

# مطالعه‌ی عددی رفتار ناهمسان ماسه در شرایط زهکشی شده

هادی محمدزاده رومیانی\* (استادیار)

محمدجواد صفاریان (کارشناس ارشد)

گروه مهندسی عمران، مرکز آموزش عالی فنی و مهندسی بوئین زهرا، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)

رضا ذاکری (دانش آموخته‌ی دکتری)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

حمیدرضا رازقی (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

حامد آبدۀ کیخا (استادیار)

گروه مهندسی عمران، مرکز آموزش عالی فنی و مهندسی بوئین زهرا، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)

مهندسی عمران شریف، بهار ۱۴۰۱ (۱۳۰۱)  
دوری ۲ - ۳۸، شماره ۱/۱، ص. ۱۳-۳، (پژوهشی)

در پژوهش حاضر، روشی ساده و عملی برای مدل‌سازی عددی رفتار ناهمسان ماسه در شرایط زهکشی شده ارائه شده است. با استفاده از نرم‌افزار آباکوس، آزمایش پیش استوانه‌ی توخالی مدل‌سازی شده است. برای معرفی مصالح، مدل رفتاری دراگر-پراگر توسعه‌یافته با کپ به‌عنوان یکی از مدل‌های رایج انتخاب شده است. با استفاده از سابروتین USDFLD و کدنویسی به زبان فورتن در نرم‌افزار آباکوس، ناهمسانی در پارامترهای مقاومتی و سختی خاک به صورت تابعی از زاویه‌ی تنش‌های اصلی به نرم‌افزار معرفی شده است. روش اخیر امکان تخصیص پارامترهای مستقل را برای هر جز از خاک با توجه به شرایط و زاویه‌ی تنش‌های اصلی فراهم می‌سازد. مسیر تنش مشابه سه‌محوری فشاری با تغییر زاویه‌ی تنش‌های اصلی و نسبت تنش‌های میانی به نمونه‌ی استوانه‌ی توخالی اعمال و کارایی مدل عددی در شرایط بارگذاری‌های مختلف بررسی شده است. مقایسه‌ی نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی با نتایج آزمایشگاهی، نشان‌دهنده‌ی تطابق مناسب نتایج تحلیل عددی با نتایج آزمایشگاهی و کارایی روش استفاده شده برای در نظر گرفتن ناهمسانی خاک در مدل‌های عددی است.

mohamadzadeh@bzt.e.ac.ir  
saffarian.j@gmail.com  
rzakeri@email.kntu.ac.ir  
razeghi@iust.ac.ir  
keykha@bzt.e.ac.ir

واژگان کلیدی: ناهمسانی، زاویه‌ی تنش‌های اصلی، آزمایش پیش استوانه‌ی توخالی، آباکوس، سابروتین USDFLD.

## ۱. مقدمه

در دهه‌های اخیر، مطالعات متعددی در زمینه‌ی رفتار ناهمسان ماسه با چرخش تنش‌های اصلی توسط دستگاه پیش استوانه‌ی توخالی صورت پذیرفته است. بخش قابل توجهی از آن‌ها،<sup>[۱-۱۰]</sup> با انجام مطالعات آزمایشگاهی به بررسی رفتار ناهمسان ماسه در شرایط مختلف پرداخته و دریافته‌اند که خاک ناهمسان است و معمولاً با چرخش زاویه‌ی تنش اصلی بیشینه از راستای رسوب‌گذاری، مقاومت برشی و سختی خاک تغییر می‌کند. خاک در بیشتر مدل‌های رفتاری رایج، محیطی همسان در نظر گرفته می‌شود. همچنین پارامترهای مدل براساس آزمایش سه‌محوری فشاری که تنش اصلی بیشینه در راستای قائم است، تعیین می‌شوند. اما در واقعیت، خاک با توجه به عواملی، مانند نحوه‌ی رسوب‌گذاری و تاریخچه‌ی تنش‌های وارده،

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۹/۱۲/۹، اصلاحیه ۱۴۰۰/۸/۲۲، پذیرش ۱۴۰۰/۹/۱۵.

DOI:10.24200/J30.2021.57689.2927

در سال‌های اخیر، در زمینه‌ی تعمیم مدل‌های رفتاری برای مدل‌سازی رفتار ناهمسان خاک، مطالعات متعددی صورت پذیرفته است.<sup>[۱۱-۱۷]</sup> دافالیاس و منظری<sup>۱</sup> (۲۰۰۴)<sup>[۱۸]</sup> یک مدل کشسان - خمیری حالت بحرانی براساس حالت خمیری سطح مرزی برای مطالعه‌ی رفتار برشی سیکلی و استاتیک ماسه‌ها ارائه کردند که توسعه یافته‌ی مدل اخیر ایشان،<sup>[۱۹]</sup> در سال ۱۹۹۷ بوده و در آن آثار تغییر یافت برای خاک در نظر گرفته شده است. مدل دافالیاس و منظری، با عنوان SANISAND،<sup>۱۹</sup> پارامتر مصالح و پارامتر حالت دارد. در شکل ۲، نتایج به‌دست آمده از مدل

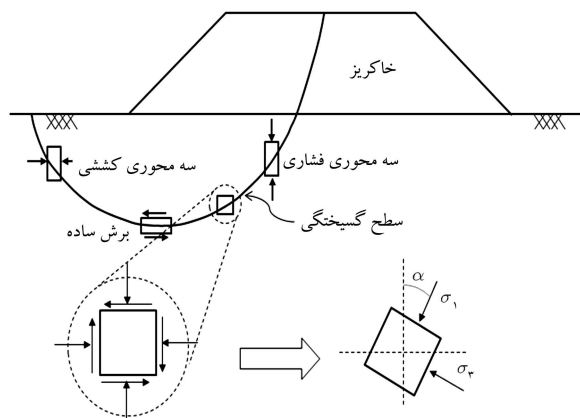
همین دلیل مدل رفتاری مذکور، حالت خمیری ماسه با محدوده‌ی کشسان صفر<sup>۶</sup> نام گرفته و پسوند Z به مدل اضافه شده است. ایشان با به‌کارگیری مدل‌های رفتاری SANISAND و SANISAND-Z در مدل‌سازی عددی و مقایسه‌ی نتایج آن‌ها دریافتند که در بارگذاری‌های مونوتونیک، تفاوت چندانی در نمودارهای تنش - کرنش و تنش انحرافی - تنش متوسط ( $q - P'$ ) مشاهده نمی‌شود، ولی در بارگذاری‌های سیکلی، رفتار خاک در صفحه‌ی  $\pi$  بهبود می‌یابد.

یکی از ضعف‌های مدل SANISAND، در نظر نگرفتن صحیح ناهمسانی بافت یا همان ناهمسانی ذاتی بوده است که در سال ۲۰۱۹ توسط پتالاس<sup>۷</sup> و همکاران، [۱۷] و با بهبود پژوهش گائو و همکاران (۲۰۱۴)، مدل با عنوان SANISAND-F اصلاح شد که در آن چند پارامتر با عنوان پارامترهای دسته‌ی F اضافه شده است که بیانگر بافت خاک است و در قسمت‌های مختلف مدل رفتاری SANISAND خصوصاً در روابط سخت‌شوندگی تأثیرگذار هستند. یکی از معایب مدل مذکور، وجود ۴ پارامتری است که فقط با سعی و خطا تعیین می‌شوند و مبنای تئوری یا آزمایشگاهی مشخصی ندارند.

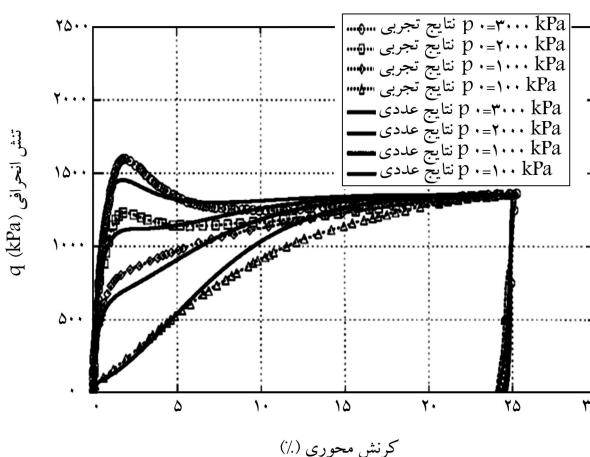
یکی دیگر از ضعف‌های مدل رفتاری SANISAND-F، در نظر نگرفتن اثر چرخش پیوسته‌ی تنش‌های اصلی است، لذا مجدداً مدل رفتاری مذکور توسط پتالاس و همکاران، [۲۱] در سال ۲۰۱۹ به‌روز شد و این موضوع نیز به آن اضافه شده است. در مدل رفتاری اخیر، که نام آن SANISAND-FN است، چرخش تنش‌های اصلی در مدل کشسانی، اتساع و اثر ناهم‌راستایی تأثیرگذار است. چرخش زاویه‌ی تنش‌های اصلی به تنهایی تأثیری در خطوط شماتیک سطوح تسلیم، بحرانی، اتساع و مرزی نداشته است؛ اما به همراه پارامترهای ناهمسانی ذاتی باعث تغییر شکل نمودارهای مذکور شده است. مطالعات پتالاس و همکاران نشان داد که در نظر گرفتن اثر چرخش پیوسته‌ی تنش‌های اصلی در مدل رفتاری SANISAND-FN باعث بهبود نتایج و نزدیک شدن پاسخ مدل رفتاری به نتایج تجربی شده است.

یکی از مهم‌ترین مشکلاتی که در استفاده از مدل‌های رفتاری مشابه سری SANISAND وجود دارد، دشواری اعمال آن‌ها در نرم‌افزارهای رایج و تجاری و همچنین پیچیدگی کالیبراسیون آن‌ها به دلیل تعدد پارامترهای کالیبراسیون است. بنابراین در برخی مطالعات پیشین، مدل‌های رفتاری رایج، مانند دراکر - پراگر برای در نظر گرفتن رفتار ناهمسان توسعه یافته‌اند. بنت<sup>۸</sup> و همکاران (۲۰۱۹)، [۲۲] مدل رفتاری دراکر - پراگر با کپ توسعه یافته را برای ناهمسانی در سنگ ارائه کردند. کالیبراسیون مدل ایشان براساس نتایج آزمایش‌های سه‌محوری سنگ انجام شده بر روی نمونه‌های سنگ آهک صورت پذیرفته است. فرانکوئیس<sup>۹</sup> و همکاران (۲۰۱۱)، [۲۳] نیز با استفاده از مدل رفتاری دراکر - پراگر توسعه یافته‌ی سخت‌شونده، رفتار ناهمسان سنگ‌های رسوبی نرم را مطالعه کردند. ایشان علاوه بر اصلاح تانسور سختی برای رفتار ناهمسان، ضریب چسبندگی سنگ‌ها را نیز به صورت وابسته به زاویه‌ی تنش‌های اصلی با در نظر گرفتن سه زاویه‌ی صفر (عمود بر لایه‌ها) ۴۵ و ۹۰ (موازی لایه‌ها) درجه در نظر گرفتند. تغییرات ضریب چسبندگی برای سایر زوایا نیز به صورت درون‌یابی خطی منظور شده است.

تاکنون مطالعات متعددی در زمینه‌ی توسعه‌ی مدل‌های رفتاری برای اعمال ناهمسانی در رفتار ماسه‌ها انجام شده است. اما در اغلب آن‌ها، رفتار ناهمسان در شرایط زهکشی نشده مطالعه شده است. در حالی که بررسی رفتار خاک‌های ماسه تحت بارهای استاتیکی در شرایط زهکشی شده نیز می‌تواند حائز اهمیت باشد. علی‌رغم ارائه‌ی مدل‌های رفتاری متعدد در زمینه‌ی ناهمسانی خاک، همچنان محدودیت‌هایی به این شرح در آن‌ها وجود دارد:



شکل ۱. تغییر راستای تنش اصلی بیشینه ( $\sigma_1$ ) در بستر خاک‌ریز. [۱۷]



شکل ۲. مقایسه‌ی نتایج مدل رفتاری دافالیاس و منظری با نمونه‌های آزمایشگاهی ماسه‌ی توپورا با نسبت تخلخل اولیه‌ی ۰/۹۰۷. [۱۸]

مذکور با نتایج آزمایشگاهی در شرایط زهکشی نشده مقایسه شده است. مدل رفتاری دافالیاس و منظری، به دلیل ماهیت سیکلی که در آن تعبیه شده است، بیشتر از آنکه برای بررسی ناهمسانی در مسائل استاتیکی استفاده شود، برای پیش‌بینی احتمال روان‌گرایی استفاده شده است.

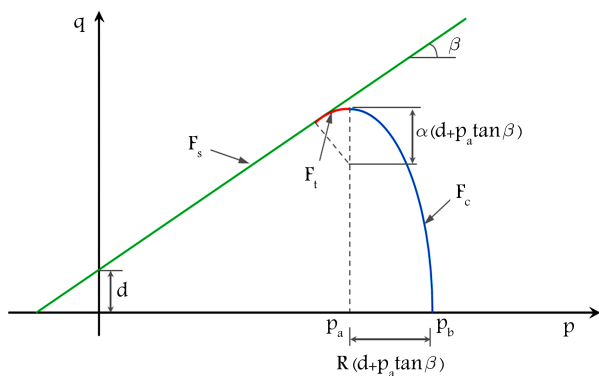
گائو<sup>۲</sup> و همکاران (۲۰۱۴)، [۱۴] برای مطالعه‌ی ناهمسانی ذاتی از تانسور نسبت تنش انحرافی نرمال شده و ماتریس بافت استفاده کرده‌اند. ایشان در مدل رفتاری اخیر، پس از بارگذاری خمیری فرض کرده‌اند که راستای نرمال بافت خاک به‌طور پیوسته به سمت جهت بارگذاری گرایش پیدا می‌کند. همچنین ایشان یک تئوری کاملاً جدید و متفاوت از تئوری‌های کلاسیک برای نقش بافت در توصیف پاسخ ماسه در حالت بحرانی ارائه کرده‌اند. در مدل مذکور، هنگامی که وضعیت خاک به حالت بحرانی می‌رسد، علاوه بر تنش و نسبت تخلخل، بافت خاک نیز به یک حالت بحرانی می‌رسد.

دافالیاس و طبیات<sup>۳</sup> (۲۰۱۶)، [۲۰] ویرایش جدیدی از مدل رفتاری خانواده‌ی SANISAND به نام SANISAND-Z ارائه دادند و سعی کردند با تغییر رویه از حالت خمیری سطح مرزی<sup>۴</sup> به حالت خمیری تعمیم یافته<sup>۵</sup>، عملکرد مدل رفتاری را بهبود بخشند. در مدل رفتاری دافالیاس و منظری (۲۰۰۴)، [۱۸] یک ناحیه‌ی کوچک در هر مسیر تنش به عنوان ناحیه‌ی کشسان معرفی شده بود که در مدل ارائه شده توسط دافالیاس و طبیات، ناحیه‌ی اخیر به مقدار صفر کاهش یافته و به

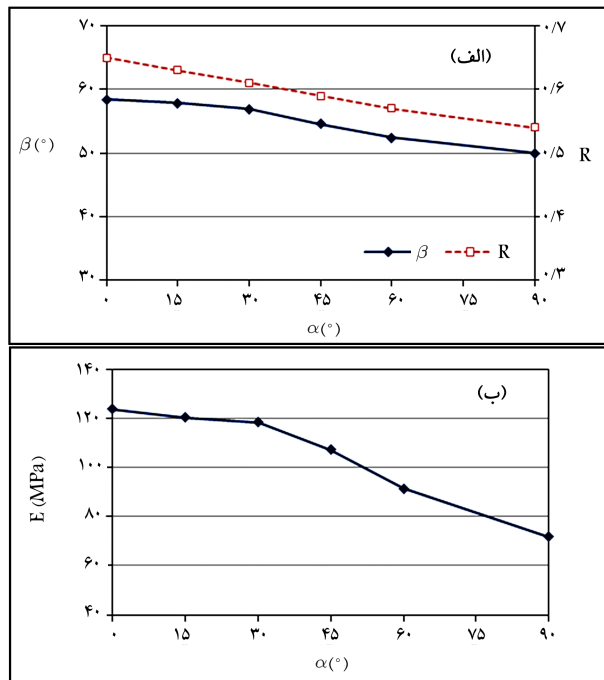
سخت‌شوندگی تبعیت می‌کند و از تنش پیش‌تحکیمی ( $P_b$ ) شروع می‌شود. انحنای کپ به پارامتر  $R$  وابسته است و با افزایش  $R$  کاهش می‌یابد. صفحه‌ی  $F_t$  یک ناحیه‌ی انتقالی است که دو سطح قبلی را به طرز مناسبی به هم متصل می‌کند، تا خطایی در محاسبات رخ ندهد. سطح مذکور با پارامتر  $\alpha_t$  تعریف می‌شود. تا زمانی که شرایط تنش در درون سه سطح اشاره شده باشد، رفتار ماده، به صورت کشسان است و از قانون هوک تعمیم‌یافته تبعیت می‌کند. در قسمت کشسان، مصالح از قانون کشسانی غیرخطی تبعیت می‌کنند و برای بیان رفتار از مدول بالک  $K$ ، مدول برشی  $G$ ، یا مدول کشسانی  $E$  استفاده می‌شود.

## ۲.۲. پارامترهای مدل

مدل رفتاری دراکر - پراگر توسعه‌یافته با کپ،  $\delta$  پارامتر ورودی اختصاصی دارد که در جدول ۱ معرفی شده‌اند. پارامترهای  $\beta$  و  $R$  همانند مدول کشسانی  $E$  تابعی از زاویه‌ی تنش اصلی بیشینه نسبت به راستای رسوب‌گذاری  $\alpha$  هستند که مقادیر استفاده شده در مدل‌سازی به صورت نمودار در شکل ۴ مشاهده می‌شوند. پارامتر



شکل ۳. سطوح تسلیم در مدل رفتاری دراکر پراگر توسعه‌یافته با کپ. [۲۴]



شکل ۴. پارامترهای مربوط به مدل رفتاری براساس زاویه‌ی تنش‌های اصلی.

در برخی از مدل‌های رفتاری اخیر که در آن‌ها از ماتریس بافت استفاده شده است، تعیین ماتریس بافت با انجام آزمایش‌های معمول ژئوتکنیکی ممکن نیست و نیاز به انجام مطالعات ویژه برای تعیین بردار نرمال سطح تماس دانه‌های ماسه است.

- در تمامی مدل‌های رفتاری گذشته، پارامترهای متعددی وجود دارند، که منشأ آزمایشگاهی ندارند و باید به صورت سعی و خطا به دست بیایند.
- کالیبراسیون اغلب مدل‌های رفتاری کامل‌تر که در سال‌های اخیر ارائه شده‌اند، به دلیل تعداد زیاد پارامترها بسیار سخت است. به عنوان مثال، مدل رفتاری SANISAND-FN، ۲۳ پارامتر ورودی دارد و برای به دست آوردن آن‌ها باید چندین آزمایش انجام شود. همچنین وجود ۴ پارامتر که باید به صورت همزمان با سعی و خطا همگرا شوند، کار کالیبراسیون را مشکل می‌کنند.

مشکلات و پیچیدگی‌های موجود در مدل‌های رفتاری اخیر، باعث شده است که مهندسان ژئوتکنیک معمولاً در مدل‌سازی‌های عددی از اثر ناهمسانی چشم‌پوشی کنند و مطالعات را با مدل‌های رفتاری مرسوم در شرایط همسان انجام دهند. بنابراین وجود یک مدل رفتاری با کمینه‌ی این شرایط، جهت در نظر گرفتن تأثیر ناهمسانی خاک در پروژه‌های اجرایی ضروری است:

-- تا حد ممکن آثار ناهمسانی را در نظر بگیرد.

-- مفاهیم استفاده شده در آن ساده باشد.

-- تعداد پارامترهای آن کم و کالیبراسیون آن ساده باشد.

-- امکان معرفی آن به نرم‌افزارهای عددی رایج وجود داشته باشد.

در پژوهش حاضر سعی شده است یک راهکار عملی برای در نظر گرفتن آثار ناهمسانی در رفتار زهکشی ماسه‌ها ارائه شود. در این راستا، با بهره‌گیری از امکانات موجود در نرم‌افزارهای عددی رایج و با استفاده از مدل رفتاری رایج دراکر - پراگر<sup>۱۱</sup> توسعه‌یافته، یک روش کاربردی برای ارزیابی عددی رفتار ناهمسان ماسه ارائه شده است. برای بررسی رفتار ناهمسان خاک، با کدنویسی در فضای نرم‌افزار عددی، ضریب ناهمسانی مستقیماً در پارامترهای مصالح و مستقلاً برای هر المان خاک با توجه به شرایط تنش آن اعمال شده است.

## ۲. مدل رفتاری و پارامترهای مدل

### ۱.۲. مدل دراکر - پراگر

مدل دراکر - پراگر از جمله مدل‌های قدیمی است که استفاده از آن در مطالعات علمی و اجرایی رایج است. مدل دراکر - پراگر توسعه‌یافته با کلاهدک<sup>۱۱</sup> از آخرین مدل‌های ویرایش شده‌ی مدل دراکر - پراگر است که معمولاً در نرم‌افزارهای ژئوتکنیکی نیز به صورت پیش‌فرض موجود است و نیازی به معرفی به نرم‌افزارهای ژئوتکنیکی از طریق کدنویسی ندارد. مدل اخیر به دلیل توانایی در بررسی مسیر تنش و تاریخچه‌ی تنش، اتساع و در نظر گرفتن نسبت تنش اصلی میانی  $b$  در مسائل مختلف ژئوتکنیکی استفاده می‌شود. همان‌طور که در شکل ۳ مشاهده می‌شود، مدل رفتاری دراکر پراگر توسعه‌یافته با کپ در فضای  $q - p$  شامل ۳ رویه‌ی مختلف برای سطح تسلیم است. قسمت ابتدایی  $F_s$ ، سطح گسیختگی برشی است که یک سطح خمیری کامل و بدون سخت‌شوندگی است و با دو پارامتر شیب ( $\beta$ ) و عرض از مبدا ( $d$ ) تعریف می‌شود. بخش منحنی شکل  $F_c$  به کلاهدک یا کپ معروف است که از قانون

جدول ۱. پارامترهای ورودی مدل رفتاری دراکر - پراگر توسعه یافته با کپ.

مقدار پارامترها در این تحقیق	رابطه محاسبه یا محدوده تغییرات	پارامتر	
		عنوان	تعریف
۵۸/۴ - ۵۰ درجه مطابق شکل ۴الف	$\tan \beta = \frac{\epsilon \sin \phi'}{\tau - \sin \phi'}$	$\beta$	پارامتر وابسته به زاویه اصطکاک داخلی خاک
۳ کیلو پاسکال	$d = \frac{1 \lambda c' \cos \phi'}{\tau - \sin \phi'}$	$d$	پارامتر وابسته به زاویه به چسبندگی خاک
۰/۰۱	محدوده آن بین ۰/۰۱ تا ۰/۰۵ است	$\alpha_t$	پارامتری مربوط به ناحیه انتقال که نحوه‌ی کالیبره آن سعی و خطا می‌باشد مدل رفتاری به این پارامتر خیلی حساس نیست.
۰/۵۴ - ۰/۶۵ مطابق شکل ۴الف	این پارامتر در بازه ۰/۰۰۱ تا ۱۰۰۰ قابل تعریف است	$R$	پارامتر مربوط به انحنای کپ که تأثیر مستقیم در شعاع کپ دارد.
۲۰۰ کیلو پاسکال	با توجه به تنش پیش تحکیمی تعیین می‌شود.	$P_b$	پارامتر وابسته به تنش پیش تحکیمی که مشخص‌کننده آغاز کپ در فضای $q - P$ می‌باشد.

اختصاص یافته است که عملاً تأثیر چندانی در نتایج تحلیل‌های عددی نداشته است.

### ۳. اعمال ناهمسانی در مدل عددی

در نرم‌افزار آباکوس<sup>۱۲</sup> سابروتین‌های مختلفی وجود دارد که هر یک در قسمت‌های خاصی از نرم‌افزار کاربرد دارند. با استفاده از سابروتین UMAT، مصالح جدید و یا مدل رفتاری جدیدی به آباکوس معرفی می‌شود. سابروتین USDFLD، مخفف عبارت User Defined Field، سابروتینی برای وابسته‌سازی پارامترهای یک مدل رفتاری موجود و یا معرفی شده با UMAT به پارامترهای دلخواه و محاسبه‌پذیر در آباکوس است.

در پژوهش حاضر، پارامترهای مربوط به سطح تسلیم شامل  $\beta$ ،  $R$  و پارامتر مدول کشسانی  $E$  به صورت تابعی از زاویه تنش‌های اصلی  $\alpha$  با کدنویسی در سابروتین USDFLD در نرم‌افزار آباکوس تعریف شده‌اند. سابروتین کدنویسی شده در پژوهش حاضر، USDANISO نامیده شده و در ادامه‌ی پژوهش از نام اخیر استفاده شده است. در شکل ۵، فلوچارت مربوط به سابروتین USDANISO مشاهده می‌شود. وظیفه‌ی سابروتین USDANISO، تعیین زاویه تنش اصلی بیشینه در هر گام زمانی از تحلیل برای هر المان با توجه به تنش‌های عمودی و برشی وارد بر آن است. در ادامه، با توجه به مقدار  $\alpha$  در هر المان خاک، پارامترهای مصالح توسط سابروتین

$\beta$  به زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک وابسته است. در مطالعات آزمایشگاهی مقادیر زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک  $\phi$  فقط در یک تنش و با فرض صفر بودن عرض از مبدأ پوش موهر - کولمب ( $c = 0$ ) ارائه شده است. بنابراین نمودار مربوط به پارامتر  $\beta$  براساس نمودارهای تغییرات مقاومت برشی نسبت به  $\alpha$  که از مطالعات آزمایشگاهی به دست آمده،<sup>[۲۵]</sup> کالیبره شده است. براساس نتایج آنالیزهای حساسیت، در مرحله‌ی بارگذاری که شرایط تنش در خارج از کپ اولیه قرار دارد، با دور شدن از کپ اولیه، نمودار تنش - کرنش رفتار نرم‌تری را نشان می‌دهد. بنابراین شکل کپ، که با پارامتر  $R$  تعریف می‌شود، در انحنای نمودار تنش - کرنش تأثیرگذار است. از این رو در مدل رفتاری، پارامتر  $R$  با کالیبراسیون نمودارهای تنش - کرنش به دست آمده است. پارامتر  $E$ ، مدول کشسانی مصالح در زیر سطح تسلیم است که براساس نمودارهای تنش - کرنش کالیبره می‌شود. در مطالعات حاضر، مسیر تنش شامل تحکیم همسان و بدون بار برداری بوده و مسیر تنش در مرحله‌ی بارگذاری در خارج از سطح تسلیم اولیه واقع شده است. بنابراین نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی، حساسیت چندانی به پارامتر  $E$  نداشتند. پارامتر  $P_b$  بیانگر تنش هم‌جانبه در مرحله‌ی تحکیم است، که در پژوهش حاضر با توجه به شرایط تنش‌های اولیه و تحکیم همسان برابر با ۲۰۰ کیلو پاسکال بوده است. پارامتر  $d$  به چسبندگی خاک وابسته است. آزمایش‌های مقایسه شده در پژوهش حاضر بر روی ماسه‌ی تمیز و بدون چسبندگی انجام شده است. بنابراین در مدل‌های عددی فقط به منظور جاوگیری از خط‌های نرم‌افزاری به پارامتر مقدار ۳ کیلو پاسکال

جدول ۲. خلاصه‌ی آزمایش‌های استفاده شده در مقایسه‌ها.

Test Code	$\sigma'_{mc}$ (kPa)	$D_r$ (%)	$\gamma_d$ ( $kN/m^3$ )	$e_0$	$\alpha$	$b$
A-0	200	49	14/97	0/742	0	0
A-15	200	50	14/97	0/742	15	0
A-30	200	51	15/00	0/738	30	0
A-45	200	52	15/05	0/733	45	0
B-15	200	54	15/10	0/727	15	0/07
B-30	200	53	15/08	0/729	30	0/25
B-45	200	54	15/11	0/726	45	0/5
B-60	200	54	15/10	0/727	60	0/75
B-90	200	54	15/11	0/726	90	1

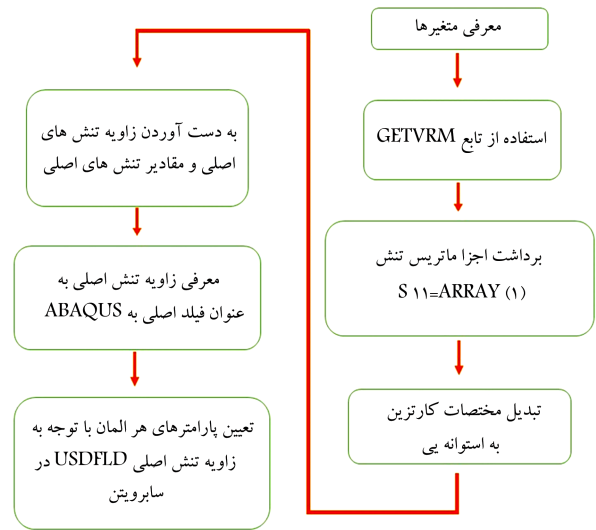
محمدزاده (۲۰۱۴)، [۲۵] بر روی ماسه‌ی فیروزکوه ۱۶۱ استفاده شده است. در آزمایش مذکور، گشتاور پیچشی ( $T$ )، نیروی قائم ( $F_v$ )، فشار سلول خارجی ( $P_o$ ) و فشار سلول داخلی ( $P_i$ ) قابل کنترل و اندازه‌گیری هستند. با اعمال بارهای مذکور، شرایط تنش در هر المان از نمونه‌ی استوانه‌ی توخالی شامل تنش‌های محوری  $\sigma_z$ ،  $\sigma_r$  و  $\sigma_\theta$  و تنش برشی  $\tau_{\theta z}$  قابل تعریف هستند. بر این اساس در حین آزمایش زاویه‌ی تنش‌های اصلی  $\alpha$  و نسبت تنش میانی  $b$  تعیین و کنترل می‌شوند. در جدول ۲، مشخصات آزمایش‌های انجام شده توسط محمدزاده [۲۵] که در پژوهش حاضر برای کالیبراسیون و صحت‌سنجی به کار رفته‌اند، ارائه شده است. آزمایش‌های اخیر در دو سری انجام شده‌اند. در سری A، نسبت تنش میانی مشابه سه‌محوری فشاری برابر با صفر در نظر گرفته شده است. در آزمایش‌های سری B، در طول بارگذاری، فشار سلول‌های داخلی و خارجی با هم برابر هستند و نسبت تنش میانی به صورت  $b = \sin^2 \alpha$  به زاویه‌ی تنش‌های اصلی وابسته است. در جدول ۲،  $\sigma'_{mc}$  تنش مؤثر متوسط در مرحله‌ی تحکیم،  $D_r$  چگالی نسبی،  $\gamma_d$  وزن مخصوص خشک و  $e_0$  نسبت منافذ خاک در شرایط اولیه هستند. ماسه‌ی استفاده شده در آزمایش‌های اخیر، ماسه‌ی فیروزکوه ۱۶۱ با چگالی ویژه  $G_s = 2/658$ ، نسبت منافذ بیشینه  $e_{max} = 0/913$  و نسبت منافذ کمیته  $e_{min} = 0/568$  بوده است.

نمونه‌ی آزمایش شده، استوانه‌ی توخالی به ارتفاع ۲۰ سانتی‌متر، قطر خارجی ۱۰ سانتی‌متر و قطر داخلی ۶ سانتی‌متر بوده است. در آزمایش‌های انجام شده، نمونه از دو سمت بالا و پایین با سطوح صلب فلزی به صورت گیردار در راستاهای قائم ( $z$ ) و تانژانتی ( $\theta$ ) تماس داشته است. در شکل ۶، مسیر تنش اعمالی در آزمایش‌ها مشاهده می‌شود. نمونه‌ها تحت تنش‌های اولیه‌ی همسان تحکیم یافته و سپس در مسیر تنش مشابه سه‌محوری (شیب ۳ به ۱) تحت زوایای مختلف تنش‌های اصلی بارگذاری شده‌اند. در مدل عددی نیز همین مسیر تنش مد نظر قرار گرفته است.

#### ۲.۴. مدل‌سازی پیچش استوانه‌ی توخالی در نرم‌افزار آباکوس

در پژوهش حاضر، استوانه‌ی توخالی تحت تنش‌های برشی و قائم و فشار همه‌جانبه به صورت سه‌بعدی در مختصات استوانه‌ی مدل‌سازی شده است. مراحل مدل‌سازی در نرم‌افزار آباکوس به این صورت مدنظر قرار گرفته است:

- گام اول، تعریف هندسه‌ی مدل: شامل: استوانه‌ی توخالی با ارتفاع ۲۰ سانتی‌متر، شعاع داخلی ۳ سانتی‌متر و شعاع خارجی ۵ سانتی‌متر.



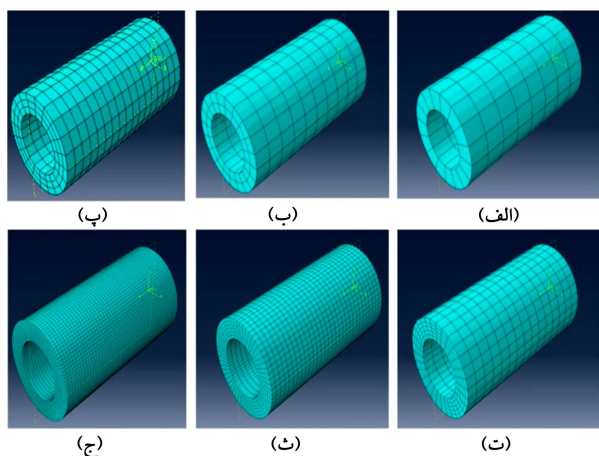
شکل ۵. فلوچارت سابروتین کدنویسی شده‌ی USDANISO.

اختصاص داده می‌شوند. تغییرات پارامترهای مصالح نسبت به  $\alpha$  مطابق شکل ۴ تعریف شده است. در نرم‌افزار آباکوس، کاربرد براساس نمودارهای شکل ۴، مقادیر پارامترهای  $\beta$ ،  $R$  و  $E$  را برای چندین زاویه‌ی مختلف  $\alpha$  به صورت یک جدول وارد می‌کند. در هنگام تحلیل، سابروتین USDANISO برای تعیین پارامترهای مصالح در هر المان با تغییر زاویه‌ی تنش اصلی  $\alpha$  از درون‌یابی استفاده می‌کند. بنابراین با استفاده از سابروتین USDANISO، در هر گام زمانی از تحلیل، هر کدام از المان‌ها می‌توانند خصوصیات مصالح متفاوتی داشته باشند. این خصوصیات تابع زاویه‌ی تنش‌های اصلی هستند و با تعریف توابع مناسب  $\beta(\alpha)$ ،  $R(\alpha)$  و  $E(\alpha)$  یا نمودارهای مناسب مشابه شکل ۴ براساس نتایج آزمایشگاهی می‌توان رفتار ناهمسان خاک را هم در پارامترهای سطح تسلیم و هم ضریب ارتجاعی به صورت عددی مدل‌سازی کرد.

#### ۴. مدل‌سازی آزمایش پیچش استوانه‌ی توخالی

##### ۱.۴. آزمایش‌های پیچش استوانه‌ی توخالی

در پژوهش حاضر، از نتایج آزمایش‌های پیچش استوانه‌ی توخالی انجام شده توسط



شکل ۷. انواع مش بندی در آزمایش پیچش استوانه‌ای توخالی جهت آنالیز مش با تعداد المان‌های: الف) ۱۲۸ (ب) ۴۰۰ (پ) ۱۰۲۰ (ت) ۲۲۵۰ (ث) ۱۰۸۰۰ (ج) ۳۶۰۰۰.

بوده است که مخصوص محیط‌های متخلخلی همچون خاک است. در آباکوس برای تحلیل‌های استاتیکی معمولاً از روش مش بندی لاگرانژی استفاده می‌شود. اما در روش لاگرانژی، در تغییرشکل‌های بزرگ یا پیچیده، مش‌ها دچار اعوجاج می‌شوند، که باعث بروز خطا در نرم‌افزار یا ارائه نتایج نامناسب می‌شود. در پژوهش حاضر، برای مش بندی از روش ALE<sup>۱۳</sup> استفاده شده است. روش ALE، همانند روش لاگرانژی اجازه‌ی ایجاد مش‌های خالی از ماده را نمی‌دهد و از طرفی با استفاده از مش بندی مجدد<sup>۱۴</sup>، مش‌های منظم شبیه روش اولیری دارد.

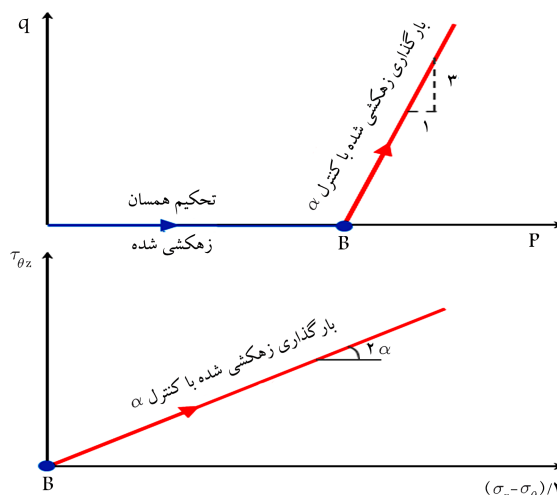
- گام هفتم: فراخوانی کد سابروتین USDANISO و شروع تحلیل.

## ۵. بررسی پارامترهای کنترلی و صحت‌سنجی نتایج

کالیبراسیون مدل براساس نتایج آزمایش‌های سری A و با مقایسه‌ی نمودارهای تنش - کرنش صورت پذیرفته است. در نهایت، پارامترهای مدل رفتاری براساس مقایسه‌های صورت گرفته (جدول ۱) تعیین شده‌اند (شکل ۴). قبل از بررسی منحنی‌های تنش - کرنش و بررسی میزان تطبیق نتایج عددی با نتایج آزمایشگاهی، مسیر تنش و پارامترهای  $\alpha$  و  $b$  کنترل شده است. همچنین از صحت عملکرد مدل عددی در خصوص پارامترهای کنترلی اطمینان حاصل شده است.

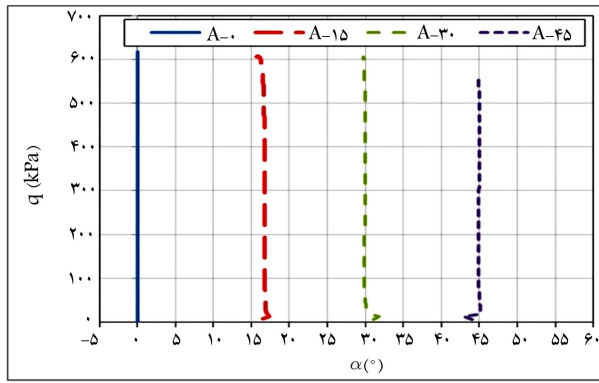
### ۱.۵. کنترل مسیر تنش

مطالعات آزمایشگاهی در شرایط کنترل تنش صورت گرفته است. بنابراین در مدل عددی نیز سعی شده است که در تمامی گام‌های زمانی بارگذاری، تنش‌های اعمالی دقیقاً کنترل شوند. در شکل ۸، مسیر تنش آزمایشگاهی با مسیر تنش اعمال شده در مدل عددی برای زوایای  $\alpha = 0^\circ, 30^\circ$  مقایسه شده است. مسیر تنش مشابه سه محوری فشاری و با شیب ۳ به ۱ است. همان‌گونه که در شکل ۸ مشاهده می‌شود، در مدل عددی، مسیر تنش از شروع بارگذاری انحرافی تا لحظه‌ی گسیختگی، کاملاً بر خط با شیب ۳ به ۱ مطابق بوده است. البته برای  $\alpha = 0^\circ$  تا حدودی عدم تطابق با مسیر تنش آزمایشگاهی به خصوص در تنش‌های بالا مشاهده می‌شود که به نتایج آزمایشگاهی مربوط است و معمولاً در مطالعات تجربی، انحراف نسبی از مسیر تنش هدف بنا به دلایل تجربی دور از انتظار نیست. مقایسه‌های صورت گرفته

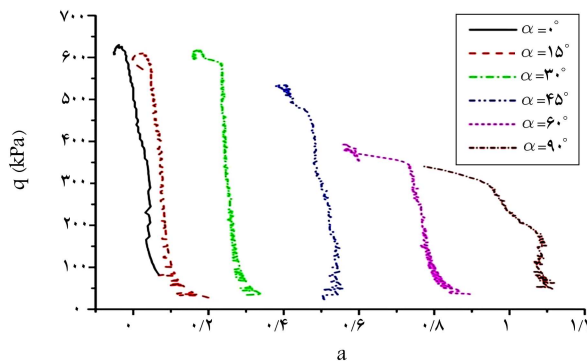


شکل ۶. مسیر تنش آزمایش‌های انجام شده بر روی نمونه‌های تحت تحکیم همسان سری‌های A و B.

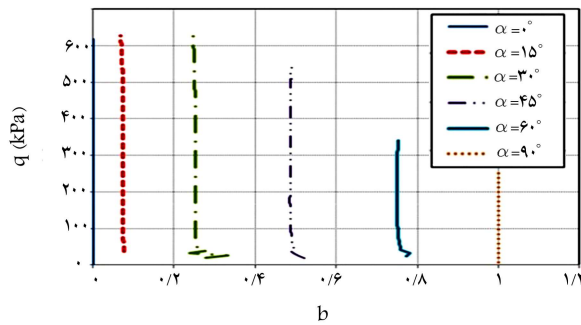
- گام دوم، معرفی مصالح و مدل رفتاری: در شکل ۴، حدود پارامترهای وابسته‌ی استفاده شده در پژوهش حاضر برای مدل رفتاری دراکر - پراگر توسعه یافته با کپ مشاهده می‌شود.
- گام سوم، معرفی مراحل حل مسئله: در پژوهش حاضر، حل مسئله در دو مرحله‌ی تحکیم و بارگذاری انجام شده است. در هر دو مرحله، حل مستقیم و از نوع Soil و ماتریس سختی نامتقارن در نظر گرفته شده است. همچنین برای همگرایی نتایج، از روش حل نیوتن استفاده شده است.
- گام چهارم، مونتاژ قطعات: در مدل سازی استوانه‌ی توخالی، به دلیل وجود فقط یک قطعه، انصالی وجود نداشته و فقط به معرفی نقطه‌ی کویل برای اعمال لنگر در گام بعدی بسته شده است.
- گام پنجم، بارگذاری و شرایط مرزی: پس از تغییر سیستم مختصات از حالت پیش فرض دکارتی به حالت استوانه‌یی، مشابه شرایط واقعی آزمایش، درجه‌های آزادی مربوط به حرکت‌های قائم و چرخشی در مرز بالایی نمونه بسته شده است. آزمایش‌های استفاده شده در پژوهش حاضر از نوع کنترل تنش بوده و به همین دلیل در مدل سازی، هم تنش‌ها اعمال شده و هم کرنش‌ها اندازه‌گیری شده است. تنش‌های عمودی و برشی به مرز پایینی مدل اعمال شده و به صورت تدریجی افزایش یافته‌اند. زمان بارگذاری مشابه شرایط آزمایشگاهی ۳۰۰۰ ثانیه در نظر گرفته شده و مؤلفه‌های تنش در طول این مدت به صورت خطی نسبت به زمان افزایش یافته‌اند. فشار سلول‌های داخلی و خارجی نیز به صورت هم‌زمان با تنش‌های عمودی و برشی افزایش یافته است. بارگذاری مطابق اطلاعات آزمایشگاهی و مسیر تنش ارائه شده در شکل ۶ اعمال شده است. در هر دو سمت، به نمونه اجازه‌ی زهکشی داده شده است. با توجه به انتخاب شرایط مرزی زهکشی شده در مدل و بالا بودن ضریب نفوذپذیری ماسه‌ی بددانه بندی شده، تغییرات فشار آب حفره‌ی در زمان تحلیل بسیار کم و قابل صرف نظر بوده است.
- گام ششم، مش بندی: به منظور بهینه‌سازی تحلیل عددی از نظر دقت و زمان تحلیل، نیاز به آنالیز مش و تعیین مش بندی بهینه‌ی همگراست. در شکل ۷، مش‌های مختلف بررسی شده در پژوهش حاضر مشاهده می‌شود. با تحلیل همگرایی، مش (پ)، با تعداد ۱۰۲۰ المان با ابعاد حدودی  $7 \times 10$  میلی‌متر انتخاب شده است. نوع مش در پژوهش حاضر از نوع Pore Fluid/Stress



شکل ۱۰. کنترل زاویه‌ی تنش‌های اصلی در آزمایش‌های سری A.



الف) نتایج آزمایشگاهی؛



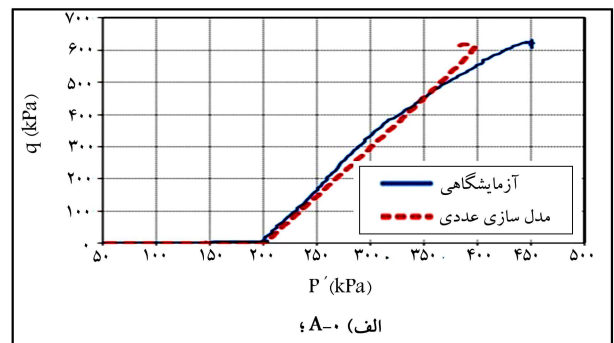
ب) نتایج عددی.

شکل ۱۱. تغییرات نسبت تنش میانی در حین بارگذاری آزمایش‌های سری B: الف) نتایج آزمایشگاهی [۲۵] ب) نتایج عددی.

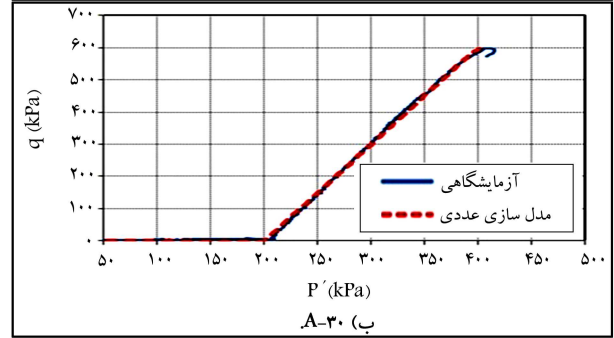
تنش‌های اصلی ( $b = \sin^2(\alpha)$ ) و در آزمایش‌ها متفاوت بوده است، در مدل عددی مقدار  $b$  براساس مقادیر تنش‌های اصلی محاسبه و در شکل ۱۱، تغییرات آن در طول بارگذاری در مدل‌های آزمایشگاهی و عددی ارائه شده است. همان‌طور که انتظار می‌رود به دلیل نبود خطاهای تجربی، نتایج مدل‌سازی نسبت به نتایج آزمایشگاهی با انحراف کمتری همراه بوده و مقدار  $b$  در گام‌های زمانی مختلف تا انتهای تحلیل ثابت باقی مانده است. با توجه به کنترل‌های صورت‌گرفته می‌توان اطمینان حاصل کرد که مسیر تنش، مقادیر و زوایای تنش‌های اصلی به صورت صحیح توسط نرم‌افزار اختصاص داده می‌شوند.

### ۳.۵. کانتور تغییرات مؤلفه‌های تنش و کرنش

در تحلیل‌های عددی جهت اطمینان از صحت مدل‌سازی، کانتورهای مؤلفه‌های

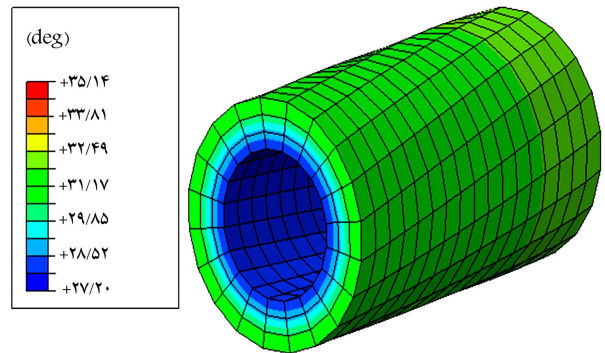


الف) A-۰؛



ب) A-۳۰؛

شکل ۸. مقایسه‌ی مسیر تنش اعمالی در شرایط آزمایشگاهی و مدل عددی برای آزمایش‌های: الف) A-۰ و ب) A-۳۰.



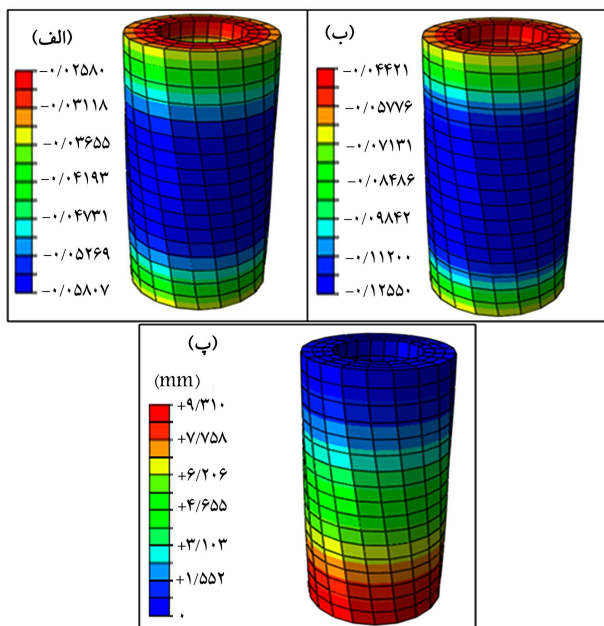
شکل ۹. کنترل زاویه تنش اصلی در آزمایش A-۳۰.

بیانگر عملکرد مناسب مدل عددی در اعمال صحیح تنش‌ها در گام‌های زمانی مختلف بارگذاری است.

### ۲.۵. کنترل پارامترهای $\alpha$ و $b$

در شکل ۹، تغییر شکل نمونه و کانتور تغییرات زاویه‌ی تنش اصلی بیشینه در نقاط مختلف نمونه برای آزمایش A-۳۰ با  $\alpha = 30^\circ$  در آستانه‌ی گسیختگی مشاهده می‌شود که مطابق آن، تغییرات  $\alpha$  در المان‌های مختلف در راستای شعاع استوانه‌ی توخالی در حدود ۲۷/۵ تا ۳۲/۵ درجه است که نسبت به مقدار هدف ( $\alpha = 30^\circ$ ) میزان بیشینه‌ی ۲/۵ درجه اختلاف دارد. در راستای ارتفاع استوانه، اختلاف زاویه‌ی تنش کمتر از ۱ درجه و برای المان‌های میانی، مقدار خطا بسیار کمتر و نزدیک به صفر بوده است. در شکل ۱۰، تغییرات زاویه‌ی تنش در حین بارگذاری برای تمامی آزمایش‌های سری A به صورت میانگین تمامی المان‌های میانی ارائه شده است که مطابق آن، زوایا در طول بارگذاری بدون تغییر، ثابت باقی مانده‌اند. از آنجا که در آزمایش‌های سری B، نسبت تنش میانی ( $b$ ) تابعی از زاویه‌ی



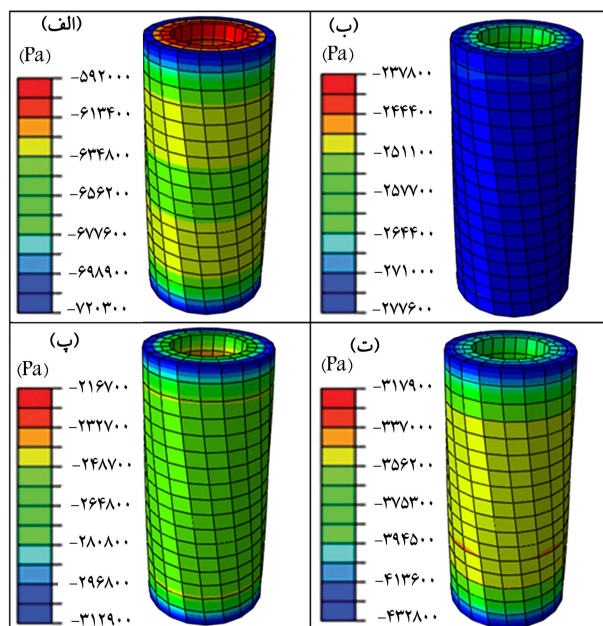


شکل ۱۳. کانتورهای تغییرات در آزمایش A-30 در آستانه‌ی گسیختگی.

نتایج به دست آمده از مدل‌سازی عددی در پژوهش حاضر، تطابق بسیار خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارند. بنابراین می‌توان گفت که با استفاده از سابروتین USDANISO، کالیبراسیون مدل رفتاری دراکر - پراگر برای در نظر گرفتن آثار ناهمسانی به راحتی و با استفاده از ۳ پارامتر قابل انجام است و روش عددی استفاده شده در پژوهش حاضر می‌تواند تأثیر ناهمسانی را در مقاومت برشی و رفتار تنش - کرنش خاک با دقت خوبی پیش‌بینی کند.

در حل مسائل ژئوتکنیکی معمولاً از نتایج آزمایش سه‌محوری فشاری استفاده می‌شود، که در آن تنش اصلی بیشینه در راستای قائم وارد می‌شود، که معمولاً خاک در این راستا بیشترین مقاومت را نشان می‌دهد. به منظور بررسی قابلیت سابروتین USDANISO، دو آنالیز متفاوت بر روی نمونه‌ی آستانه‌ی توخالی صورت پذیرفته است. در آنالیز اول، پارامترهای خاک به صورت همسان و برابر با پارامترهای مربوط به راستای قائم (معادل سه‌محوری فشاری) در نظر گرفته شده است. در آنالیز دوم، با استفاده از سابروتین USDANISO، پارامترهای خاک به صورت ناهمسان منظور شدند. در هر دو آنالیز، بارگذاری با زاویه‌ی ۴۵ درجه انجام شده است. نمودارهای تنش - کرنش حاصل در شکل ۱۵ مشاهده می‌شوند که مطابق آن برای بارگذاری ۴۵ درجه، فرض همسان بودن خاک می‌تواند مقاومت برشی خاک را ۲۰٪ بیشتر برآورد کند. فرض اخیر، سختی خاک را نیز بیشتر از مقدار واقعی به دست می‌دهد، که اختلاف آن با مقادیر واقعی به سطح تنش انحرافی وابسته است. به عنوان مثال، برای تنش انحرافی ۴۰۰ کیلوپاسکال، سختی خاک با فرض همسانی حدود ۳۵٪ بیشتر از شرایط ناهمسان به دست می‌آید. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که فرض همسانی برای تعریف مصالح، نتایجی بیشتر از مقادیر واقعی به همراه خواهد داشت. این موضوع ضرورت در نظر گرفتن مصالح به صورت ناهمسان را بیش از پیش روشن می‌کند.

در شکل ۱۶، تغییرات تنش انحرافی نسبت به کرنش برشی به دست آمده از مدل‌سازی عددی با نتایج آزمایشگاهی برای مسیر تنش سری B مقایسه شده است. این نمودارها تأثیر توأم زاویه‌ی تنش‌های اصلی  $\alpha$  و نسبت تنش میانی  $b$  را



شکل ۱۴. کانتورهای تغییرات مؤلفه‌های تنش در آزمایش A-30 آستانه‌ی گسیختگی.

تنش بررسی و مقادیر مؤلفه‌های تنش و نحوه‌ی توزیع آن‌ها در المان‌های مختلف مدل سه‌بعدی کنترل شده است، که نتایج رضایت‌بخش بود. در شکل ۱۲، تغییر شکل نمونه و کانتور تغییرات مؤلفه‌های تنش برای آزمایش A-30 با  $\alpha = 30^\circ$  در آستانه‌ی گسیختگی ارائه شده است. در دو سر نمونه‌ها، مشابه شرایط آزمایشگاهی اثرکپ‌های صلب در نظر گرفته شده است، که تأثیر آن در کانتورهای تنش‌های قائم، شعاعی و مماسی به صورت تمرکز تنش در دو سر نمونه مشاهده می‌شود. اما در بخش زیادی از طول آستانه، توزیع مؤلفه‌های تنش مذکور، نسبتاً یکنواخت بوده است. تنش برشی نیز در طول نمونه تقریباً یکنواخت توزیع شده است. در راستای شعاعی، تنش برشی  $\tau_{\theta z}$  به سمت دیواره‌ی داخلی نمونه کاهش یافته است که با مفاهیم توزیع تنش برشی ناشی از گشتاور پیچشی در مقاطع توخالی تطابق دارد.

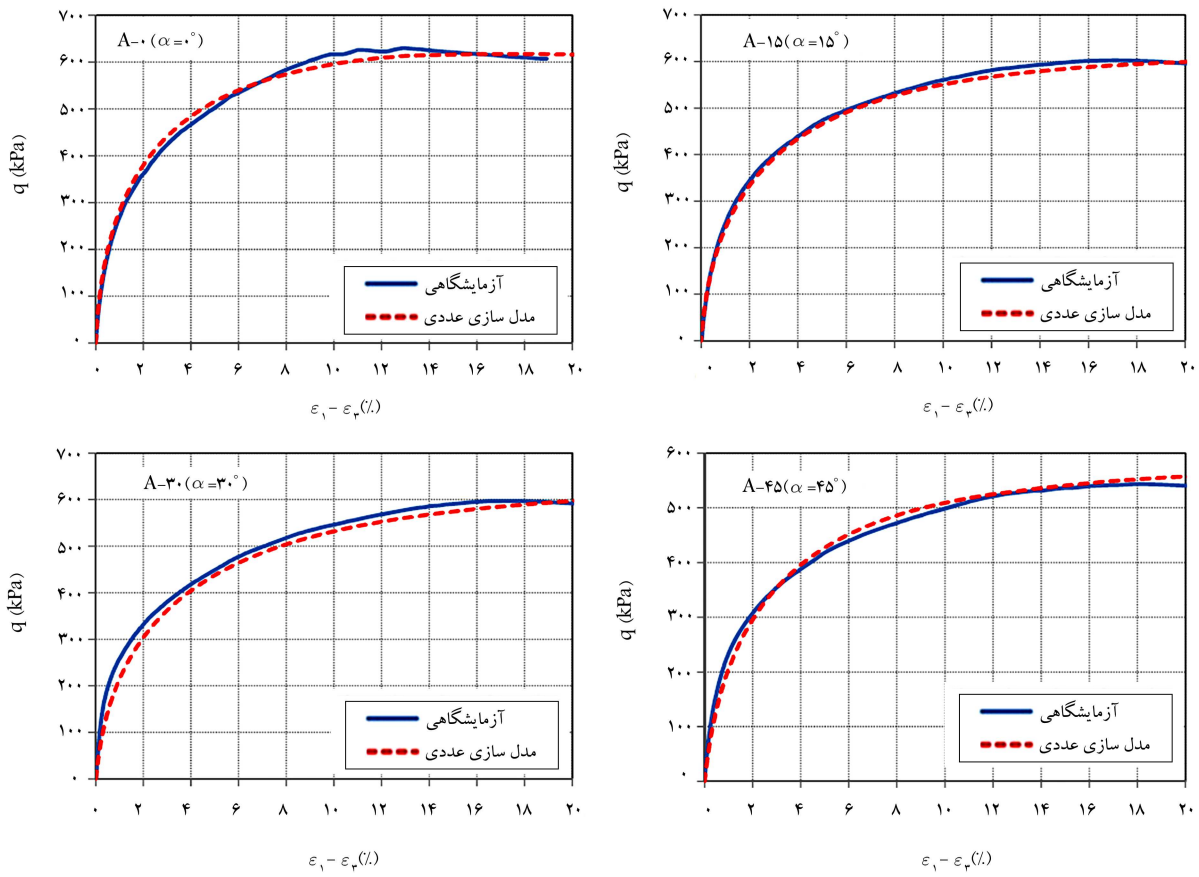
در شکل ۱۳، نمونه‌ی از نتایج تحلیل عددی شامل کانتورهای کرنش قائم، کرنش برشی، و جابه‌جایی قائم تحت تنش‌های اعمالی در آزمایش A-30 با  $\alpha = 30^\circ$  در آستانه‌ی گسیختگی ارائه شده است. تغییرات کرنش‌های قائم و برشی در طول و شعاع نمونه، روند نسبتاً مشابهی داشته‌اند و در بخش میانی آستانه، توزیع کرنش‌ها تقریباً یکنواخت بوده است. در مدل عددی مشابه شرایط آزمایشگاهی، سطح بالایی نمونه، ثابت و سطح پایینی متحرک بوده است. بنابراین انتظار می‌رود که بیشترین جابه‌جایی در سطح پایینی رخ دهد و جابه‌جایی‌ها در طول نمونه به سمت بالا به صورت خطی کاهش یابد که این مسئله در شکل (۱۳) مشاهده می‌شود.

## ۶. نتایج مدل‌سازی

### ۶.۱. نمودارهای تنش - کرنش

در شکل ۱۴، نمودارهای تنش - کرنش به دست آمده از مدل‌سازی عددی در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی مربوط به مسیر تنش سری A مشاهده می‌شود که مطابق آن،





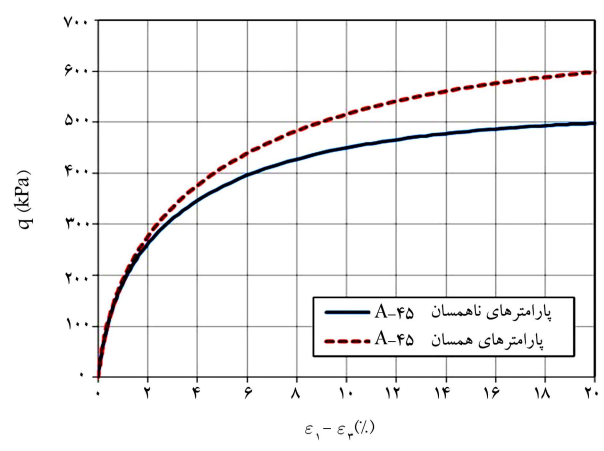
شکل ۱۴. مقایسه‌ی نتایج مدل‌سازی با نتایج آزمایشگاهی مربوط به آزمایش‌های سری A با زاویه‌ی تنش‌های اصلی مختلف و  $b = 0$ .

دلایل احتمالی این اختلاف، مسیر تنش اعمالی در آزمایشگاه و تحلیل عددی با هم مقایسه شده است. در این خصوص دو دلیل اصلی برای تفاوت موجود می‌توانند مطرح باشند: ۱. بررسی مسیر تنش اعمالی در آزمایشگاه نشان می‌دهد که در حین بارگذاری با افزایش تنش انحرافی به بیش از ۱۵۰ کیلوپاسکال، تنش همه‌جانبه نسبت به مسیر تنش پیش‌فرض افزایش یافته و از مسیر تنش پیش‌فرض خارج شده است. این امر باعث افزایش سختی و مقاومت برشی خاک در شرایط آزمایشگاهی شده است. ۲. محدودیت‌های اندازه و نسبت ابعاد استوانه‌ی توخالی برای بارگذاری ۹۰ درجه در شرایط آزمایشگاهی ممکن است باعث تمرکز تنش و عدم توزیع یکنواخت تنش‌های عمودی و برشی در مقطع خاک شود. این مسئله ممکن است باعث شود مسیر تنش اعمالی در حین آزمایش تا حدودی از کنترل خارج شود.

جهت بررسی تأثیر پارامتر  $b$  در رفتار تنش - کرنش ماسه، مطابق شکل ۱۷، نمودار تنش - کرنش در دو مدل عددی تحت بارگذاری با  $\alpha = 45^\circ$  در شرایط یکسان و فقط با تغییر نسبت تنش میانی از  $b = 0$  به  $b = 0.5$  با هم مقایسه شده است. با توجه به نمودارهای مذکور با افزایش  $b$  از سختی و مقاومت برشی ماسه در شرایط زهکشی کاسته شده است که سایر پژوهشگران، از جمله لی و دافالیاس (۲۰۰۲)<sup>[۱۱]</sup> نیز در شرایط زهکشی نشده به نتایج مشابهی دست یافته‌اند.

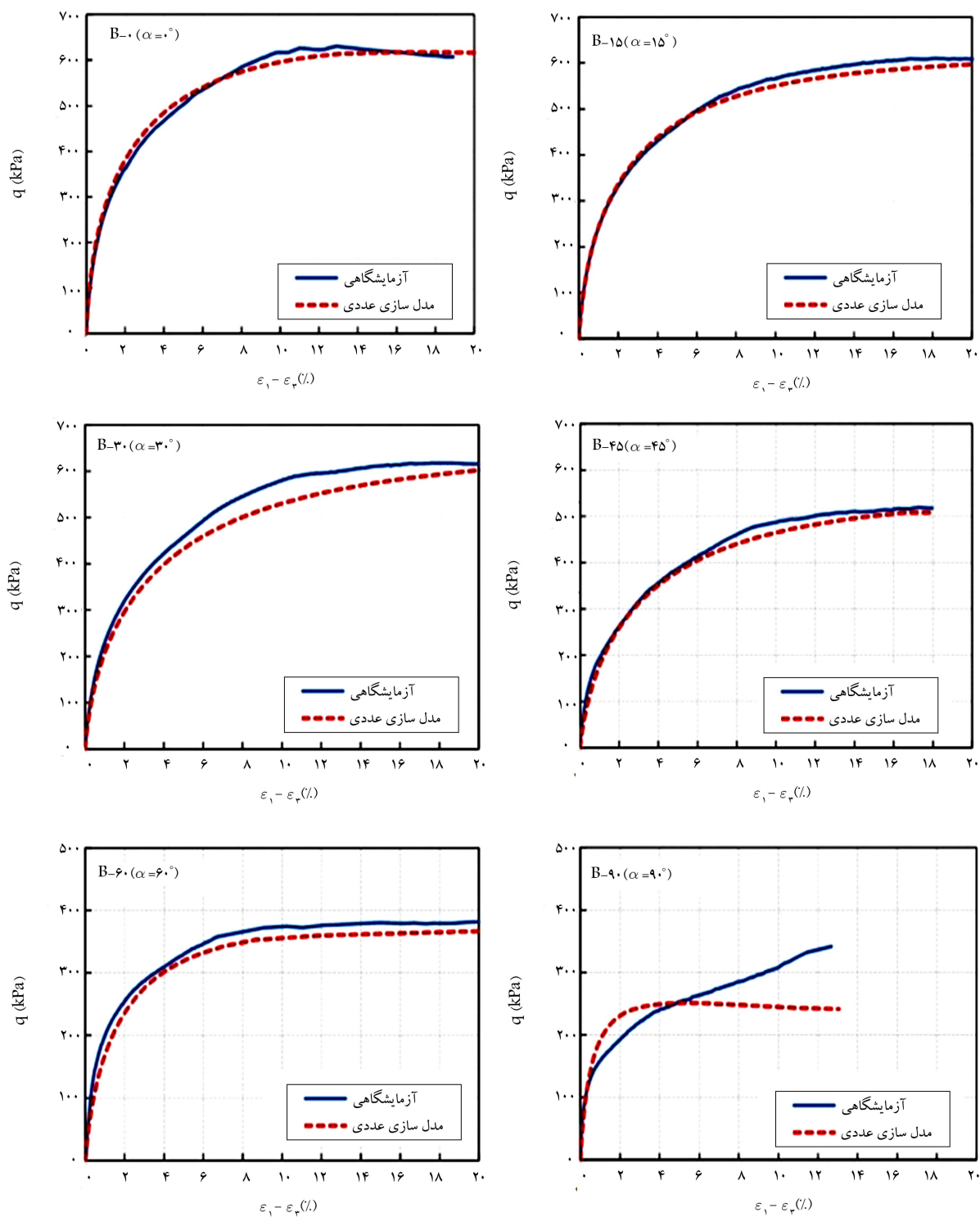
### ۲.۶. ناهمسانی در مقاومت برشی

در شکل ۱۸، مسیر تنش و پوش گسیختگی در فضای  $[(\sigma'_z - \sigma'_\theta)/2]$  و  $\tau_{\theta z}$



شکل ۱۵. مقایسه‌ی نتایج مدل‌سازی آزمایش A-45 با مصالح همسان و ناهمسان.

در رفتار تنش - کرنش ماسه نشان می‌دهند. همانند آزمایش‌های سری A، برای آزمایش‌های سری B نیز به‌طورکلی با افزایش زاویه‌ی تنش‌های اصلی، نمونه‌ی ماسه در حالت زهکشی شده رفتار نرم‌تری از خود نشان داده و مقاومت برشی خاک نیز کاهش یافته است. مقایسه‌ی نمودارهای تنش - کرنش در شکل ۱۶، تطابق نسبتاً خوبی را میان نتایج تحلیل عددی و آزمایشگاهی نشان می‌دهد و می‌توان گفت سابروتین USDANISO، تأثیر نسبت تنش میانی را نیز در رفتار تنش - کرنش ماسه به‌خوبی در نظر گرفته است. البته در بارگذاری با زاویه‌ی ۹۰ درجه، اختلاف بین تحلیل عددی و آزمایشگاهی قابل توجه است. به‌منظور بررسی دقیق‌تر



شکل ۱۶. مقایسه‌ی نتایج مدل‌سازی با نتایج آزمایشگاهی مربوط به آزمایش سری B.

گسیختگی به دست آمده از آزمایش‌ها و مدل‌سازی عددی با دایره متفاوت است. با چرخش از محور افقی  $(\sigma'_z - \sigma'_\theta)/2$  به سمت محور قائم  $\tau_{\theta z}$  از شعاع پوش کاسته می‌شود که نشان‌دهنده‌ی کاهش مقاومت برشی خاک با افزایش  $b$  است. در مورد پوش گسیختگی نتایج مدل‌های عددی و آزمایشگاهی بسیار به هم نزدیک هستند. در شکل ۱۹، مسیرهای تنش و پوش گسیختگی در فضای  $(\sigma'_z - \sigma'_\theta)/2$

مربوط به آزمایش سری A مشاهده می‌شود. در این فضا شعاع پوش گسیختگی (فاصله از مبدأ مختصات)، نشان‌دهنده‌ی مقاومت برشی خاک است. برای مصالح همسان انتظار می‌رود که شکل پوش گسیختگی به صورت کمانی از دایره به مرکز مبدأ مختصات باشد. در شکل ۱۸، ربع دایره با شعاع مربوط به آزمایش صفر درجه ترسیم شده است. اما همان‌گونه که در شکل مذکور مشاهده می‌شود، پوش

## ۷. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، ناهمسانی در رفتار ماسه‌ی نیمه‌تراکم به صورت عددی و با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدود آباکوس مطالعه شده است. با استفاده از سابروتین USDFLD در آباکوس، امکان در نظر گرفتن ناهمسانی به مدل رفتاری دراکر-پراگر توسعه‌یافته اضافه شده است. در نهایت، قابلیت و کارایی روش استفاده‌شده با مدل‌سازی عددی آزمایش پیچش استوانه‌ی توخالی و مقایسه‌ی نتایج حاصل با مطالعات آزمایشگاهی ارزیابی شده است. خلاصه‌ی از مهم‌ترین نتایج به دست آمده از مطالعه‌ی حاضر به این شرح است:

-- با استفاده از مدل رفتاری دراکر-پراگر توسعه‌یافته با کپ و اضافه کردن سابروتین USDANISO جهت در نظر گرفتن رفتار ناهمسان، می‌توان تأثیر عواملی، همچون: مسیر تنش، زاویه‌ی تنش‌های اصلی و نسبت تنش میانی در رفتار خاک را بررسی کرد.

-- در بررسی مسیرهای تنش و پوش گسیختگی در فضای  $[\sigma'_z - \sigma'_\theta]/2$  مشاهده می‌شود که شعاع پوش در مصالح ناهمسان، تابع  $\alpha$  است و هر چه زاویه‌ی تنش‌های اصلی بیشتر می‌شود، فاصله‌ی پوش گسیختگی از پوش دایره‌یی (شرایط همسان) بیشتر می‌شود.

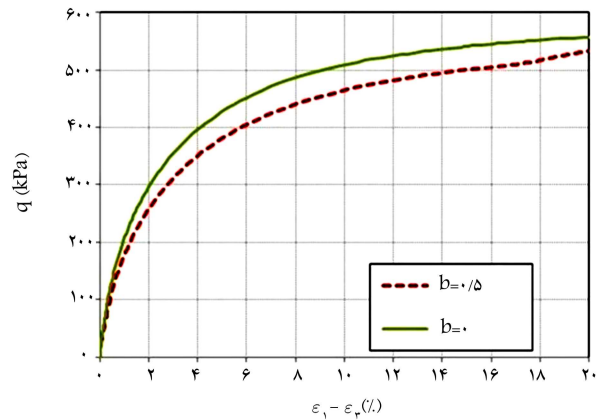
-- با استفاده از سابروتین USDANISO برای تعریف ناهمسانی مصالح در نرم‌افزار نیازی به تعریف پارامترهای متعدد با سعی و خطا نیست. عامل ناهمسانی فقط با داشتن روند تغییرات مقاومت برشی و سختی خاک در راستاهای مختلف و فقط با کالیبراسیون ۳ پارامتر قابل تعریف است. روند تغییرات با استفاده از آزمایش‌هایی مانند پیچش استوانه‌ی توخالی، برش ساده و سه‌محوری واقعی قابل تعیین است.

-- در روش به کار رفته در پژوهش حاضر، کالیبراسیون بسیار ساده‌تر و سریع‌تر و همچنین با اطمینان و تسلط بیشتر قابل انجام است.

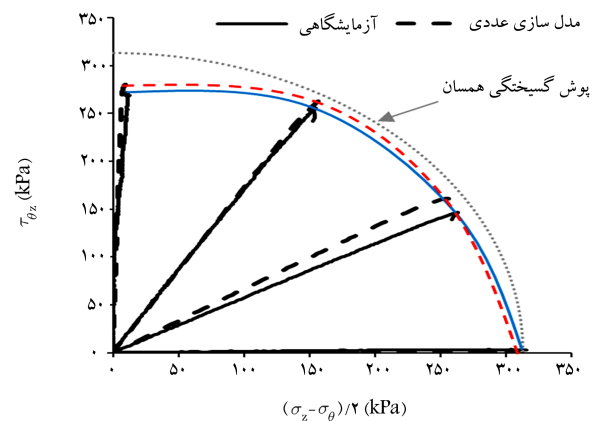
-- سابروتین USDANISO قابل استفاده در تمامی مدل‌های رفتاری رایج موجود یا اضافه شده به نرم‌افزار آباکوس است. بنابراین روش اخیر می‌تواند در پروژه‌های اجرایی برای تدقیق تحلیل‌های ژئوتکنیکی توسط مهندسان استفاده شود.

## ۸. محدودیت‌های پژوهش

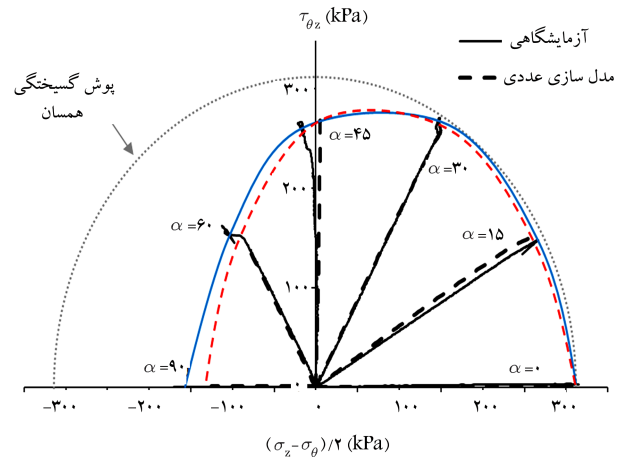
با استفاده از مدل دراکر-پراگر، تطبیق مناسب نمودارهای کرنش حجمی به دست آمده از تحلیل‌های عددی با نتایج آزمایشگاهی برای مسیرهای تنش استفاده‌شده در پژوهش حاضر (شرایط تحکیم همسان) امکان‌پذیر نیست. در این خصوص، بررسی قابلیت‌های سایر مدل‌های رفتاری رایج می‌تواند به عنوان یکی از اهداف مطالعات آینده مدنظر قرار گیرد. در پژوهش حاضر، روشی ساده و کاربردی برای بررسی رفتار ناهمسان خاک بر مبنای سابروتین USDFLD در نرم‌افزار آباکوس با مقایسه‌ی نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی با نتایج آزمایشگاهی ارائه شده است. مقایسه‌ها در شرایط بارگذاری زهکشی شده برای خاک ماسه‌ی سیلیسی نیز با چگالی نسبی حدود ۴۹ تا ۵۴ درصد و تحت تحکیم همسان صورت پذیرفته و نتایج پژوهش حاضر در همین محدوده حاصل شده است. طبیعتاً برای دستیابی به دید جامع در خصوص کارایی این روش و نقاط ضعف و قوت آن، در مطالعات آینده لازم است عملکرد آن برای خاک‌های با جنس و تراکم مختلف، شرایط زهکشی‌نشده، مسیرهای تنش مختلف و شرایط اولیه‌ی گوناگون مطالعه شود.



شکل ۱۷. بررسی تأثیر نسبت تنش میانی در نمودار تنش - کرنش.



شکل ۱۸. مسیر تنش و پوش گسیختگی نمونه‌های ماسه‌یی تحت تنش‌های اولیه همسان (سری A) و مقایسه نتایج آزمایشگاهی و عددی.



شکل ۱۹. مسیر تنش و پوش گسیختگی نمونه‌های ماسه‌یی تحت تنش‌های اولیه همسان (سری B) و مقایسه نتایج آزمایشگاهی و عددی.

مربوط به آزمایش سری B و میزان تطابق نتایج عددی و آزمایشگاهی ارائه شده است. مشاهده می‌شود که شعاع پوش در مصالح ناهمسان، تابع  $\alpha$  است و هر چه زاویه‌ی تنش‌های اصلی بیشتر شده است، فاصله‌ی پوش گسیختگی از نیم دایره (بیانگر مصالح همسان) بیشتر شده است که نشان‌دهنده‌ی کاهش مقاومت برشی خاک با افزایش  $\alpha$  یا به عبارتی ناهمسانی در خاک است.

## پانوشتها

1. Dafalias & Manzari
2. Gao
3. Dafalias & Taiebat
4. bounding surface plasticity
5. generalized plasticity
6. Zero elastic range sand plasticity model
7. Petalas
8. Bennett
9. Francois
10. Drucker-Prager/Cap
11. Modified Drucker-Prager Cap model
12. ABAQUS
13. arbitrary lagrangian eulerian (ALE)
14. remeshing

## منابع (References)

1. Symes, M.J., Gens, A. and Hight, D.W. "Undrained anisotropy and principal stress rotation in saturated sand", *Geotechnique*, **34**(1), pp. 11-27 (1984).
2. Shibuya, S. and Hight, D.W. "A bounding surface for granular material", *Soils and Foundations*, **27**(4), pp. 123-136 (1987).
3. Nakata, Y., Hyodo, M., Murata, H. and et al. "Flow deformation of sands subjected to principal stress rotation", *Soils and Foundations*, **38**(2), pp. 115-128 (1998).
4. Wong, R.K.S. and Arthur, J.R.F. "Induced and inherent anisotropy in sand", *Geotechnique*, **35**(4), pp. 471-481 (1985).
5. Nishimura, S. "Laboratory study on anisotropy of natural london clay", PhD. Thesis, Imperial College London (2005).
6. Seah, T.H. "Anisotropy of resedimented Boston blue clay", PhD. Thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge (1990).
7. Wittle, A.J., DeGroot, D.J., Ladd, C.C. and et al. "Model prediction of anisotropic behavior of Boston blue clay", *Journal of Geotechnical Engineering, ACSE*, **120**(1), pp. 199-224 (1994).
8. Razeghi, H.R. and Mohamadzadeh, H. "Effect of fabric and initial stresses on the anisotropic behavior of sand", *Scientia Iranica*, **21**(6), pp. 1750-1761 (2014).
9. Mohamadzadeh, H. "Experimental investigation Razeghi, H.R. and on the inherent and initial induced anisotropy of sand", *KSCE Journal of Civil Engineering*, **19**(3), pp. 583-591 (2015).
10. Mohamadzadeh, H., Razeghi, H. and Saffarian, M. J. "Effect of initial principal stress rotation on the anisotropic behavior of sand in drained condition", *Sharif Journal of Civil Engineering*, **36**(2), pp. 87-96 (2020).
11. Guo, P. "Modified direct shear test for anisotropic strength of sand", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **134**(9), pp. 1311-1318 (2008).
12. Li, X.S. and Dafalias, Y.F. "Constitutive modeling of inherently anisotropic sand behavior", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **128**(10), pp. 868-880 (2002).
13. Jafarzadeh, F., Javaheri, H., Sadek, T. and et al. "Simulation of anisotropic deviatoric response of Hostun sand in true triaxial tests", *Computers and Geotechnics*, **35**(5), pp. 703-718 (2008).
14. Gao, Z., Zhao, J., Li, X.S. and et al. "A critical state sand plasticity model accounting for fabric evolution", *International journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **38**(4), pp. 370-390 (2014).
15. Zhang, Y., Bernhardt, M., Biscontin, G. and et al. "A generalized Drucker-Prager viscoplastic yield surface model for asphalt concrete", *Materials and Structures*, **48**(11), pp. 3585-3601 (2015).
16. Yao, Y., Tian, Y. and Gao, Z. "Anisotropic UH model for soils based on a simple transformed stress method", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **41**(1), pp. 54-78 (2017).
17. Petalas, A.L., Dafalias, Y.F. and Papadimitriou, A.G. "SANISAND-F: Sand constitutive model with evolving fabric anisotropy", *International Journal of Solids and Structures*, **188**, pp. 12-31 (2019).
18. Dafalias, Y.F. and Manzari, M.T. "Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects", *Journal of Engineering Mechanics*, **130**(6), pp. 622-634 (2004).
19. Manzari, M.T. and Dafalias, Y.F. "A critical state two-surface plasticity model for sands", *Geotechnique*, **47**(2), pp. 255-272 (1997).
20. Dafalias, Y.F. and Taiebat, M. "SANISAND-Z: zero elastic range sand plasticity model", *Geotechnique*, **66**(12), pp. 999-1013 (2016).
21. Petalas, A.L., Dafalias, Y.F. and Papadimitriou, A.G. "SANISAND-FN: An evolving fabric-based sand model accounting for stress principal axes rotation", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **43**(1), pp. 97-123 (2019).
22. Bennett, K.C., Regueiro, R.A. and Luscher, D.J. "Anisotropic finite hyper-elastoplasticity of geomaterials with Drucker-Prager/Cap type constitutive model formulation", *International Journal of Plasticity*, **123**, pp. 224-250 (2019).
23. Francois, B., Collin, F., Dizier, A. and et al. "An extended Drucker-Prager hardening model for cross-anisotropy of soft rocks", *In Proceedings of the 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, , pp. 537-540 (2011)
24. "Abaqus 6.9.1 theory manual", SIMULIA Inc., pp. 115-120 (2009).
25. H. "Evaluation of inherent and induced anisotropy Mohamadzadeh, of sandy soils using hollow torsion apparatus", PhD. Thesis, Iran University of Science and Technology (in Persian) (2014).