



میانگین تنش‌های مؤثر اصلی، p کیلوپاسکال
(ب) مسیر تنش پیش‌بینی شده به وسیله مدل رفتاری متحد

شکل (12): مقایسه پیش‌بینی‌های مدل رفتاری با داده تجربی یک نمونه لای‌دار ماسه سیدنی با نسبت ریزدانه $FC=0.20$ در بارگذاری چرخه‌ای



شکل (13): پیش‌بینی اثر مقدار نسبت ریزدانه بر وابستگی تعداد دوره‌های اعمال بارگذاری برشی یکنواخت لازم برای رخداد روانگرایی به نسبت تنش چرخه‌ای برای نمونه‌های با نسبت تخلخل $e = 0.70$

و چه در رفتار پیش‌بینی شده برای این نمونه، ناپایداری دیده نمی‌شود. سرانجام، با انجام 37 شبیه‌سازی برای نمونه‌های تمیز و لای‌دار، تعداد چرخه‌های لازم برای رسیدن به روانگرایی به ازای مقادیر مختلف نسبت تنش چرخه‌ای $CSR = \frac{q}{2\sigma_{3in}}$

15. Vahidi-Nia, F., Lashkari, A., and Binesh, S.M. (2015) An insight into the mechanical behavior of binary granular soils. *Particuology*, **21**, 82-89.
16. Been, K. and Jefferies, M.G. (1985) A state parameter for sands. *Géotechnique*, **35**(2), 99-112.
17. Li, X.S. and Wang, Y. (1998) Linear representation of steady state line for sands. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **124**(12), 1215-1217.
18. Manzari, M.T. and Dafalias, Y.F. (1997) A critical state two surface plasticity model for sands. *Géotechnique*, **47**(2), 255-272.
19. Dafalias, Y.F. and Manzari, M.T. (2004) Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, **130**(6), 622-634.
20. Golchin, A. (2012) *A Hyperelastic Model for Granular Soils*. M.Sc. Thesis, Shiraz University of Technology, Shiraz, Iran.
21. Lashkari, A. and Golchin, A. (2013) 'A critical state sand model with elastic-plastic coupling'. In: *Constitutive Modeling of Geomaterials: Advances and New Applications*, Yang, Q., Zhang, J.M., Zheng, H., and Yao, Y. (Eds.), Springer.
22. Einav, I. and Puzrin, A.M. (2004) Pressure-dependent elasticity and energy conservation in elastoplastic models for soils. *ASCE J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, **130**(1), 81-92.
23. Lashkari, A. (2015) Prediction of flow liquefaction instability of clean and silty sands. *Acta Geotechnica*, accepted for publication: DOI 10.1007/s11440-015-0413-9
24. Hardin, B.O. and Richart, F.E. (1963) Elastic wave velocities in granular soils. *ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, **89**(SM1), 33-65.
25. Rahman, M.M., Cubrinovski, M., and Lo, S.R. (2012) Initial shear modulus of sandy soils and equivalent granular void ratio. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, **7**(3), 219-226.
5. Lashkari, A. and Golchin, A. (2014) On the influence of elastic-plastic coupling on sands response. *Computers and Geotechnics*, **55**, 352-364.
6. Golchin, A. and Lashkari, A. (2014) A critical state sand model with elastic-plastic coupling. *International Journal of Solids and Structures*, **51**, 2807-2825.
7. Cho, G-C., Dodds, J., and Santamarina, J.C. (2006) Particle shape effects on packing density, stiffness, and strength: natural and crushed sands. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **132**(5), 591-602.
8. Rahman, M.M., Lo, S.R., and Gnanendran, C.T. (2008) On equivalent granular void ratio and steady state behavior of loose sand with fines. *Canadian Geotechnical Journal*, **45**, 1439-1456.
9. Rahman, M.M., Lo, S.R., and Baki, M.A.L. (2011) Equivalent granular state parameter and undrained behavior of sand-fines mixtures. *Acta Geotechnica*, **6**, 183-194.
10. Thevanayagam, S., Shenthan, T., Mohan, S., and Liang, J. (2002) Undrained fragility of clean sands, silty sands, and sandy silts. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **128**(10), 849-859.
11. Thevanayagam, S. and Martin, G.R. (2004) Liquefaction in silty soils-screening and remediation issue. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **22**, 1035-1042
12. Ni, Q., Tan, T.S., Dasari, G.R., and Hight, D.W. (2004) Contribution of fines to the compressive strength of mixed soils. *Géotechnique*, **54**(9), 561-569.
13. Rahman, M.M., and Lo, S.R. (2008) The prediction of equivalent granular steady state line of loose sand with fines. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, **3**(3), 179-190.
14. 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.

اصطلاحات فنی

Threshold Fines Content	1- مقدار ریزدانه آستانه
Intergranular Void Ratio	2- نسبت تخلخل میان‌دانه‌ای
Homogenization	3- همگن‌سازی
Bounding Surface Plasticity	4- نظریه خمیری سطح مرزی
Gibbs Free Energy Function	5- تابع انرژی آزاد گیبس
Elastic-Plastic Coupling	6- جفت‌شدگی کشسان - خمیری
Bounding Surface	7- سطح حالت مرزی
Dilatancy Surface	8- سطح اتساع
Flow Liquefaction	9- روانگرایی جریان
Instability Line	10- خط ناپایداری
Limited Flow Liquefaction	11- روانگرایی با جریان محدود

26. Bobei, D. (2004) *Static Liquefaction of Sand with a Small Amount of Fines*. Ph.D. Thesis, University of New South Wales at Australian Defense Force Academy, Canberra, Australia.
27. Sladen, J.A., D'Hollander, R.D., and Krahn, J. (1985) The liquefaction of sands, a collapse surface approach. *Canadian Geotechnical Journal*, **22**(4), 564-578.
28. Lade, P.V. (1993) Initiation of static instability in the submarine Nerlerk berm. *Canadian Geotechnical Journal*, **30**(6), 895-904.
29. Rahman, M.M. and Lo, S.R. (2012) Predicting the onset of static liquefaction of loose sand with fines. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **138**(8), 1037-1041.
30. Andrade, J.E., Ramos, A.M., and Lizcano, A. (2013) Criterion for flow liquefaction instability. *Acta Geotechnica*, **8**, 525-535.
31. Rahman, M.M., Baki, M.A.L., and Lo, S.R. (2014) Prediction of undrained monotonic and cyclic liquefaction behavior of sand with fines based on the equivalent granular state parameter. *ASCE International Journal of Geomechanics*, **14**, 254-266.
32. Baki, M.A.L., Rahman, M.M., and Lo, S.R. (2014) Predicting onset of cyclic instability of loose sand with fines using instability curves. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **61-62**, 140-151.
33. Xenaki, V.C. and Athanasopoulos, G.A. (2003) Liquefaction resistance of sand-silt mixtures: an experimental investigation of the effect of fines. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **23**, 183-194.
34. Stamatopoulos, C.A. (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.