

توسعه یک مدل رفتاری حالت بحرانی برای در نظر گرفتن رفتار ناهمسان ماسه‌ها

روزبه رسولی^{۱*}؛ سید محمدرضا امام^۲؛ وحید معصومی فرد^۳

چکیده

یک مدل رفتاری حالت بحرانی برای پیش بینی رفتار ماسه‌ها بویژه ماسه‌های غیرمتراکم و با پتانسیل روانگرایی در گذشته ارائه شده بود. این مدل که قبلاً با جزئیات کامل منتشر شده است قادر است رفتار ماسه در شرایط مختلف زهکشی شده و زهکشی نشده را در نظر گیرد. با وجود توانایی‌های گسترده مدل اولیه در پیش بینی رفتار ماسه‌ها، توسعه بیشتر این مدل برای پیش‌بینی رفتار در محل ماسه‌ها که اغلب ناهمسانی زیادی از خود نشان می‌دهد بسیار مهم بنظر می‌رسد. با افزودن این قابلیت به قابلیت‌های قبلی، از این مدل می‌توان برای تحلیل‌های عددی انواع سازه‌های خاکی با رفتار ناهمسان استفاده نمود.

در این مقاله نشان داده شده است که با افزودن یک پارامتر با عنوان پارامتر ناهمسانی به فرمولاسیون مدل اولیه، مدل قادر به پیش‌بینی رفتار ناهمسان ناشی از ساختار خاک (ناهمسانی ذاتی) می‌شود. این پارامتر وابسته به ساختار خاک و شرایط بارگذاری است. توانایی مدل اصلاح شده در نشان دادن ناهمسانی ذاتی با مقایسه نتایج حاصل از آزمایشگاه و پیش‌بینی بدست آمده از مدل مورد ارزیابی قرار گرفته است.

کلمات کلیدی

مدل رفتاری، ناهمسانی، تحلیل عددی، رفتار ماسه

Modification of a Critical-state Constitutive Model for the Prediction of Inherent Anisotropy in Sands

R. Rasouli; S. M. R. Imam and V. Masoumifard

ABSTRACT

A critical state constitutive model for sands was previously developed with emphasis on capturing the main aspects of the behavior of loose liquefiable sands. The model, which was presented in detail in previous publications, was formulated and verified for various drained and undrained loadings of sands under monotonic conditions. However, in order to enable the model to predict the behavior of in-situ soils, which often exhibit strong inherent anisotropy, it was found important to extend the model formulation such that it will also be able to predict the behavior of sands with strong anisotropy.

In this paper, it is shown that by adding a new anisotropy parameter to the model, it is possible to simulate the behavior of strongly anisotropic sands. The anisotropy parameter depends on sand fabric and loading condition. Ability of the modified model to account for soil inherent anisotropy is verified by comparing observed and predicted responses of inherently anisotropic sand subjected to various loadings.

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۸۸/۱۱/۱۹

تاریخ اصلاحات مقاله: ۱۳۹۱/۲/۹

^۱ نویسنده مسئول و کارشناس ارشد مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر؛
rouzbeh_rasouli63@yahoo.com

^۲ استادیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر؛ rimam@aut.ac.ir

^۳ کارشناس ارشد مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر؛ vmasomi@gmail.com

KEYWORDS

Constitutive modeling, Anisotropy, Numerical analysis, Sand behavior

شرایط آزمایش‌های سه محوری فشاری و سه محوری کششی به خوبی پیش بینی می‌نماید. با این حال برای استفاده از این مدل برای پیش بینی رفتار ماسه در شرایط دیگر اعمال تنش، نوعی اصلاح در فرمولاسیون آن مورد نیاز است.

در این مقاله با ارائه یک راهکار به نسبت ساده قابلیت پیش بینی رفتار حاصل از ناهمسانی ذاتی ماسه به مدل اولیه اضافه شده است. برای این منظور از یک متغیر اسکالر با عنوان پارامتر ناهمسانی، A ، که به عنوان شاخصی برای نشان دادن وضعیت ناهمسانی مصالح بکار می‌رود و توسط لی و دافالیاس (۲۰۰۲) ارائه شد استفاده شده است. در تعریف این پارامتر از تانسوری تحت عنوان تانسور فابریک (اودا ۱۹۹۹) که بر اساس ویژگیهای میکرومکانیک مصالح تعریف می‌شود استفاده شده است.

مدل حالت بحرانی که پیشتر به آن اشاره شد با دخالت دادن پارامتر ناهمسانی A در فرمولاسیون آن اصلاح شد و بدین ترتیب مدل اصلاح شده می‌تواند رفتار ناهمسان ماسه در شرایط بین فشاری و کششی را نیز پیش بینی نماید.

در این مقاله از نتایج آزمایشگاهی ارائه شده توسط یوشیمین (۱۹۹۶) برای بررسی ناهمسانی استفاده شده است. همچنین شرح مختصری از مدل رفتاری اولیه نیز در ضمیمه آمده است ولی برای اطلاعات بیشتر در این زمینه میتوان به مقالات امام (۱۹۹۹) و امام و دیگران (۲۰۰۵) مراجعه نمود. ضمناً توضیح مفصلی از تانسور فابریک و پارامتر A به ترتیب توسط اودا (۱۹۹۹) و لی و دافالیاس (۲۰۰۲) ارائه شده است.

۲- رفتار ناهمسان ماسه‌ها

۲-۱- کلیات

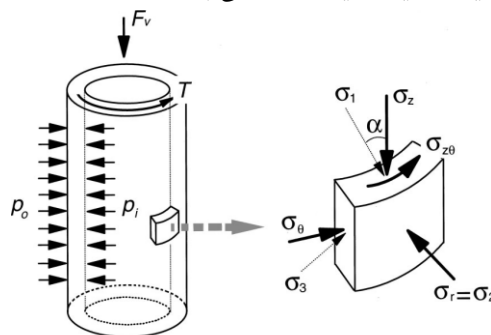
امام و دیگران (۲۰۰۲) خاطر نشان می‌نمایند که در ماسه‌های غیرمتراکم، نسبت تنش تفاضلی ($q = \sigma_1 - \sigma_3$) به تنش نرمال میانگین (p') در نقطه قله (حداکثر) مسیر تنش زهکشی نشده (M_p) بسیار نزدیک به نقطه حداکثر نسبت تنش در سطح تسلیم است و از این نکته می‌توان در فرمولاسیون سطح تسلیم ماسه‌ها استفاده نمود. بنابراین در مدل حالت بحرانی که پیشتر بدان اشاره شد از این موضوع در بدست آوردن پارامترهای مدل استفاده شده است. شکل (۲) موقعیت نقطه حداکثر را در آزمایشهای زهکشی نشده سه محوری فشاری و کششی نشان می‌دهد. دیده می‌شود که ناهمسانی اثرات مشخصی بر نسبت M_p دارد و بنابراین برای اصلاح در مدل اصلی، اثرات ناهمسانی بر این نسبت تنش مورد توجه قرار گرفته است.

۱- مقدمه

مدل‌های رفتاری اغلب پایه و اساس بسیاری از تحلیل‌های عددی هستند. این مدل‌های رفتاری به محققان این امکان را می‌دهند که بدون صرف وقت و هزینه زیاد که انجام آزمایش‌های مختلف در آزمایشگاه نیاز دارند، رفتار مصالح را در شرایط مختلف مورد بررسی قرار دهند.

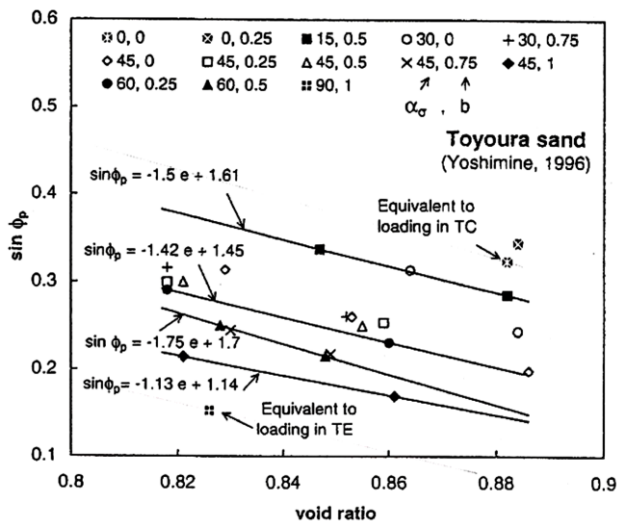
مدل کردن رفتار ناهمسان خاک‌ها و بخصوص ماسه‌ها، یکی از موضوعات مهم و مورد بحث در این زمینه است. رفتار ناهمسان ماسه‌ها توسط محققان مختلفی در آزمایشگاه مورد بررسی قرار گرفته است، از جمله میورا و توکی (۱۹۸۴) و یوشیمین (۱۹۹۶). همانگونه که نتایج این محققان نشان می‌دهند و همچنین بین و جفریز (۱۹۹۱) خاطر نشان می‌کنند، ناهمسانی اثرات بسیار مهمی بر رفتار ماسه‌ها دارد. محققین متعددی نیز مدل کردن رفتار ناهمسان ماسه‌ها را مورد مطالعه قرار داده‌اند، از جمله چانگ و استور (۲۰۰۶)، یانگ و دیگران (۲۰۰۸)، صدرنژاد (۲۰۰۷) و لشکری (۲۰۰۹).

یوشیمین (۱۹۹۶) بوسیله دستگاه سیلندر توخالی (شکل ۱) آزمایش‌های زیادی را برای بررسی اثر ناهمسانی بر رفتار ماسه ترتیب داد. در این آزمایش‌ها زاویه اعمال تنش اصلی بزرگتر نسبت به زاویه رسوب گذاری ماسه (α) و همچنین نسبت بین تنش‌های اصلی تحت کنترل بود. نتایج این آزمایش‌ها نشان داد که رفتار ماسه و مسیر تنش طی شده تا رسیدن به حالت بحرانی به شکل مشخصی تحت تاثیر زاویه اعمال تنش اصلی بزرگتر نسبت به زاویه رسوب گذاری خاک است. به عبارت دیگر نتایج این آزمایش‌ها نیز اهمیت ناهمسانی بر رفتار ماسه را نشان داد.



شکل (۱): نحوه اعمال نیرو و تحت زاویه در دستگاه HC یوشیمین (۱۹۹۶)

در سال ۲۰۰۵ امام و همکاران یک مدل رفتاری حالت بحرانی برای پیش بینی رفتار ماسه‌ها ارائه نمودند که رفتار ماسه را در



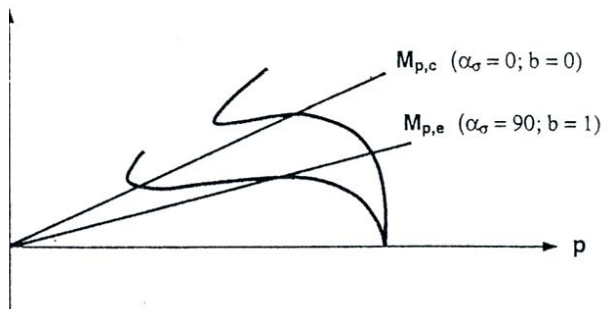
شکل (۳): تغییرات سینوس زاویه اصطکاک داخلی در نقطه حداکثر با نسبت تخلخل در ترکیبات α و b مختلف (امام و همکاران ۲۰۰۲)

بررسی این نتایج نشان می‌دهد که $\sin \varphi_p$ با افزایش α کاهش یافته و با افزایش b نیز عموماً به شکل خفیفی کم می‌شود. امام و همکاران (۲۰۰۲) خاطر نشان می‌کنند که این مشاهدات با تحقیقات قبلی که توسط محققان مختلفی انجام شده است، هماهنگ است (بطور مثال شیبایا و هایت ۱۹۸۷). علاوه بر این، شکل (۳) هم چنین نشان می‌دهد که مقادیر $\sin \varphi_p$ بدست آمده از آزمایش‌های سیلندر توخالی که متناظر با ترکیبات α و b مربوط به آزمایش‌های سه محوری فشاری و کششی است، حدهای بالا و پایین کل نتایج بدست آمده را تشکیل می‌دهند. همچنین می‌توان دید که خطوطی که مقادیر $\sin \varphi_p$ حاصل از ترکیبات یکسان α و b را به هم متصل می‌نمایند شبیهی تقریباً برابر داشته و موازی یکدیگرند.

با در نظر داشتن نکات گفته شده در بالا درباره اثرات α و b بر $\sin \varphi_p$ و به تبع آن بر M_p در ادامه تانسور فابریک و پارامتر ناهمسانی به اختصار معرفی می‌شوند.

۳- تانسور فابریک

توزیع تصادفی ذرات غیردایره‌ای مصالح مختلف مانند آنچه در ماسه‌ها دیده می‌شود به آن توده از ذرات خواص خاصی می‌دهد که تحت عنوان فابریک مصالح از آن یاد می‌شود (اودا ۱۹۷۲، برور ۱۹۶۴). امتداد قرارگیری یک ذره ماسه را می‌توان بوسیله یک جفت بردار واحد n و $-n$ در طول محور اصلی آن ذره تعریف نمود. بر این اساس اودا (۱۹۹۹). تانسور مرتبه دو زیر را به عنوان تانسور فابریک تعریف نمود:



شکل (۲): نسبت‌های تنش در نقطه حداکثر در آزمایش سه محوری زهکشی نشده فشاری و کششی (امام و همکاران ۲۰۰۲)

۲-۲- اثرات ناهمسانی بر M_p

در آزمایش‌های گسترده‌ای که یوشیمین (۱۹۹۶) با استفاده از دستگاه سیلندر توخالی انجام داد، اثرات تنش اصلی میانی (که می‌تواند بوسیله پارامتر $b = (\sigma_2 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)$ تعریف شود) و زاویه اعمال بار α (شکل ۱) بر روی رفتار زهکشی نشده ماسه تویورا تحقیق شد.

در این آزمایش‌ها تمامی نمونه‌ها قبل از اعمال برش به صورت همسان تا تنش متوسط همه جانبه ۱۰۰ کیلوپاسکال تحکیم داده شده بودند. در انتخاب مقادیر α و b در آزمایش‌های انجام شده، برای جلوگیری از بروز ناهمگنی‌های ناخواسته، ترکیبات مشخصی از این دو پارامتر انتخاب شد. در شکل (۲) نمایش کلی از حداکثر و حداقل اثرات تغییر α و b بر مقدار M_p در این دسته آزمایش‌ها نشان داده شده است. این مقادیر مربوط به حدهای بالا و پایین α و b یعنی بارگذاری‌های سه محوری فشاری و کششی است.

مقدار M_p را می‌توان با استفاده از رابطه (۱) به زاویه اصطکاک بسیج شده در نقطه حداکثر (φ_p) ارتباط داد. با استفاده از این رابطه می‌توان به نحوه اثر پارامتر b و $\sin \varphi_p$ بر مقدار M_p پی برد.

$$M_p = \frac{6(1-b+b^2)^{1/2} \sin \varphi_p}{3+(2b-1) \sin \varphi_p} \quad (1)$$

آزمایش‌های گفته شده همچنین نشان دادند که مقدار $\sin \varphi_p$ به تراکم خاک یا نسبت تخلخل آن نیز بستگی دارد. این تغییرات با استفاده از نتایج آزمایش‌های مذکور توسط امام و همکاران (۲۰۰۲) ارائه شده است و در شکل (۳) به نمایش در آمده است.

$$F_{ij} = \frac{1}{2N} \sum_{k=1}^{2N} n_i^k n_j^k \quad (2)$$

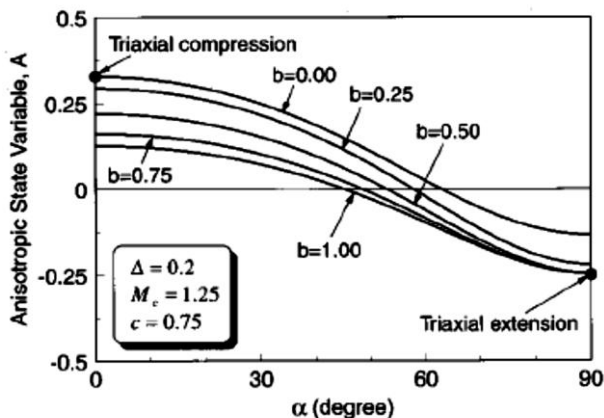
است نیاز به ملاحظات خاصی دارد. آنها روش نسبتاً ساده‌ای برای در نظر گرفتن جهت و زاویه نسبی تانسورهای تنش و فابریک ارائه نمودند. برای این منظور آنها متغیر اسکالر A را معرفی نمودند که خود تابعی از تانسورهای تنش و فابریک است. شرح مفصلی از فرمولاسیونی که منجر به بدست آوردن این متغیر می‌شود توسط لی و دافالیاس (۲۰۰۲) ارائه شده است. پارامتر وضعیت ناهمسانی به شکل زیر تعریف می‌شود:

$$A = \frac{\tilde{R}}{M_c g(\tilde{\theta})} - 1 \quad (5)$$

که در آن \tilde{R} یک نامتغیر نسبت تنش، $g(\tilde{\theta})$ یک تابع اینترپولاسیون که مقدار نامتغیر \tilde{R} را با توجه به زاویه لود θ تخمین می‌زند و M_c نسبت تنش بحرانی در شرایط سه محوری فشاری هستند.

می‌توان نشان داد که برای مصالح ایزوتروپ $A = 0$ بوده و برای مصالح ناهمسان با توجه به زاویه نسبی اعمال تنش‌ها نسبت به زاویه ذرات این پارامتر می‌تواند مقداری مثبت یا منفی اختیار کند. تغییرات پارامتر A با α و b برای مقادیر فرض شده برای ماسه توپورا (ماسه مورد آزمایش توسط یوشیمین (۱۹۹۶) در شکل (۴) نشان داده شده است. گفتنی است که شرایط $b = 0$ و $\alpha = 0$ درجه مربوط به حالت سه محوری فشاری و $b = 1$ و $\alpha = 90$ درجه مربوط به شرایط سه محوری کششی هستند.

همانگونه که در شکل (۴) دیده می‌شود، پارامتر A با افزایش α و b هر دو، کاهش می‌یابد اما تغییرات آن نسبت به α حساس‌تر است تا b . هم چنین دیده می‌شود که حالات سه محوری فشاری و کششی حدهای بالا و پایین تغییرات این پارامتر هستند. با به یاد آوردن اثرات α و b بر $\sin \varphi_p$ می‌توان دید که تغییرات پارامتر A در هماهنگی با آن مشاهدات است. بنابراین این هماهنگی راهنمای مناسبی برای استفاده از این پارامتر برای اصلاح فرمولاسیون مدل خواهد بود.



که در آن $N =$ تعداد ذرات ماسه در یک حجم مشخص؛ و n_i^k و $n_j^k =$ مولفه‌های k امین بردار هستند. مقادیر مولفه‌های این تانسور نسبت ذراتی که در جهت خاصی قرار گرفته‌اند را مشخص می‌نماید. تانسور فابریک متقارن است و بنابراین آنرا می‌توان با سه مولفه اصلی، F_1, F_2, F_3 و سه مولفه جهات اصلی مربوط به آن، نشان داد. در بیشتر نمونه‌های عملی و به دلیل نحوه رسوب‌گذاری، خاک‌ها بصورت صفحه‌ای همسان هستند، و این بدان معناست که دو تا از مولفه‌های اصلی، مثلاً F_2 و F_3 ، با یکدیگر برابرند. با توجه به معادله (۲) در تانسور فابریک مجموع اعضای قطر اصلی^۲ برابر واحد است و بنابراین با توجه به برابری F_2 و F_3 داریم: $F_1 = 1 - (F_2 + F_3) = 1 - 2F_3$. با توجه به این نکات می‌توان گفت که برای یک خاک همسان صفحه‌ای، با دانستن جهت رسوب‌گذاری (که اغلب در جهت قائم است)، تنها با دانستن یک مقدار اسکالر می‌توان تانسور فابریک را تشکیل داد. اودا و ناکایاما (۱۹۸۸) نشان دادند که تانسور فابریک برای چنین مصالحی به شکل زیر نوشته می‌شود:

$$F_{ij}' = \frac{1}{3 + \Delta} \begin{pmatrix} 1 - \Delta & 0 & 0 \\ 0 & 1 + \Delta & 0 \\ 0 & 0 & 1 + \Delta \end{pmatrix} \quad (3)$$

بطوریکه $\Delta =$ مقداری قابل اندازه‌گیری برای خاک‌ها، تحت عنوان بزرگی بردار^۲ است (کوری ۱۹۵۶). این مقدار بزرگی ناهمسانی و تمایل ذرات به یک جهت را نشان می‌دهد. اودا و ناکایاما (۱۹۸۸) نشان دادند که این مقدار به شکل زیر تعریف می‌شود:

$$\Delta = \frac{1}{2N} \sqrt{\left(\sum_{k=1}^{2N} \cos 2\varphi_k \right)^2 + \left(\sum_{k=1}^{2N} \sin 2\varphi_k \right)^2} \quad (4)$$

بطوریکه $\varphi_k =$ انحراف k امین بردار واحد n از صفحه همسان (که در اینجا صفحه $X_2 - X_3$ فرض شده است) است. واضح است که Δ به شکل ذرات و فرآیند تشکیل توده و نهشته ماسه‌ای مربوط می‌شود. معادله (۴) نشان می‌دهد که Δ برای مصالح کاملاً همسان برابر صفر است و تا مقدار واحد برای مصالحی که محور اصلی تمام ذرات آن بشکل یکنواخت و کامل در صفحه $X_2 - X_3$ قرار گرفته در تغییر است.

۴- پارامتر وضعیت ناهمسانی A

همانگونه که لی و دافالیاس (۲۰۰۲) خاطر نشان می‌نمایند، دخالت دادن تانسور فابریک در فرمولاسیون یک مدل رفتاری که خود شامل متغیرهای تانسوری دیگری همچون تنش σ_{ij}

شکل (۴): تغییرات پارامتر ناهمسانی در اثر تغییرات α و b لی و دافالیاس (۲۰۰۲)

۵- اصلاح مدل رفتاری اولیه

در اینجا به نحوه دخالت دادن پارامتر ناهمسانی در مدل اولیه که از راه اصلاح نحوه محاسبه M_p برای شرایط مختلف انجام می‌شود، پرداخته می‌شود. فرمولاسیون کامل مدل رفتاری اولیه توسط امام و دیگران (۲۰۰۵) تشریح شده و خلاصه‌ای از آن نیز در بخش ضمیمه این مقاله آمده است. در اینجا کلیات روابطی از این مدل که با اعمال اثر ناهمسانی مرتبط اند ذکر می‌شوند.

رابطه سطح تسلیم مدل رفتاری اولیه برای ماسه همسان تحکیم یافته به شکل زیر تعریف می‌شود:

$$\eta^2 - 5M_p^2 [1 - (p/p_c)^{0.5}] = 0 \quad (6)$$

که در آن $\eta = q/p$ نسبت تنش اعمالی به نمونه و P_c تنش نرمال میانگین در $q = 0$ است. نسبت تنش M_p از روابط زیر بدست می‌آید:

$$M_{p,c} = \frac{6 \sin \varphi_{p,c}}{3 - \sin \varphi_{p,c}} \quad (7)$$

$$M_{p,e} = \frac{6 \sin \varphi_{p,e}}{3 + \sin \varphi_{p,e}} \quad (8)$$

که در آن‌ها نیز $\varphi_{p,c}$ و $\varphi_{p,e}$ به ترتیب زوایای اصطکاک داخلی در نقطه اوج (حداکثر) سطح تسلیم در بارگذاری سه محوری فشاری و کششی بوده و از روابط زیر بدست می‌آیند:

$$\sin \varphi_{p,c} = \sin \varphi_\mu - k_p \psi_p \quad (9)$$

$$\sin \varphi_{p,e} = \sin \varphi_\mu - k_p \psi_p + a_p \quad (10)$$

$\varphi_\mu = 0$ زاویه اصطکاک داخلی مربوط به پارامتر حالت است که در آزمایش سه محوری فشاری این مقدار تقریباً برابر مقدار زاویه اصطکاک داخلی بین ذرات است؛ k_p و a_p پارامترهای مصالح هستند و ψ_p پارامتر حالت در نقطه اوج سطح تسلیم است. پارامتر حالت نیز اختلاف نسبت تخلخل فعلی و نسبت تخلخل حالت بحرانی در فشار محدود کننده مشخص است.

روابط (۹) و (۱۰) گفته شده مقدار M_p را برای حالات فشاری و کششی محاسبه می‌نمایند. لیکن در اینجا برای منظورکردن اثر ناهمسانی در محاسبه M_p رابطه (۱۱) بجای روابط (۹) و (۱۰) پیشنهاد می‌شود.

$$\sin \varphi_p = \sin \varphi_\mu - k_p \psi_p + a_p(A) \quad (11)$$

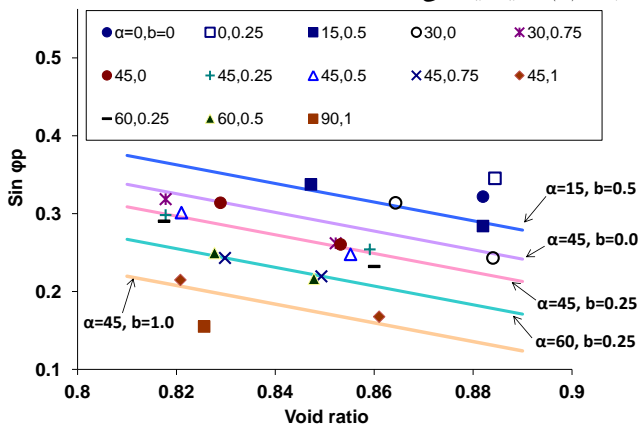
بطوریکه:

$$a_p(A) = \frac{A_c - A}{A_c - A_e} \times a_p \quad (12)$$

که در آن A_c پارامتر ناهمسانی مصالح مورد نظر در شرایط سه محوری فشاری، A_e پارامتر ناهمسانی آن مصالح در شرایط سه محوری کششی، A مقدار این پارامتر تحت شرایط مورد نظر آزمایش (α و b مربوط به آزمایش مورد نظر) و بالاخره a_p همان پارامتر مصالح تعریف شده در مدل حالت بحرانی اصلی است.

شکل (۵) دقت این فرمولاسیون در محاسبه تغییرات $\sin \varphi_p$ در شرایط مختلف را نشان می‌دهد. دیده می‌شود که رابطه (۱۱) با دقت مناسبی قادر به نشان دادن تغییرات $\sin \varphi_p$ برای مقادیر مختلف α و b است.

اکنون با داشتن $\sin \varphi_p$ برای مقادیر دلخواه α و b و با استفاده از رابطه (۱) که معادل روابط (۷) و (۸) است مقدار M_p محاسبه می‌شود. برای پیش بینی رفتار ماسه، از M_p بدست آمده از رابطه (۱) که با توجه به $\sin \varphi_p$ بدست آمده از رابطه (۱۱) محاسبه می‌شود استفاده شده و سپس مقدار بدست آمده در رابطه (۶) جایگزین می‌شود.



شکل (۵): اثرات α و b بر $\sin \varphi_p$ برای ماسه توپورا و مقایسه آنها با پیش بینی پارامتر ناهمسانی تعریف شده بوسیله رابطه (۱۱)

۶- بررسی عملکرد مدل اصلاح شده در پیش بینی

رفتار ناهمسان ماسه توپورا

در اینجا برای بررسی میزان دقت مدل اصلاح شده در پیش بینی رفتار ناهمسان ماسه‌ها، نتایج حاصل از آزمایش‌های انجام شده توسط یوشیمین (۱۹۹۶) بر ماسه توپورا که تحت زوایای مختلف اعمال تنش اصلی بزرگتر انجام شده اند با پیش بینی‌های بدست آمده از مدل اصلاح شده مقایسه می‌شوند. پارامترهای مدل و همچنین پارامترهای مربوط به محاسبه

	c	۰/۷۵
	M_c	۱/۲۵

نتایج تحلیل عددی و مقایسه آنها با نتایج آزمایشگاهی نمونه-های با تراکم نسبی ۳۹٪ تا ۴۱٪ برای $b = 0$ و α با تغییرات از صفر تا ۴۵ درجه در شکل‌های (۱۰) و (۱۱) دیده می‌شوند. از نتایج حاصل برای آزمایش‌های با $b = 0$ دیده می‌شود که مدل اصلاح شده میتواند بخوبی روند تغییرات رفتار خاک را در مقادیر مختلف α نشان دهد.

۷- خلاصه و نتیجه گیری

در سال ۲۰۰۵ امام و همکاران یک مدل حالت بحرانی که قادر به پیش بینی جنبه‌های مختلفی از رفتار ماسه‌ها است را ارائه نمودند. این مدل در پیش بینی رفتار ناهمسان ماسه‌ها پیچیدگی-هایی در فرمولاسیون دارد. نتایج این تحقیق نشان داد که رفتار ناهمسان ماسه‌ها در بارگذاری زهکشی نشده با اصلاح این مدل رفتاری قابل پیش بینی است. برای اینکار یک پارامتر ناهمسانی که به عنوان شاخصی از وضعیت ناهمسان مصالح توسط لی و دافالیاس (۲۰۰۲) پیشنهاد شده است به فرمولاسیون سطح تسلیم مدل امام و همکاران اضافه شد.

نتایج حاصل از پیش بینی مدل اصلاح شده با نتایج حاصل از نتایج آزمایشگاهی یوشیمین (۱۹۹۶) که آزمایش‌های گسترده‌ای برای بررسی اثر ناهمسانی بر رفتار ماسه توپورا انجام داده است مقایسه شد. دیده شد که با اصلاح ساده‌ای که در مدل اولیه انجام شد مدل بخوبی قادر به پیش بینی رفتار ناهمسان ماسه‌ها میشود. به این ترتیب با افزودن قابلیت کردن رفتار ناهمسان به ویژگی‌های مدل اولیه، از این مدل رفتاری می‌توان در تحلیل انواع سازه‌های خاکی استفاده نمود.

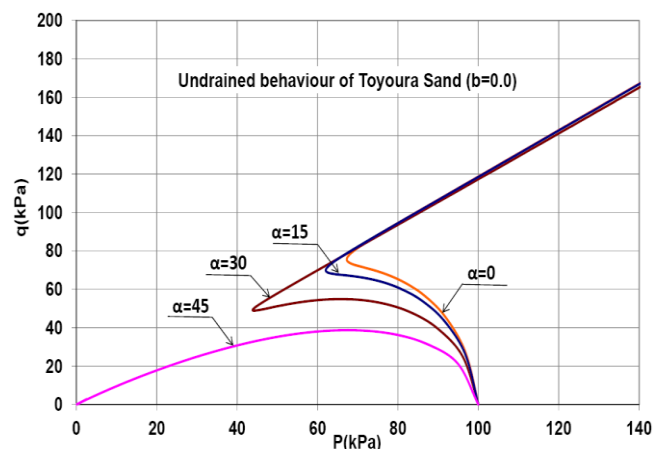
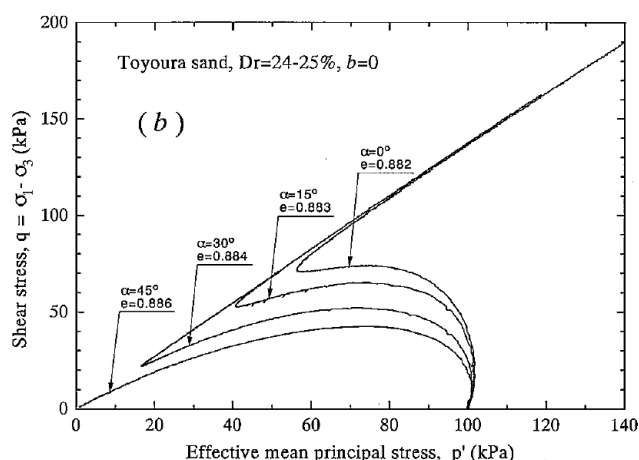
متغیرهای ناهمسانی که برای استفاده در این تحلیل‌ها بکار رفته-اند در جدول (۱) آمده است.

شکل‌های (۶) و (۷) نمودارهای تنش برشی در برابر کرنش برشی و تنش برشی در برابر تنش موثر میانگین را برای آزمایش‌هایی که با دانسیته نسبی ۲۴-۲۵٪ انجام شده اند و مقایسه آنها با نتایج آزمایشگاهی را نشان می‌دهند. در این سری آزمایش‌ها $b = 0$ بوده و α از صفر تا ۴۵ درجه تغییر داده شده است. با مقایسه نمودارها دیده میشود که پیش بینی‌های مدل اصلاح شده تطابق بسیار خوبی با نتایج حاصل از آزمایش‌های آزمایشگاهی را نشان می‌دهد.

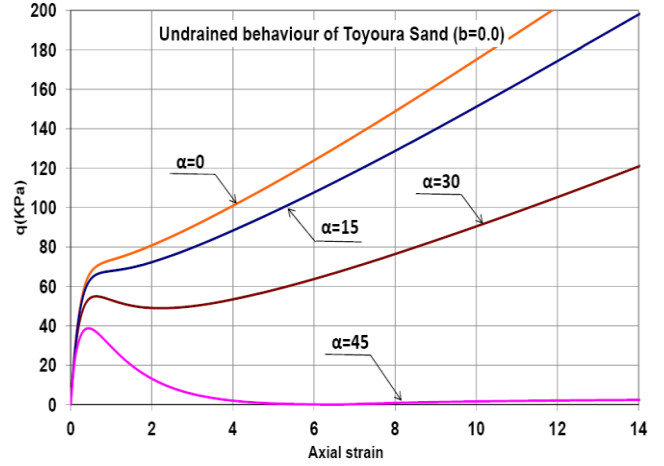
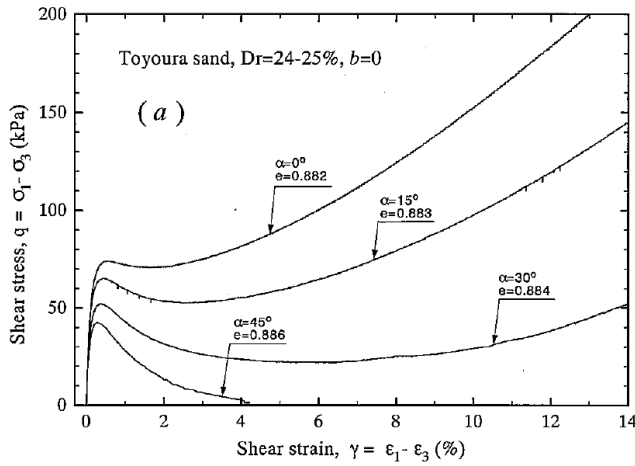
شکل‌های (۸) و (۹) نیز نمودارهای تنش برشی در برابر کرنش برشی و تنش برشی در برابر تنش موثر میانگین را برای یک سری دیگر از آزمایش‌ها با $b = 0$ و α از صفر تا ۴۵ نشان می‌دهد که در آنها تراکم نسبی بین ۳۰٪ تا ۳۳٪ است. این نتایج نیز نشان می‌دهد که مدل اصلاح شده می‌تواند بخوبی اثرات تغییر زاویه بارگذاری بر رفتار زهکشی نشده ماسه‌ها را نشان دهد.

جدول (۱): پارامترهای بکار رفته در تحلیل‌ها

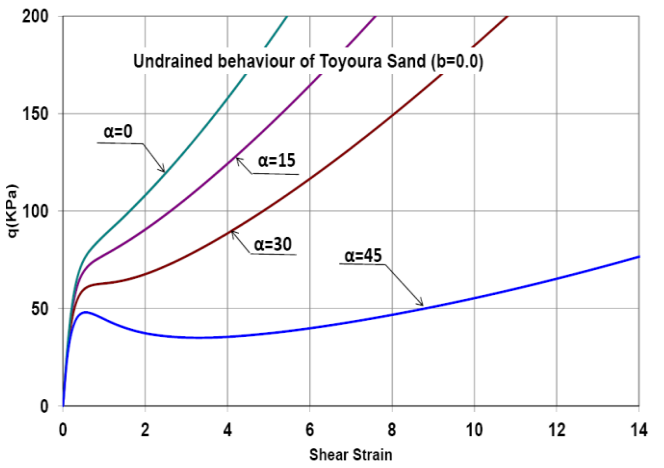
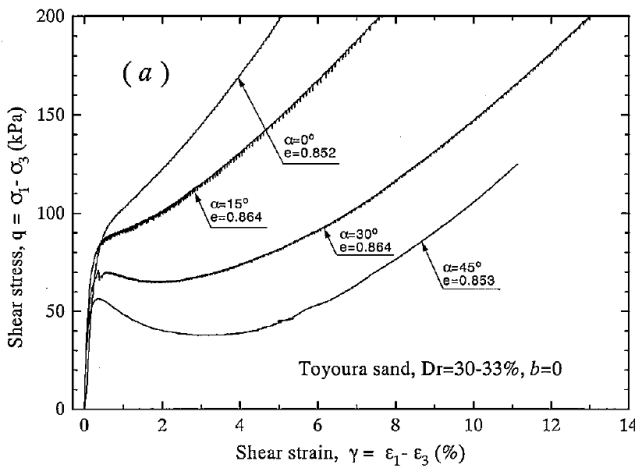
Parameter type	Parameter name	مقادیر پارامترها
Peak state	k_p	۱/۲
	φ_p	۲۰
	a_p	۰/۴۵
Stress-dilatancy	φ_{cs}	۳۰
	k_{PT}	۰/۷۵
	a_{PT}	۰/۰۱
Plastic stiffness	h	۱
Elasticity	G_a	۵۰۰۰
	K_a	۸۵۰۰
Anisotropy	Δ	۰/۲



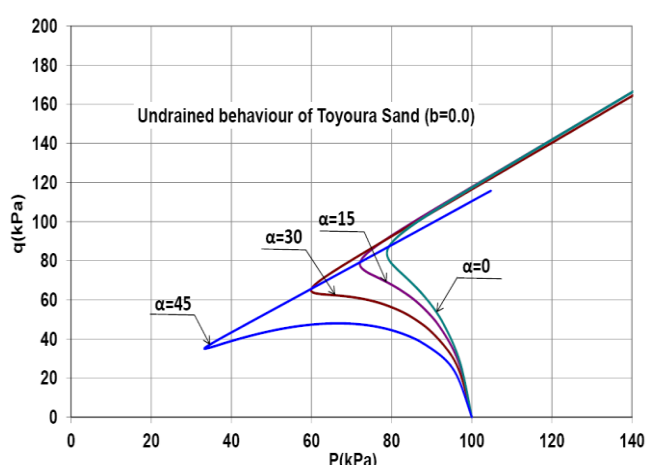
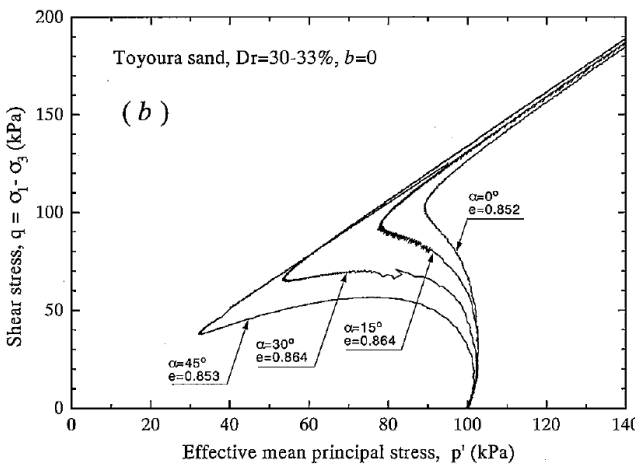
شکل (۶): مقایسه نتایج حاصل از مدل اصلاح شده و آزمایش‌های یوشیمین (۱۹۹۶)، تنش برشی در برابر کرنش برشی ۲۴-۲۵٪ Dr



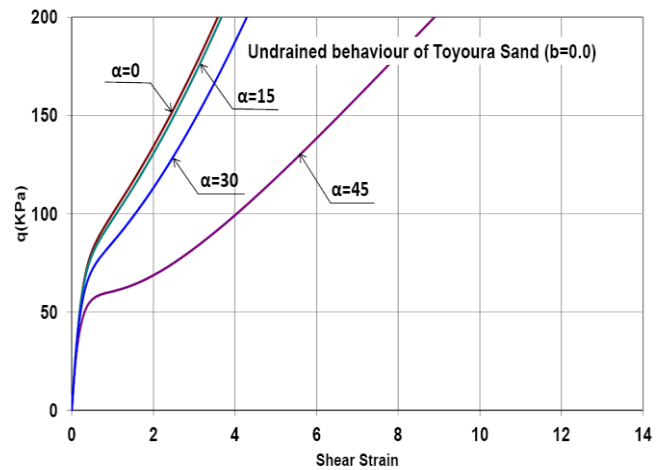
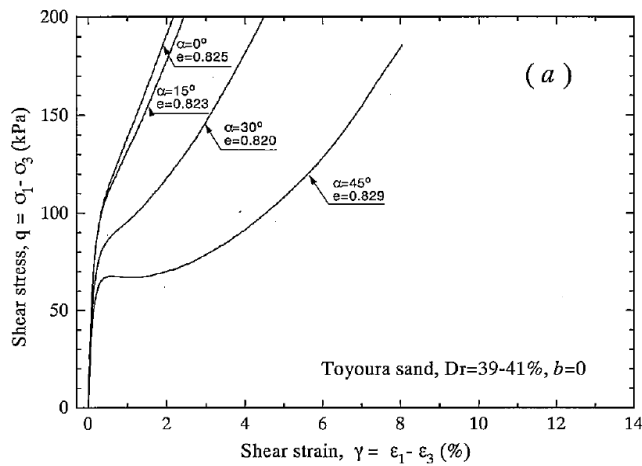
شکل (۷): مقایسه نتایج حاصل از مدل اصلاح شده و آزمایش های یوشیمین (۱۹۹۶)، تنش برشی در برابر تنش موثر میانگین ۲۴-۲۵٪ D_r



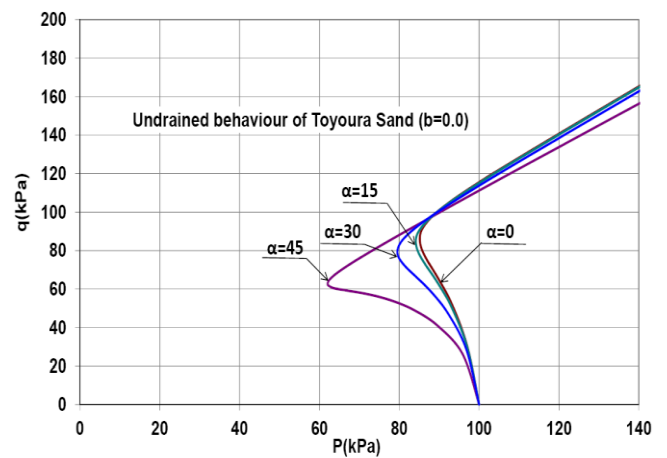
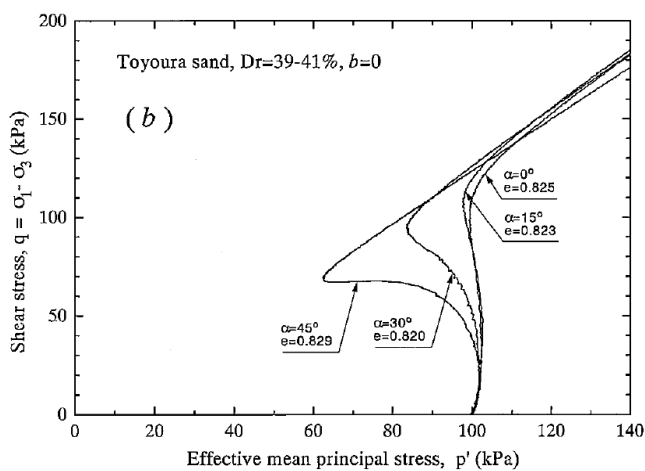
شکل (۸): مقایسه نتایج حاصل از مدل اصلاح شده و آزمایش های یوشیمین (۱۹۹۶)، تنش برشی در برابر کرنش برشی ۳۰-۳۳٪ D_r



شکل (۹): مقایسه نتایج حاصل از مدل اصلاح شده و آزمایش های یوشیمین (۱۹۹۶)، تنش برشی در برابر تنش موثر میانگین ۳۰-۳۳٪ D_r



شکل (۱۰): مقایسه نتایج حاصل از مدل اصلاح شده و آزمایش های یوشیمین (۱۹۹۶)، تنش برشی در برابر کرنش برشی $Dr=39-41\%$



شکل (۱۱): مقایسه نتایج حاصل از مدل اصلاح شده و آزمایش های یوشیمین (۱۹۹۶)، تنش برشی برابر تنش موثر میانگین $Dr=39-41\%$

در نقطه اوج سطح تسلیم در بارگذاری سه محوری فشاری و کششی بوده و از روابط زیر بدست می آید:

$$\sin \varphi_{p,c} = \sin \varphi_{\mu} - k_p \psi_p \quad \text{فشاری}$$

$$\sin \varphi_{p,e} = \sin \varphi_{\mu} - k_p \psi_p + a_p \quad \text{کششی}$$

φ_{μ} زاویه اصطکاک داخلی مربوط به پارامتر وضعیت $\psi_p = 0$ است که در آزمایش سه محوری فشاری این مقدار تقریباً برابر مقدار زاویه اصطکاک داخلی بین ذرات است؛ k_p و a_p پارامترهای مصالح هستند و ψ_p پارامتر وضعیت در نقطه اوج سطح تسلیم است. سطح شکست (گسیختگی) مدل نیز با استفاده از رابطه زیر تعریف می شود:

$$\sin \varphi_f = \sin \varphi_{cs} - k_f \psi_p$$

که در آن φ_{cs} زاویه اصطکاک داخلی در حالت بحرانی (برش با حجم ثابت) بوده و k_f پارامتر مصالح است.

قانون جریان^۱ مدل به شکل زیر تعریف می شود:

۸- ضمیمه

در این بخش با جزئیات بیشتری به معرفی بخش های مختلف مدل اولیه پرداخته می شود. سطح تسلیم مدل به شکل زیر تعریف می شود:

$$f = (\eta - \alpha)^2 - M_{\alpha}^2 \left[1 - (p/p_c)^{\frac{1}{2}} \right] = 0$$

$$M_{\alpha}^2 = (5M_p - \alpha)(M_p - \alpha)$$

به طوریکه برای حالت های سه محوری فشاری و کششی به ترتیب خواهیم داشت:

$$M_{p,c} = \frac{6 \sin \varphi_{p,c}}{3 - \sin \varphi_{p,c}} \quad \text{فشاری}$$

$$M_{p,e} = \frac{6 \sin \varphi_{p,e}}{3 + \sin \varphi_{p,e}} \quad \text{کششی}$$

که در آن ها نیز $\varphi_{p,e}$ و $\varphi_{p,c}$ به ترتیب زوایای اصطکاک داخلی

که در آن h یک پارامتر بدون بعد است که به سختی خاک در حین برش بستگی دارد. G مدول برشی الاستیک و $(p_f - p_c)_{ini}$ مقدار اولیه $(p_f - p_c)$ در پایان تحکیم و قبل از اعمال برش هستند.

مدول الاستیک مدل بر اساس روابط زیر تعریف شده است:

$$G = G_r \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} (p/p_a)^{1/2}$$

$$K = K_r \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} (p/p_a)^{1/2}$$

که در آنها G_r و K_r بترتیب مقادیر مرجع مدول برشی و مدول حجمی بوده و بر اساس مدول الاستیک در فشار اتمسفریک قابل محاسبه‌اند.

$$d = \frac{d\varepsilon_p^p}{d\varepsilon_q^p} = A (M_{cs} - \eta)$$

که در آن پارامتر A برای شرایط سه محوری فشاری و کششی متفاوت بوده و بشکل زیر تعریف بدست می‌آید:

$$A_c = 9/(9 - 2M_{PT,c}\eta + 3M_{PT,c}) \quad \text{فشاری}$$

$$A_e = 9/(9 - 2M_{PT,e}\eta - 3M_{PT,e}) \quad \text{کششی}$$

$M_{PT,c}$ و $M_{PT,e}$ در روابط فوق بوسیله روابط زیر قابل محاسبه هستند:

$$\sin\phi_{PT,c} = \sin\phi_{cs} + k_{PT} \psi \quad \text{فشاری}$$

$$\sin\phi_{PT,e} = \sin\phi_{cs} + a_{PT} + k_{PT} \psi \quad \text{کششی}$$

قانون سخت شوندهگی مدل در طی برش به شکل زیر تعریف

شده است:

$$\frac{\partial p_c}{\partial \varepsilon_q^p} = \frac{hG}{(p_f - p_c)_{ini}} (p_f - p_c)$$

۹- مراجع

- Miura, S. and Toki, S. (1984), "Anisotropy in Mechanical Properties and its Simulation of Sands Sampled From Natural Deposits", Soils and Foundations Vol. 24, No 3, 69-84. [۱۰]
- Oda, M. (1972), "Initial fabrics and their relations to mechanical properties of granular material", Soils Fdns 12, No. 1, 17-36. [۱۱]
- Oda, M., and Nakayama, H. (1988) "Introduction of inherent anisotropy of soils in the yield function." Micromechanics of granular materials, M. Satake and J. T. Jenkins, eds., Elsevier, Amsterdam, 81-90. [۱۲]
- Oda, M. (1999) "Fabric tensor and its geometrical meaning." Introduction to mechanics of granular materials, M. Oda and K. Iwashita, eds., A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 27-35. [۱۳]
- Sadrnejad, S. A. (2007). "A general multi-plane model for post liquefaction of sand", Iranian Journal of Science & Technology, Transaction B: Engineering, Vol. 31, No. B1, pp. 123-141. [۱۴]
- Shibuya S. and Hight, D. W. (1987), "On the stress path in simple shear" Geotechnique, 37(4): 511-515. [۱۵]
- Yang, Z. X., Li, X. S. & Yang, J. (2008), "Quantifying and modeling fabric anisotropy of granular soils", Géotechnique, Vol. 58, No. 4, pp. 237-248. [۱۶]
- Yoshimine, M. (1996), "Undrained flow deformation of saturated sand under monotonic loading conditions", Ph.D. thesis, University of Tokyo, Tokyo, Japan. [۱۷]
- Been, K., Jefferies, M.G., and Hachey, J. (1991), "The critical state of sands", Geotechnique, 41(3): 365-381. [۱]
- Brewer, R. (1964), "Fabric and mineral analysis of soils", Wiley, New York. [۲]
- Chang, K. T. and Sture, S. (2006). "Microplane modeling of sand behavior under non-proportional loading", Computers and Geotechnics, Vol. 33, pp. 177-178. [۳]
- Curry, J. R. (1956), "Analysis of two-dimensional orientation data." J.Geol., 64, 117-131. [۴]
- Imam, R. (1999) "Constitutive modeling of anisotropic sands for the analysis of static liquefaction" Ph D thesis, University of Alberta. [۵]
- Imam, S.M.R., Chan, D.H., Robertson, P.K., and Morgenstern, N.R. (2002), "effect of anisotropic Yielding on the flow liquefaction of loose sand", Soil sand Foundations, Vol. 42(3): 33-45. [۶]
- Imam, S.M.R., Morgenstern, N.R., Robertson, P.K., and Chan, D.H. (2005), "A Critical-State constitutive model for liquefiable sand", Canadian Geotechnical Journal, 42, pp. 830-855. [۷]
- Lashkari (2009). "A constitutive model for sand liquefaction under rotational shear", Iranian Journal of Science & Technology, Transaction B, Engineering, Vol. 33, No. B1, pp 31-48. [۸]
- Li, X.S. and Dafalias Y.F. (2002), "Constitutive Modeling of Inherently Anisotropic Sand Behavior", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 128, No. 10 868-880. [۹]

- \ Transversely isotropic
- ˆ trace
- ˆ vector magnitude
- ˆ Lode Angle
- ˆ state parameter
- \ flow rule