

شبیه‌سازی عددی رفتار یک سد سنگریزه‌یی بلند با در نظر گرفتن پدیده‌ی شکست ذرات

علی اخترپور* (استادیار)

مرتضی سالاری (دانشجوی دکتری)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۳۹۶)
دوری ۲ - ۳۳، شماره ۱/۳، ص. ۴۷-۵۶

در مصالح سنگریزه‌یی، پدیده‌ی خردشدگی ذرات می‌تواند مشخصات تغییر شکلی و مقاومتی این مصالح را به شدت تحت تأثیر قرار دهد. در سدهای سنگریزه‌یی با ارتفاع زیاد، تغییر شکل‌های بزرگی ناشی از پدیده‌ی مذکور می‌تواند اتفاق افتد و لذا یک مدل عددی مناسب برای مصالح سنگریزه‌یی باید قابلیت مدل‌سازی کرنش‌های حجمی زیاد ناشی از پدیده‌ی شکست ذرات را داشته باشد. به‌عنوان نمونه، آزمایش‌های بزرگ مقیاس سه‌محوری مصالح سنگریزه‌یی سد مسجد سلیمان، پتانسیل خردشدگی ذرات بالای این مصالح را نشان می‌دهد. در نوشتار حاضر، با ارتقاء و اصلاح یک مدل رفتاری کشسان‌خمیری سخت‌شونده/نرم‌شونده شناخته شده بر پایه‌ی پارامترهای بسیج شده در برنامه‌ی FLAC، ابتدا آزمایش‌های سه‌محوری بزرگ مقیاس مصالح سنگریزه‌یی سد مسجد سلیمان با دقت مناسبی مدل‌سازی شده و پارامترهای مصالح به‌دست آمده‌اند. سپس مدل عددی تقاضل محدود سه‌بعدی سد در دوران ساخت بر مبنای پارامترهای حاصل شده ساخته شده است. تطابق مناسب مقادیر محاسبه شده و اندازه‌گیری شده‌ی کمیت‌های تغییر شکلی و تنش، حکایت از دقت مناسب این مدل رفتاری در شبیه‌سازی پدیده‌ی شکست ذره‌یی مصالح سنگریزه‌یی دارد.

واژگان کلیدی: شکست ذرات، مصالح سنگریزه‌یی، مدل رفتاری سخت‌شونده/نرم‌شونده، آزمایش سه‌محوری بزرگ مقیاس.

akhtarpour@um.ac.ir
m.salari04@gmail.com

۱. مقدمه

مصالح سنگریزه‌یی شامل ذرات درشت دانه‌ی شکسته حاصل از انفجار در معادن قرصه و یا ذرات گرد شده و یا تقریباً گرد گوشه‌ی موجود در بستر رودخانه‌ها هستند. از گذشته تا کنون، استفاده از این مصالح در بدنه‌ی سدهای سنگریزه‌یی، پی‌سازی راه‌ها و ... بسیار متداول بوده است. تعیین پارامترهای مقاومتی و تغییر شکلی مصالح سنگریزه‌یی در شرایط برشی، با آزمایش سه‌محوری بزرگ مقیاس از اقدامات مرسوم در طراحی و رفتارسنجی این‌گونه سازه‌ها است.^[۱-۱۳] مدل‌های رفتاری متعددی جهت شبیه‌سازی رفتار مصالح دانه‌یی پیشنهاد شده است نظیر: مدل کشسان غیرخطی،^[۱۴] مدل کشسان خمیری سخت‌شونده،^[۱۵-۱۷] مدل کشسان خمیری برای مصالح با نرم‌شوندگی کرنش.^[۱۸] در گذشته، رفتار مصالح سنگریزه‌یی بیشتر براساس مدل‌های کشسان خطی یا غیرخطی مدل‌سازی شده است،^[۱۹، ۲۰] اما تا کنون پیشرفت‌های عمده‌یی برای مدل‌سازی دقیق‌تر مصالح ذکر شده بر مبنای نظریه‌ی خمیری انجام شده است.^[۲۱-۲۳]

یکی از مهم‌ترین پدیده‌های مؤثر در رفتار مصالح دانه‌یی و به‌خصوص مصالح

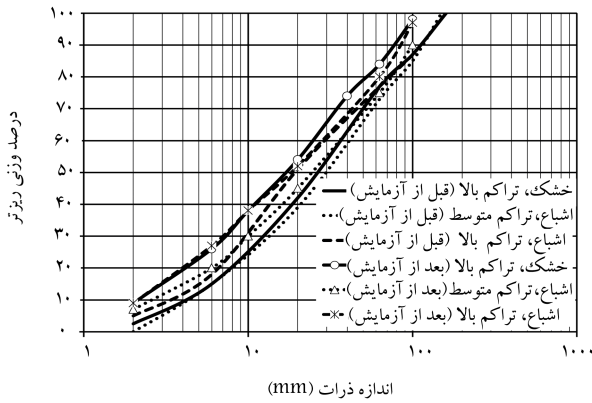
سنگریزه‌یی، پدیده‌ی خردشدگی یا شکست ذرات است. مطالعات آزمایشگاهی انجام شده‌ی پیشین، حکایت از تأثیر قابل توجه شکست ذرات در بیشتر خصوصیات ژئوتکنیکی آن‌ها نظیر: مقاومت برشی، تغییر شکل پذیری،^[۲۴-۲۶] توزیع فشار آب منفذی (در شرایط زهکشی نشده)، نفوذپذیری،^[۲۷، ۲۸] و ... دارد. تا کنون تلاش‌های با ارزشی برای منظور کردن آثار این پدیده در مدل‌های رفتاری با کمک مفهوم دست‌خوردگی،^[۲۸] و یا در چارچوب حالت بحرانی،^[۲۹، ۳۰] صورت پذیرفته است.

در پژوهش حاضر سعی شده است با پیشنهاد یک تابع اتساع بسیج شده برای تابع پتانسیل یک مدل کشسان خمیری سخت‌شونده/نرم‌شونده (با سطح تسلیم موهر-کولمب) گنجانده شده در برنامه‌ی تقاضل محدود FLAC،^[۳۱] این مدل به گونه‌یی ارتقاء یابد تا بتواند آثار پدیده‌ی خردشدگی (تحت برش) ذرات را در رفتار تغییر شکلی و مقاومتی مصالح سنگریزه‌یی به‌کار برده شده در بدنه‌ی یک سد سنگریزه‌یی بلند به‌خوبی شبیه‌سازی کند. علاوه بر این، جهت شبیه‌سازی بهتر رفتار غیرخطی و سخت‌شونده‌ی مصالح سنگریزه‌یی، تغییرات همگام با تنش همه‌جانبه‌ی سختی، زاویه‌ی اصطکاک و زاویه‌ی اتساع به‌صورت توابعی در مدل مذکور گنجانده شده است.

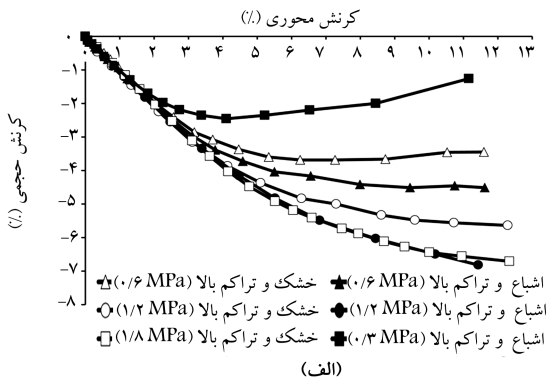
* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۴/۳/۶، اصلاحیه ۱۳۹۴/۱۰/۱۱، پذیرش ۱۳۹۴/۱۰/۲۰.

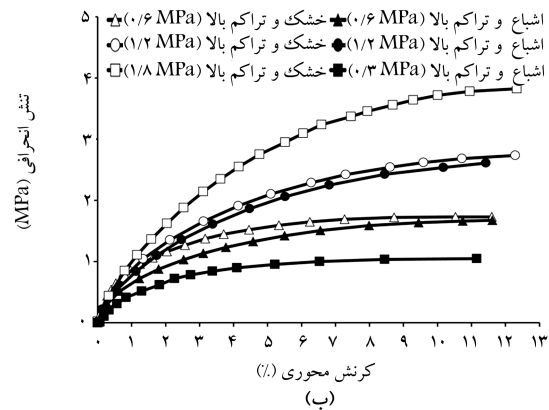
سد مسجد سلیمان که در جنوب شرقی ایران واقع است، یک سد سنگریزه‌یی با



شکل ۱. منحنی دانه‌بندی نمونه‌ها قبل و بعد از آزمایش تحت تنش همه‌جانبه‌ای ۱٫۲ مگاپاسکال.



(الف)



(ب)

شکل ۲. منحنی‌های آزمایش‌های سه‌محوری زهکشی شده روی نمونه‌های خشک و اشباع با تراکم بالا.

شکست مارشال،^[۱] ارزیابی می‌شود. شاخص شکست مارشال، برای یک نمونه در آزمایش از طریق الک کردن مصالح نمونه با یک دسته الک (۵۰ تا ۰٫۰۷۵ میلی‌متر) قبل و بعد از آزمایش محاسبه می‌شود. درصد ذرات باقیمانده روی هر الک در هر دو موقعیت اندازه‌گیری می‌شود. بعد از آزمایش به علت شکست ذرات، درصد ذرات باقیمانده روی الک‌های با اندازه‌ی بزرگ کاهش و درصد ذرات باقیمانده روی الک‌های با اندازه‌ی کوچک افزایش می‌یابد. درصد مجموع کاهش‌ها برابر با درصد مجموع افزایش‌ها است. مجموع کاهش (یا افزایش)، مقدار شاخص شکست مارشال است. ستون آخر در جدول ۱ نشان می‌دهد که شکست ذرات می‌تواند حتی در فشارهای جانبی کم اتفاق افتد. این واقعیت در تطبیق با مطالعات پیشین است.^[۳۹،۳۷]

هسته‌ی مرکزی رسی بسیار بلند با ارتفاع ۱۷۸ متر است که در نوامبر سال ۲۰۰۰ ساخت آن به پایان رسیده و تا ژوئن ۲۰۰۲، اولین آگیری آن تکمیل شده است. یک سری آزمایش‌های سه‌محوری بزرگ مقیاس روی مصالح سنگریزه‌ی پوسته‌ی سد مذکور انجام شده است.^[۳۲] این آزمایش‌ها پتانسیل بالای شکست ذره‌ی مصالح مذکور را نشان می‌دهند. با توجه به اینکه حجم اعظم بدنه‌ی سد، متشکل از مصالح سنگریزه‌ی است، انتظار می‌رود پدیده‌ی شکست ذره‌ی تأثیر قابل توجهی در رفتار سد داشته باشد. همان‌طور که ذکر شده است، در نوشتار حاضر برای شبیه‌سازی رفتار مصالح سنگریزه‌ی از یک مدل رفتاری کشسان‌خمیری سخت‌شونده/نرم‌شونده استفاده شده است. این مدل براساس مدل رفتاری موهر-کولمب توسعه یافته است، به‌گونه‌ی که پس از اولین تسلیم، زاویه‌ی اصطکاک، چسبندگی، زاویه‌ی اتساع و مقاومت کششی با تغییرات کرنش برشی خمیری می‌تواند کاهش یا افزایش یابد. برای شبیه‌سازی رفتار تغییر حجم مصالح ژئوتکنیکی تحت برش، رابطه‌ی برای زاویه‌ی اتساع بسیج شده توسط راول پیشنهاد شده است.^[۳۳] پژوهش حاضر نشان می‌دهد که رابطه‌ی مذکور دقت مناسبی را در شبیه‌سازی تغییر حجم مصالح با پتانسیل قابل توجه شکست ذرات ندارد. لذا در نوشتار حاضر رابطه‌ی برای تغییرات زاویه‌ی اتساع بسیج شده پیشنهاد شده است. رابطه‌ی پیشنهادی کارایی مناسبی در شبیه‌سازی تغییر حجم در شرایط برش برای مصالح با پتانسیل بالای شکست ذره‌ی دارد. این رابطه دو پارامتر دارد و با انجام آنالیز برگشتی بر روی داده‌های آزمایش‌های سه‌محوری تعیین می‌شوند. در انتهای پژوهش، کارایی مدل رفتاری اصلاح یافته با مدل‌سازی سه‌بعدی تقاضل محدود رفتار پوسته‌های سنگریزه‌ی سد مسجد سلیمان ارزیابی شده است. نتایج مؤید دقت مناسب مدل رفتاری اصلاح یافته مذکور در برآورد تغییر شکل‌های ناشی از شکست ذره‌ی مصالح پوسته‌های این سد است.

۲. آزمایش‌های سه‌محوری بزرگ مقیاس

مصالح سنگریزه‌ی انتخاب شده برای آزمایش‌های سه‌محوری شامل مصالح شکسته حاصل از انفجار آزمایشی در معدن سنگ سد مسجد سلیمان بوده است. این مصالح از جنس کنگلومرا با سیمان آهکی مقاوم است. پس از اصلاح دانه‌بندی به روش دانه بندی موازی آزمایش‌های سه‌محوری بر روی نمونه‌هایی با قطر و ارتفاع ۸۰ سانتی‌متر در دانشگاه کالسروه آلمان صورت گرفته است. منحنی دانه‌بندی مصالح، قبل و بعد از آزمایش در شکل ۱ ارائه شده است. آزمایش‌ها در ۳ حالت: بسیار متراکم خشک، بسیار متراکم اشباع و تراکم متوسط اشباع صورت گرفته است. کلیه‌ی نمونه‌ها ابتدا تحت فشار جانبی تحکیم شده است و سپس در شرایط زهکشی شده تا کرنش محوری ۱۲٪ تحت بار انحرافی قرار گرفته است.

۱.۲. نتایج آزمایش‌ها

در شکل‌های ۲ و ۳، منحنی‌های تنش انحرافی و کرنش حجمی در برابر کرنش محوری ارائه شده است. همچنین در جدول ۱، چگالی خشک (ρ)، ضریب یکنواختی (C_u)، قطر کمینه‌ی دانه (d_{min})، قطر بیشینه‌ی دانه (d_{max})، بیشینه‌ی کرنش حجمی در تنش برشی، بیشینه‌ی کرنش برشی بیشینه ($(\varepsilon_V)_{q_{max}}$)، نسبت تنش انحرافی بیشینه به تنش جانبی ($(\frac{q_{max}}{\sigma_p})$)، زاویه‌ی اصطکاک داخلی در تنش برشی بیشینه (ϕ_p) و ضریب شکست مارشال (B_g) نشان داده شده است. روش‌های متعددی برای تخمین پتانسیل شکست ذرات تاکنون توسط برخی پژوهشگران ارائه شده است،^[۳۸-۳۶] اما معمولاً شکست ذرات با استفاده از شاخص

جدول ۱. مشخصات و نتایج آزمایش‌های سه‌محوری تحکیم‌یافته‌ی زهکشی شده بر روی مصالح سنگریزه‌یی.

مشخصات	$\rho(\frac{gr}{cm^3})$	C_u	d_{min} (mm)	d_{max} (mm)	σ_3 (MPa)	$(\epsilon V)_{q_{max}}$ (%)	$(\frac{q_{max}}{\sigma_3})$	φ_p (deg)	B_g
خشک و با تراکم بالا	۲	۷٫۲	۲	۱۶۰	۰٫۶	-۳٫۴۶	۵٫۷۷	۴۷٫۹	۵۴٫۵
					۱٫۲	-۵٫۴۹	۴٫۴۱	۴۳٫۵	۵۶
					۱٫۸	-۶٫۴۴	۴٫۱۳	۴۲٫۴	۶۵
اشباع و با تراکم بالا	۲	۷٫۵	۲	۱۶۰	۰٫۳	-۲	۶٫۹۸	۵۰٫۸	۳۲
					۰٫۶	-۴٫۴۳	۵٫۵	۴۷٫۱	۴۹٫۵
					۱٫۲	-۶٫۴	۴٫۱۶	۴۲٫۵	۵۵٫۵
اشباع و با تراکم متوسط	۱٫۸	۸٫۹۵	۲	۱۵۰	۰٫۳	-۲٫۲	۵٫۶۷	۴۷٫۷	۲۳
					۰٫۶	-۵٫۱	۴٫۴۷	۴۳٫۷	۲۵
					۱٫۲	-۶٫۶۷	۳٫۶۲	۴۰٫۱	۲۹

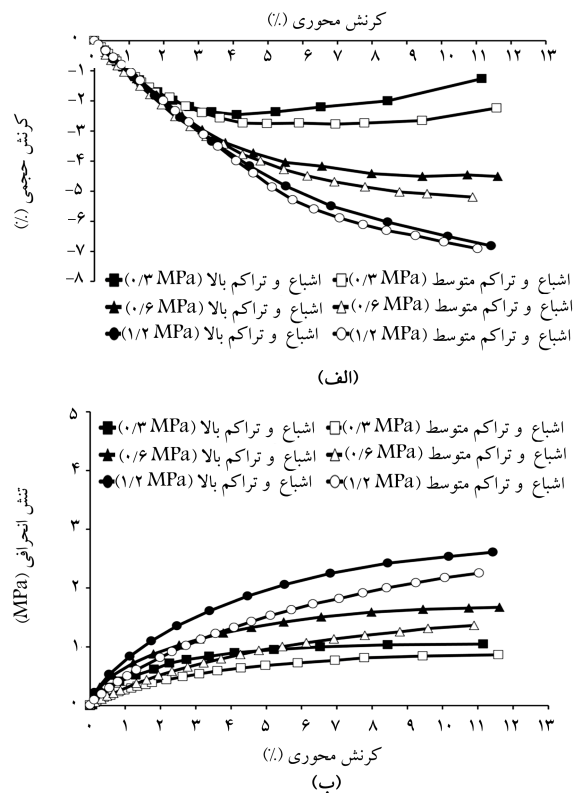
به شکل ۳ و همچنین ستون آخر جدول ۱، مقایسه‌ی بین نمونه‌هایی که در ابتدا اشباع شده‌اند با نمونه‌ی آزمایش شده در شرایط خشک نشان می‌دهد که در یک فشار جانبی معین و تراکم برابر، اشباع شدگی اولیه، تأثیر قابل توجهی در شاخص شکست مارشال نداشته است؛ در حالی که کرنش حجمی بیشینه را به میزان قابل توجهی افزایش داده است. این پدیده ناشی از این واقعیت است که اشباع‌شدگی اولیه می‌تواند باعث لغزش راحت‌تر ذرات بر روی یکدیگر شود. لذا مصالح سنگریزه‌یی در پوسته‌های سد باید در زمان اجرا با جت آب با حجم زیاد کاملاً مرطوب شوند تا از نشست‌های زیاد در پوسته‌ی بالادست در زمان اولین آبیگری جلوگیری شود، در حالی که به نظر می‌رسد به این مطلب در اجرا توجهی نشده است. لذا برای مصالح سنگریزه‌یی سازه‌هایی نظیر سد مسجد سلیمان که با توجه به ستون آخر جدول ۱ و همچنین برخی مطالعات پیشین،^{[۲۱]، [۲۲]} شاخص شکست مارشال آن قابل توجه است، یک مدل رفتاری مناسب که بتواند رفتار انقباضی قابل توجه ناشی از شکست ذرات را شبیه‌سازی کند، می‌تواند نقش کلیدی در پیش‌بینی رفتار تغییر شکلی آن سد ایفا کند.

۳. مشخصات مدل رفتاری و اصلاحات آن

یک مدل رفتاری مناسب برای مصالح سنگریزه‌یی باید قادر باشد مقاومت برشی بیشینه، رفتار سخت‌شوندگی/نرم‌شوندگی، تغییر سختی وابسته به تنش همه‌جانبه و شکست ذرات را در نظر بگیرد. در پژوهش حاضر با اصلاح یک مدل رفتاری سخت‌شونده/نرم‌شونده‌ی موجود در برنامه‌ی تفاضل محدود FLAC و با استفاده از قابلیت برنامه‌نویسی FISH گنجانده شده در برنامه‌ی مذکور،^[۲۱] سعی شده است ویژگی‌های ذکر شده منظور شود. اصلاحات انجام‌شده شامل: در نظر گرفتن سختی وابسته به تنش، رفتار سخت‌شوندگی و اتساعی بوده است که در ادامه تشریح شده است.

۳.۱. وابستگی تنش‌ی مدول کشسان

تقریباً در همه‌ی مصالح ژئوتکنیکی، وابستگی سختی به تنش همه‌جانبه مشاهده می‌شود. رابطه‌ی پیشنهادی دانکن و چانک (۱۹۷۰)،^[۲۲] برای تعریف این وابستگی



شکل ۳. منحنی‌های آزمایش‌های سه‌محوری زهکشی شده روی نمونه‌های اشباع با تراکم بالا و متوسط.

برای هر سه حالت با شرایط اولیه‌ی متفاوت عموماً با افزایش فشار همه‌جانبه، شاخص شکست مارشال و کرنش حجمی بیشینه افزایش و زاویه‌ی اصطکاک بیشینه در بیشینه‌ی تنش برشی (φ_p)، به دلیل شکست ذرات کاهش یافته است. در نمونه‌های اشباع در یک فشار جانبی معین، افزایش چگالی خشک باعث افزایش شاخص شکست ذرات می‌شود اما مقدار بیشینه‌ی کرنش حجمی در حین بارگذاری انحرافی کاهش می‌یابد (به شکل ۳ توجه شود). این مطلب نشان‌دهنده‌ی ضرورت تراکم مصالح سنگریزه‌یی در زمان اجرا برای یک سد سنگریزه‌یی بلند است. با توجه

در سال ۲۰۱۲، نیز اصلاحاتی به رابطه‌ی ۶ با تعریف یک پارامتر جدید m اضافه کردن یک زاویه‌ی اصطکاک اولیه (φ_0) به صورت رابطه‌ی ۷ اعمال شده است. [۴۲]

$$\sin \varphi_m = \begin{cases} \sin \varphi_0 + 2 \frac{\sqrt{\varepsilon_p^m \times \varepsilon_f^{1-m}}}{\varepsilon_p + \varepsilon_f} (\sin \varphi_p - \sin \varphi_0) & \text{for } \varepsilon_p \leq \varepsilon_f \\ \sin \varphi_p & \text{for } \varepsilon_p > \varepsilon_f \end{cases} \quad (7)$$

در این رابطه، φ_0 کنترل‌کننده‌ی محدوده‌ی رفتار کشسان در مصالح است. انتظار می‌رود پارامتر مذکور با افزایش تنش همه‌جانبه کاهش یابد. پارامترهای m و φ_0 می‌توانند با استفاده از نتایج آزمایش‌های سه‌محوری تعیین شوند. برای مقادیر بزرگ‌تر m با افزایش کرنش برشی خمیری E_p ، زاویه‌ی اصطکاک بسیج شده به مقدار کمتری افزایش می‌یابد. وقتی پارامتر m کمتر از ۱ انتخاب شود، هر دو رفتار سخت‌شوندگی و نرم‌شوندگی، فقط با یک رابطه قابل تعریف هستند. در محدوده‌ی رفتار کشسان، زاویه‌ی اصطکاک بسیج شده همان φ_0 خواهد بود. در مدل‌سازی پژوهش حاضر از تابع زاویه‌ی اصطکاک بسیج شده‌ی اصلاح شده‌ی مهین‌روستا و علی‌زاده، [۴۲] استفاده شده است.

۴.۳. رفتار اتساعی

راو (۱۹۶۳)، [۴۳] برای محاسبه‌ی زاویه‌ی اتساع بسیج شده در مصالح ژئوتکنیکی روابطی به شرح روابط ۸ و ۹ ارائه کرده است:

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_m \sin \varphi_{cv}} \quad (8)$$

$$\sin \varphi_{cv} = \frac{\sin \varphi_p - \sin \psi_p}{1 - \sin \varphi_p \sin \psi_p} \quad (9)$$

در این روابط، ψ_m و ψ_p به ترتیب زاویه‌های اتساع بسیج شده و اتساع بیشینه هستند. پارامتر φ_{cv} زاویه‌ی اصطکاک در حالت تداخل بحرانی و با زاویه‌ی اصطکاک حجم ثابت مصالح است. این همبستگی آن چنان‌که در ادامه‌ی پژوهش حاضر اثبات شده است، دقت کافی در شبیه‌سازی رفتار حجمی مصالح سنگریزه‌یی با پتانسیل بالای شکست ذرات ندارد. لذا مؤلفان اصلاحاتی را به شرح رابطه‌ی ۱۰ پیشنهاد کرده‌اند در این رابطه دو پارامتر جدید، ضریب P و زاویه‌ی اتساع اولیه (ψ_0) اضافه شده است:

$$\sin \psi_m = \begin{cases} \sin \psi_m & P \cdot \theta < \psi_0 \\ \sin(P \cdot \theta) & \psi_0 \leq P \cdot \theta \leq \psi_p \\ \sin \psi_p & P \cdot \theta > \psi_p \end{cases} \quad (10)$$

پارامتر، θ از رابطه‌ی ۱۱ به دست می‌آید:

$$\theta = \sin^{-1} \left(\frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_m \sin \varphi_{cv}} \right) \quad (11)$$

در روابط ۱۰ و ۱۱، $\psi_p \leq +90^\circ$ ، θ ، $\psi_0 \leq -90^\circ$ و P یک عدد حقیقی مثبت است.

پارامتر P و همچنین زاویه‌ی اتساع اولیه (ψ_0) ، می‌توانند براساس آزمایش‌های سه‌محوری تعیین شوند. در شکل ۴، تغییرات زاویه‌ی اتساع بسیج شده با کرنش خمیری برای مقادیر متفاوت P براساس رابطه‌ی ۱۰ ارائه شده است. مطابق شکل مذکور، زاویه‌ی اتساع بسیج شده از یک مقدار اولیه‌ی (ψ_0) ، (-25) ، (-62.5) و (-80)

استفاده شده است (معادله‌ی ۱)؛ که اعتبار آن در برخی مطالعات، [۴۲، ۴۱، ۲۹، ۲۸] برای انواع خاک‌ها و سنگ‌ها تحت شرایط متفاوت آزمایشگاهی و صحرایی به اثبات رسیده است:

$$E = K P_a \left(\frac{\sigma_r}{P_a} \right)^n \quad (1)$$

در این معادله، E مدول یانگ، K پارامتر مدول کشسان، P_a فشار اتمسفر و n توان وابستگی مدول به تنش همه‌جانبه هستند. ضریب پواسون با توجه به شیب اولیه‌ی نمودار کرنش حجمی-کرنش محوری محاسبه شده است. با توجه به شکل‌های ۲الف و ۳الف، برای مصالح سنگریزه‌یی مورد آزمایش ثابت (برابر با ۰٫۱) است. این مقدار در محدوده‌ی رفتار کشسان، منجر به نتایج قابل قبولی می‌شود.

۲.۳. سطوح تسلیم و توابع پتانسیل

رفتار سخت‌شوندگی در مدل رفتاری مذکور با استفاده از تغییر پارامترهای موهر-کولمب به صورت تابعی از کرنش برشی خمیری تعریف شده است. سطح تسلیم در این مدل براساس روابط ۲ و ۳ تعریف شده است:

$$f^s = \sigma_1 - \sigma_2 \frac{1 - \sin \varphi_m}{1 + \sin \varphi_m} + 2 c_m \sqrt{\frac{1 - \sin \varphi_m}{1 + \sin \varphi_m}} \quad (2)$$

$$f^t = \sigma_m^t - \sigma_r \quad (3)$$

در این روابط، f^s و f^t به ترتیب توابع تسلیم برشی و کششی، σ_1 و σ_2 تنش‌های اصلی بزرگ‌تر و کوچک‌تر هستند. همچنین φ_m ، c_m و σ_m^t به ترتیب زاویه‌ی اصطکاک بسیج شده، زاویه‌ی اتساع بسیج شده و مقاومت کششی بسیج شده در مدل هستند. قانون جریان در برش از نوع غیر وابسته و در کشش از نوع وابسته است. توابع پتانسیل خمیری به صورت روابط ۴ و ۵ در مدل تعریف شده‌اند:

$$Q^S = \sigma_1 - \sigma_2 \frac{1 - \sin \psi_m}{1 + \sin \psi_m} \quad (4)$$

$$Q^t = -\sigma_r \quad (5)$$

که در آن، ψ_m زاویه‌ی اتساع بسیج شده است.

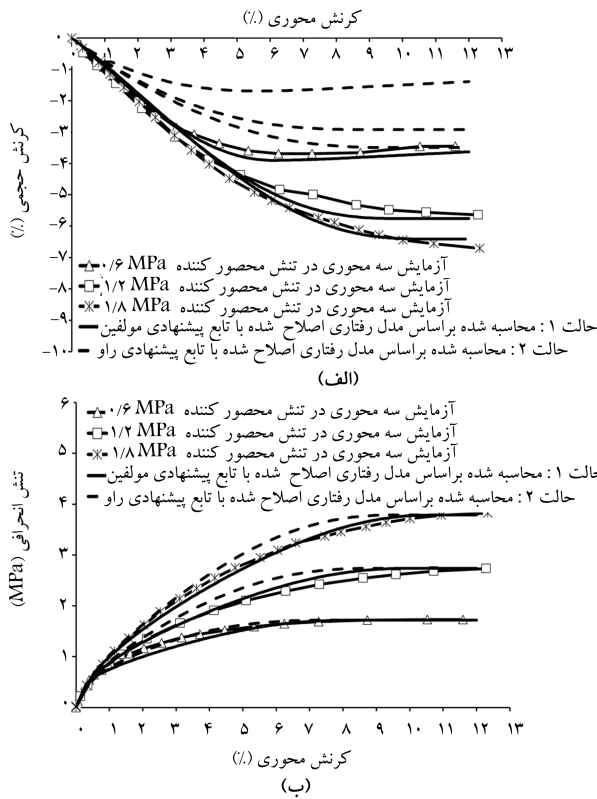
در توابع پتانسیل مفروض هم رفتار سخت‌شوندگی و هم رفتار نرم‌شوندگی با توجه به تغییر در زاویه‌ی اتساع بسیج شده قابل مدل‌سازی خواهد بود. در مصالح سنگریزه‌یی، سخت‌شوندگی اصطکاک و رفتار اتساعی مصالح بر پایه‌ی مفهوم پارامترهای بسیج شده تعریف شده است. این فرایند در ادامه تشریح شده است.

۳.۳. سخت‌شوندگی اصطکاک‌ی

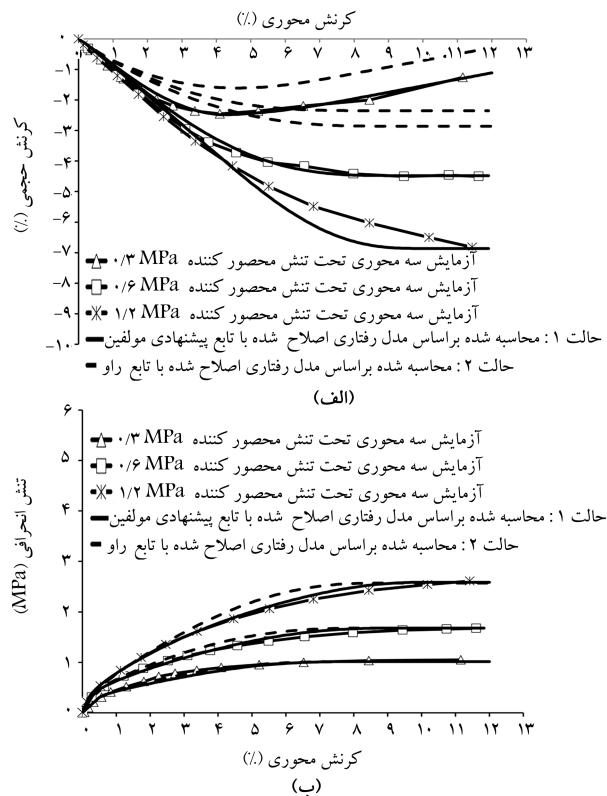
در سال ۱۹۸۴، رابطه‌ی ۶ برای سخت‌شوندگی اصطکاک‌ی برای مصالح ژئوتکنیکی پیشنهاد شده است. [۴۳] در این رابطه زاویه‌ی اصطکاک بسیج شده (φ_m) ، به کرنش برشی خمیری (ε_p) وابسته است و تا رسیدن به مقدار بیشینه (φ_p) ، به تدریج افزایش می‌یابد.

$$\sin \varphi_m = \begin{cases} 2 \frac{\sqrt{\varepsilon_p \times \varepsilon_f}}{\varepsilon_p + \varepsilon_f} \sin \varphi_p & \text{for } \varepsilon_p \leq \varepsilon_f \\ \sin \varphi_p & \text{for } \varepsilon_p > \varepsilon_f \end{cases} \quad (6)$$

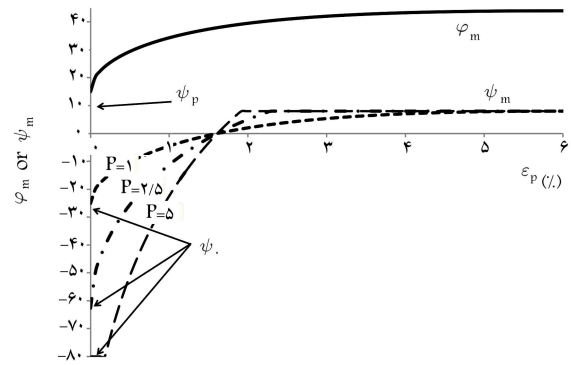
در این رابطه، ε_f کرنش خمیری در زاویه‌ی اصطکاک بیشینه (φ_p) است.



شکل ۵. نتایج آزمایش‌های سه‌محوری انجام شده و مدل‌سازی شده برای نمونه‌های خشک و با تراکم بالا.



شکل ۶. نتایج آزمایش‌های سه‌محوری انجام شده و مدل‌سازی شده برای نمونه‌های اشباع و با تراکم بالا.



شکل ۴. تغییرات زاویه‌های اصطکاک و اتساع بسیج شده با تغییرات ضریب P .

درجه به ترتیب برای مقادیر P معادل با: ۱، ۲/۵ و ۵ تا مقدار بیشینه (ψ_p) افزایش یافته است. پارامتر P ، کنترل‌کننده میزان انحنای این منحنی است. در ادامه، کارایی مدل رفتاری با تابع پتانسیل برای مصالح سنگریزه‌یی سد مسجد سلیمان بررسی شده است. در مدل مطرح شده، کرنش‌های حجمی ناشی از شکست ذرات با مفهوم تغییر در زاویه‌ی اتساع بسیج شده مدل‌سازی شده است. شکل ۴ نشان می‌دهد که افزایش پارامتر P سبب کاهش زاویه‌ی اتساع بسیج شده می‌شود. بنابراین نمونه‌های با پتانسیل شکست ذرات بیشتر، ضریب P بالاتری خواهند داشت. پارامتر ψ_0 ، کنترل‌کننده زاویه‌ی اتساع اولیه است.

۴. شبیه‌سازی عددی

مدل‌سازی عددی آزمایش سه‌محوری با استفاده از نرم‌افزار FLAC صورت گرفته است. کلبه‌ی توابع معرفی شده در بخش قبل با استفاده از قابلیت برنامه‌نویسی نرم‌افزار (FISH) به مدل رفتاری اعمال شده است. مدل‌سازی بر روی یک تک المان در شرایط تقارن محوری با در نظر گرفتن شرایط مرزی مناسب انجام شده است. برنامه‌ی نوشته شده در هرگام از تحلیل، کرنش‌های برشی خمیری را محاسبه و براساس توابع تعریف شده، کلبه‌ی پارامترهای مدل را به‌روز رسانی می‌کند. براساس روش ذکر شده، کلبه‌ی آزمایش‌های سه‌محوری مدل‌سازی شده و پارامترهای نهایی به شرح جدول ۲ به‌دست آمده‌اند. کلبه پارامترها به جز C و v که به ترتیب چسبندگی و ضریب پواسون کشسان هستند، در بخش ۳ معرفی شده‌اند.

۱.۴. نتایج شبیه‌سازی

منحنی‌های تنش انحرافی و کرنش حجمی در برابر کرنش محوری حاصل از آزمایش‌ها و مدل عددی برای شرایط متفاوت اولیه در شکل‌های ۵ الی ۷ ارائه شده‌اند. نمودارها در ۲ حالت ارائه شده‌اند: حالت اول، تابع پتانسیل نتایج مدل عددی بر پایه‌ی تابع پیشنهادی مؤلفان پژوهش حاضر (رابطه‌ی ۱۰) است؛ و حالت دوم، براساس تابع پیشنهادی راو (رابطه‌ی ۸)، [۳۳] به مدل معرفی شده است. با توجه به شکل‌های ۵ الی ۷ می‌توان دریافت که به‌علت وجود کرنش‌های بالای حجمی ناشی از شکست ذرات، مدل‌سازی براساس تابع پتانسیل پیشنهادی راو، دقت کافی در مدل‌سازی رفتار حجمی مصالح سنگریزه‌یی ندارد، در حالی که تابع پیشنهادی مؤلفان پژوهش حاضر سبب افزایش کارایی شبیه‌سازی مدل رفتاری اصلاح شده به ویژه در حوزی کرنش‌های حجمی شده است. لازم به ذکر است که کلبه‌ی پارامترهای مدل به جز پارامترهای P و ψ_p در دو حالت تحلیل مشابه در نظر گرفته شده‌اند (جدول ۲).

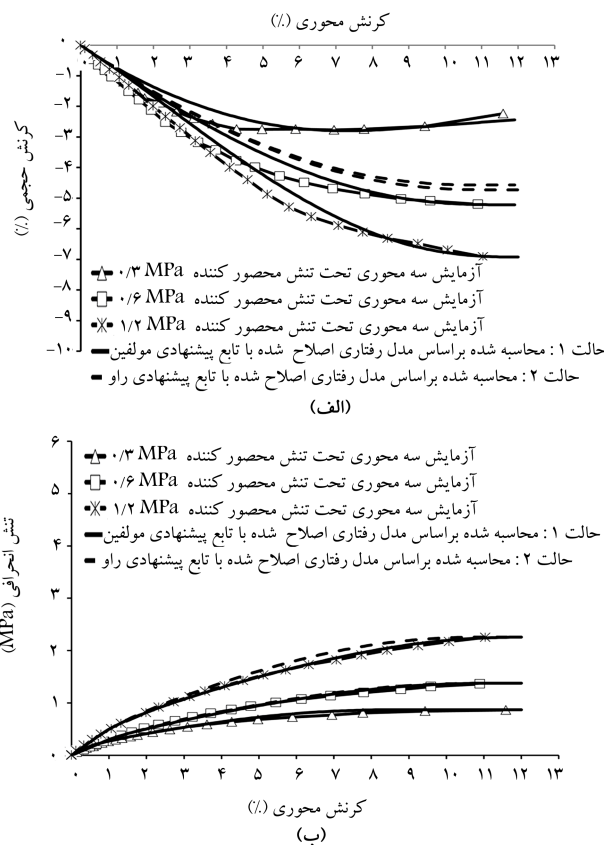
جدول ۲. پارامترهای مدل رفتاری اصلاح شده‌ی نمونه‌های مصالح سنگ‌ریز.

پارامتر	خشک، تراکم بالا		اشباع، تراکم متوسط	
	تراکم بالا	بالاتر	بالاتر	متوسط
$\rho(\frac{gr}{cm^3})$	۲	۲	۱٫۸	۱٫۸
n	-۰٫۱۲	۰٫۷۴	۰٫۲۷	۰٫۲۷
K	۳۶۷۲	۵۵۶	۴۶۸	۴۶۸
ν	۰٫۱	۰٫۱	۰٫۱	۰٫۱
$c(\frac{kN}{m^2})$	۶۵	۲۵	۱۵	۱۵
$\varepsilon_T(\%)$	۶	۶	۶	۶
m	۱	۱	۱	۱
P	۵	$۷٫۷(\frac{\sigma_r}{P_a}) + ۰٫۲۵$	$۰٫۳۷(\frac{\sigma_r}{P_a}) - ۰٫۳۷۵$	$۰٫۳۷(\frac{\sigma_r}{P_a}) - ۰٫۳۷۵$
ψ_0	-۸°	-۸°	-۸°	-۸°
φ_p	$۵۱٫۳ - ۷ \log(\frac{\sigma_r}{P_a})$	$۵۵ - ۱۱٫۱ \log(\frac{\sigma_r}{P_a})$	$۵۲٫۶ - ۱۱٫۳ \log(\frac{\sigma_r}{P_a})$	$۵۲٫۶ - ۱۱٫۳ \log(\frac{\sigma_r}{P_a})$
ψ_p	$\begin{cases} ۱٫۵ & \frac{\sigma_r}{P_a} \leq ۶ \\ ۰٫۱^\circ & \frac{\sigma_r}{P_a} > ۶ \end{cases}$	$\begin{cases} ۵٫۵ & \frac{\sigma_r}{P_a} \leq ۳ \\ ۰٫۱^\circ & \frac{\sigma_r}{P_a} > ۶ \end{cases}$	$\begin{cases} ۲٫۵ & \frac{\sigma_r}{P_a} \leq ۳ \\ ۰٫۱^\circ & \frac{\sigma_r}{P_a} > ۶ \end{cases}$	$\begin{cases} ۲٫۵ & \frac{\sigma_r}{P_a} \leq ۳ \\ ۰٫۱^\circ & \frac{\sigma_r}{P_a} > ۶ \end{cases}$
φ_0	$۳۳٫۶ - ۱۶٫۶ \log(\frac{\sigma_r}{P_a})$	$۴۱٫۹ - ۳۰ \log(\frac{\sigma_r}{P_a})$	$۲۲ - ۶٫۶ \log(\frac{\sigma_r}{P_a})$	$۲۲ - ۶٫۶ \log(\frac{\sigma_r}{P_a})$

به‌طور کلی مدول کشسان برای نمونه‌های اشباع کمتر از نمونه‌های خشک بوده است. این کاهش مدول برای نمونه‌های با تراکم بیشتر قابل توجه‌تر است. معمولاً در مصالح، مدول کشسان با افزایش تنش همه‌جانبه افزایش می‌یابد. این رفتار در نمونه‌های اشباع به‌خوبی قابل رؤیت است، در حالی که جدول ۲ نشان می‌دهد برای نمونه‌های خشک با افزایش تنش همه‌جانبه، مدول کشسان کاهش یافته است (توان n منفی است). این واقعیت می‌تواند ناشی از آن باشد که شکست ذرات در مصالح خشک شدیدتر از مصالح اشباع است. شاخص شکست مارشال (B_g) ارائه شده در جدول ۱ گواه این مدعا است. در همه‌ی آزمایش‌ها، در مقادیر تنش همه‌جانبه پایین زاویه‌ی اتساع بیشینه (ψ_p) مقداری بزرگ‌تر از صفر دارد، در حالی که مقدار این زاویه در تنش‌های جانبی زیاد معادل صفر است. پارامتر P با افزایش تنش همه‌جانبه افزایش می‌یابد. همچنین برای یک فشار جانبی و تراکم برابر، مقدار پارامتر P در نمونه‌های خشک بیش از نمونه‌های اشباع است. در مجموع نتایج حاکی از آن است که پدیده‌ی شکست ذرات، نقش تعیین‌کننده‌ی بر رفتار تغییر شکلی مصالح سنگریزه‌یی دارد.

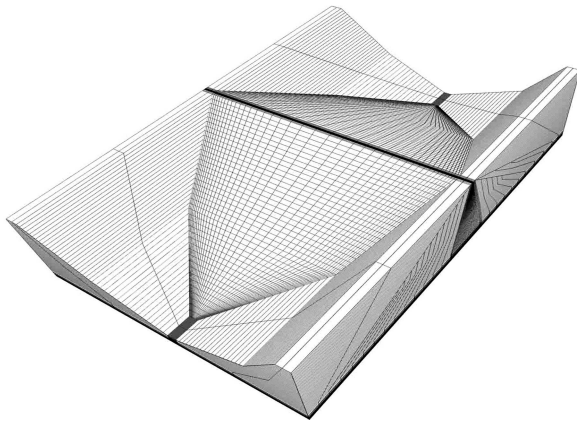
۵. کارایی مدل رفتاری اصلاح شده در سازه‌ی واقعی

در این بخش، کارایی مدل رفتاری اصلاح شده در مقیاس واقعی با تحلیل عددی سد مسجد سلیمان در دوران ساخت ارزیابی شده است. سیستم ابزار دقیق مناسبی برای این سد طراحی و نصب شده است. در شکل ۸، مقطع اصلی سد و موقعیت ابزارهای سالم آن تا انتهای ساخت ارائه شده است. پوسته‌های سد (نواحی ۳A، ۳B و ۳C) از مصالح سنگریزه‌یی با پتانسیل بالای شکست ذرات تشکیل شده است. آزمایش‌های سه‌محوری بزرگ مقیاس شرح داده شده در بخش قبل بر روی مصالح

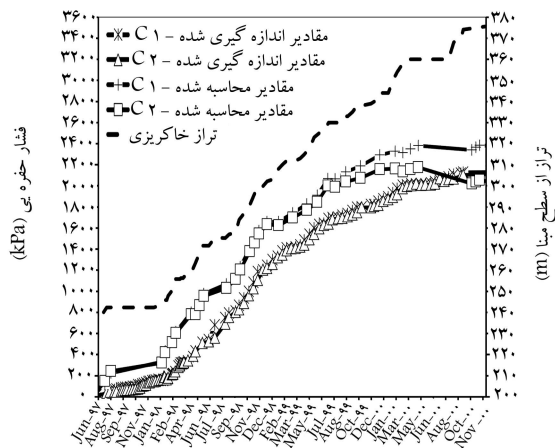


جدول ۳. پارامترهای مدل رفتاری اصلاح شده برای بخش‌های مختلف بدنه‌ی سد مسجد سلیمان.

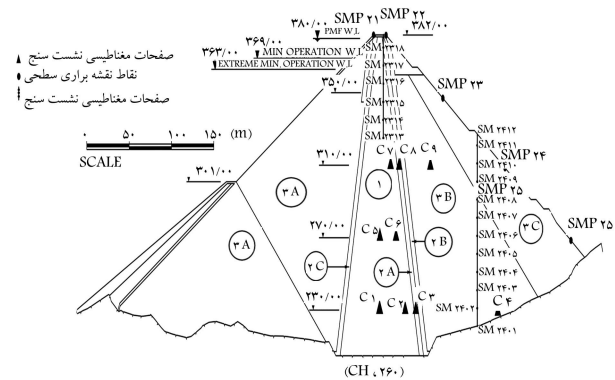
پارامتر	۳B	۲A	۲C و ۲B	هسته
$\rho (\frac{gr}{cm^3})$	۲	۱٫۹	۲٫۱	۱٫۸۹
n	۰٫۰۵	۱	۰٫۰	۰٫۸
K	۴۲۲	۱۳۸	۱۶۶۳	۱۲۰
ν	۰٫۲	۰٫۱۵	۰٫۱	۰٫۱۵
$c (\frac{kN}{m^2})$	۴۰	۱۰	۲۰	۳۰
$\epsilon_f (\%)$	۷	۸٫۵	۸٫۵	۱۰
m	۱	۱	۱	۱
P	۲٫۵	۳٫۵	۱	۱
ψ_0	-۸°	-۸°	-۸°	-۸°
φ_p	$۲۲۲ - ۰٫۶۴ \log (\frac{\sigma_r}{P_a})$	$۴۵ - ۶٫۶۴ \log (\frac{\sigma_r}{P_a})$	$۴۶٫۳ - ۴٫۸ \log (\frac{\sigma_r}{P_a})$	۳°
ψ_p	۰٫۱°	۰٫۱°	$۱٫۱۵ - ۰٫۸۳ \log (\frac{\sigma_r}{P_a})$	۰٫۱°
φ_0	$۳۴٫۲ - ۲° \log (\frac{\sigma_r}{P_a})$	$۳۹٫۷ - ۲٫۷ \log (\frac{\sigma_r}{P_a})$	$۳ - ۲٫۶ \log (\frac{\sigma_r}{P_a})$	۰٫۱°



شکل ۹. هندسه‌ی سه‌بعدی المان‌بندی شده‌ی سد مسجد سلیمان.



شکل ۱۰. تغییرات مقادیر محاسبه شده و اندازه‌گیری شده‌ی پی‌زومترهای الکتریکی نصب شده در تراز +۲۳ در مقطع اصلی سد مسجد سلیمان.

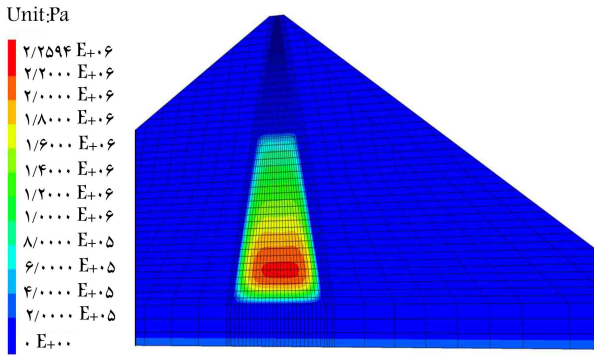


شکل ۸. ناحیه‌های مختلف بدنه و موقعیت ابزار دقیق سالم در مقطع اصلی سد (کیلومتر ۲۶۰).

بخش‌های ۳A و ۳C که از یک جنس هستند، انجام شده است. مطابق روش عنوان شده، آزمایش‌های سه‌محوری برای کلیه مصالح بدنه‌ی سد در بخش‌های دیگر شبیه‌سازی شده و پارامترهای مدل رفتاری اصلاح شده برای آن‌ها به شرح جدول ۳ تعیین شده است.

در شکل ۹، شبکه‌ی تفاضلات محدود سه‌بعدی سد نشان داده شده است. مدل‌سازی عددی دوران ساخت به صورت مرحله‌ی در ۴۲ لایه انجام شده است. تحلیل‌ها به صورت کوپل با در نظر گرفتن فشار آب منفذی و تحکیم در هسته صورت گرفته‌اند. پوگانو (۲۰۰۶، ۴۴) نشان داده است که کمیت‌های فشار آب منفذی (در شرایط وجود تعادل هیدرولیکی در محیط متخلخل) و تغییر شکل‌ها نسبت به سایر کمیت‌ها، جهت کالیبره کردن مدل‌های عددی مبتنی بر مکانیک محیط‌های پیوسته مناسب‌تر هستند؛ لذا، در ادامه جهت اثبات کارایی مدل رفتاری اصلاح شده برای کالیبراسیون مدل تحلیلی سد در دوران ساخت از مقادیر اندازه‌گیری شده‌ی کمیت‌های مذکور استفاده شده است.

مقایسه‌ی بین مقادیر محاسبه شده و اندازه‌گیری شده‌ی فشار آب منفذی در هسته‌ی سد در زمان ساخت در شکل‌های ۱۰ و ۱۱ مشاهده می‌شود.



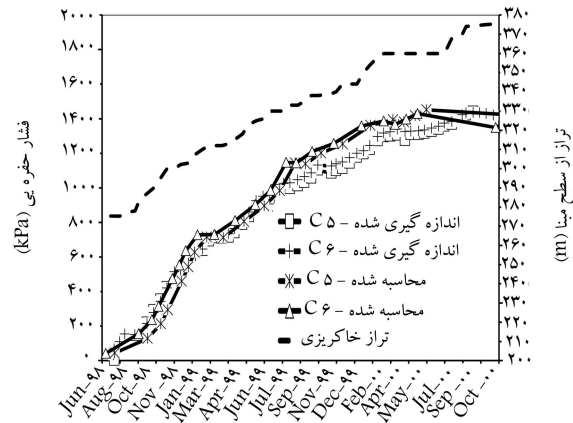
شکل ۱۴. توزیع کنتوری فشار حفره‌یی در مقطع اصلی سد مسجد سلیمان در انتهای ساخت.

شده در سد مذکور در زمان ساخت است، که عمدتاً به رطوبت اجرایی بیش از بهینه در هسته (حدود ۲٪ بیشتر)، نفوذپذیری بسیار کم هسته و همچنین سرعت سریع ساخت نسبت داده می‌شود. با توجه به اینکه وجود پتانسیل بالای شکست ذرات مصالح پوسته‌ی سد، نقش تعیین کننده‌ی در وقوع تغییر شکل‌های بزرگ سد مسجد سلیمان داشته است، تطابق مناسب نتایج مدل عددی و نشست‌های اندازه‌گیری شده به‌ویژه در پوسته‌ی سد، حاکی از دقت و کارایی مناسب مدل رفتاری اصلاح شده در شبیه‌سازی پدیده‌ی خردشدگی ذرات در مقیاس واقعی است.

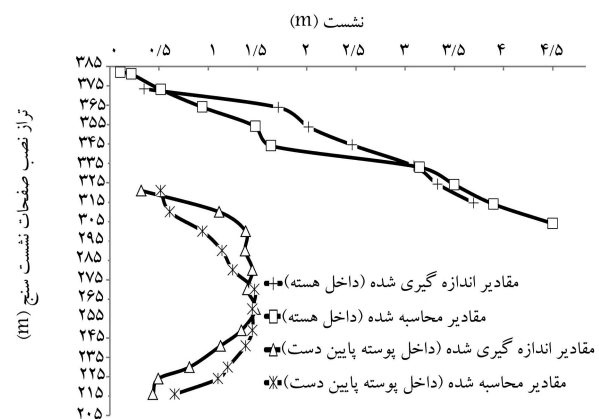
۶. نتیجه‌گیری

تمرکز اصلی پژوهش حاضر بر ارائه‌ی یک رویکرد برای شبیه‌سازی عددی رفتار پیچیده‌ی مصالح سنگریزه‌یی با توجه ویژه به تغییرات حجمی ناشی از پدیده‌ی شکست ذرات در شرایط بارگذاری برشی بوده است. در این رویکرد از یک مدل رفتاری کشسان خمیری سخت‌شونده/نرم‌شونده بر پایه‌ی پارامترهای بسیج شده استفاده شده است. برای شبیه‌سازی مناسب‌تر رفتار انقباضی مصالح با خردشدگی شدید، رابطه‌ی جدیدی برای تغییرات زاویه‌ی اتساع بسیج شده در برابر کرنش برشی خمیری در تابع پتانسیل این مدل رفتاری لحاظ شده است. در پژوهش حاضر، ابتدا کارایی مدل اصلاح شده‌ی مذکور در شبیه‌سازی عددی دسته‌ی از آزمایش‌های سه‌محوری بزرگ‌مقیاس روی مصالح سنگریزه‌یی پوسته‌ی سد مسجد سلیمان که پتانسیل خردشدگی بالایی دارند، ارزیابی شده است. در ادامه، کارایی آن در برآورد کمیت‌های رفتاری (تغییر شکل، فشار حفره‌یی و ...) یک سازه‌ی واقعی متشکل از مصالح سنگریزه‌یی با پتانسیل خردشدگی شدید ذرات نظیر سد مسجد سلیمان بررسی شده است. نتایج ارزیابی‌ها نشان می‌دهد که هر چند افزودن پارامترهای جدید به مدل سبب افزایش پیچیدگی آن شده است، اما مدل رفتاری اصلاح شده دارای دقت قابل توجهی در شبیه‌سازی رفتار تغییرشکلی مصالح سنگریزه‌یی با پتانسیل بالای شکست ذرات است.

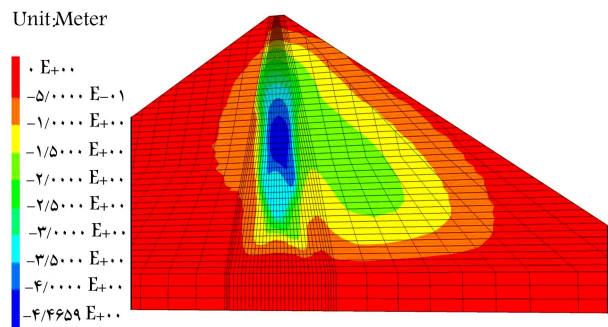
در انتها لازم است ذکر شود که رویکرد ارائه شده در نوشتار حاضر با موفقیت جهت شبیه‌سازی کرنش‌های حجمی ناشی از شرایط بارگذاری برشی به‌کار گرفته شده است؛ بنابراین، بدیهی است شبیه‌سازی شکست ذرات در شرایط تنش متفاوت می‌تواند موضوع مطالعات تکمیلی آتی باشد.



شکل ۱۱. تغییرات مقادیر محاسبه شده و اندازه‌گیری شده در پیزومترهای الکتریکی نصب شده در تراز +۲۷ در مقطع اصلی سد مسجد سلیمان.



شکل ۱۲. پروفیل قائم نشست اندازه‌گیری شده و محاسبه شده در راستای محور سد و در پوسته‌ی پایین دست مقطع اصلی سد مسجد سلیمان و در انتهای ساخت.



شکل ۱۳. توزیع کنتوری نشست در مقطع اصلی سد مسجد سلیمان در انتهای ساخت.

همچنین مقادیر نشست حاصل از تحلیل عددی و مقادیر اندازه‌گیری شده حاصل از ابزار دقیق در روی محور سد و نیز پوسته‌ی پایین دست در شکل ۱۲ نمایش داده شده است. در شکل‌های مذکور، تطابق مناسبی بین نتایج تحلیل عددی و مقادیر اندازه‌گیری شده مشاهده می‌شود. منحنی‌های هم‌تراز فشار آب منفذی و نشست قائم برای مقطع پیشینه‌ی سد (مقطع ۲۶) در شکل‌های ۱۳ و ۱۴ مشاهده می‌شود. فشار آب منفذی بسیار زیاد در هسته‌ی سد از موارد مشاهده

منابع (References)

- Marsal, R.J. "Large scale testing of rock fill materials", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, **93**(2), pp. 27-43 (1967).
- Fumagalli, E. "Tests on cohesion less materials for rock-fill dams", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, **95**(1), pp. 313-332 (1969).
- Bertacchi, P. and Bellotti, R. "Experimental research on materials for rockfill dams", *10th Int. Congress on Large Dams, ICOLD, Montreal, Q36*, pp. 511-529 (1970).
- Fumagalli, E., Moscini, B. and Rossi, P.P. "Laboratory tests on materials and static models for rockfill dams", *10th Congress on Large Dams, ICOLD, Montreal*, pp. 531-551 (1970).
- Billam, J. "Some aspects of the behavior of granular materials at high pressures. Stress-strain behavior of soils", *Proc. Roscoe Memorial Symp., G.T. Foulis and Co. Ltd.*, pp. 69-80 (1971).
- Marachi, N.D., Chan, C.K. and Seed, H.B. "Evaluation of properties of rockfill materials", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, **98**(1), pp. 95-114 (1972).
- Marsal, R.J. *Mechanical Properties of Rockfill*, in: R.C. Hirshfeld, S.J. Poulos (Eds.), *Embankment-Dam Engineering, Casagrande Volume*, John Wiley & Sons Inc., N.Y, pp. 109-200 (1973).
- Indraratna, B., Wijewardena, L.S.S. and Balasubramaniam, A.S. "Large-scale triaxial testing of greywacke rockfill", *Geotechnique*, **43**(1), pp. 37-51 (1993).
- Lade, P.V., Yamamuro, J.A. and Bopp, P.A. "Significance of particle crushing in granular materials", *Journal of Geotechnical Engineering*, **122**(4), pp. 309-316 (1996).
- Oldecop L.A. and Alonso, E.E. "A model for rockfill compressibility", *Geotechnique*, **51**(2), pp. 127-139 (2001).
- Varadarajan, A., Sharma, K., Venkatachalam, K. and Gupta, A. "Testing and modeling two rockfill materials", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, **129**(3), pp. 206-218 (2003).
- Meidani, M., Shafiee, A., Habibagahi, G., Jafari, M.K., Mohri, Y., Ghahramani, A. and Chang, C.S. "Granule shape effect on the shear modulus and damping ratio of mixed gravel and clay", *Iranian Journal of Science and Technology, Trans. B. Engineering*, **32**(5), pp. 501-518 (2008).
- Vasistha, Y., Gupta, A.K. and Kanwar, V. "Medium triaxial testing of some rockfill materials", *Electron. J. Geotech. Eng. (EJGE)*, **18**, pp. 923-964 (2013).
- Duncan, J.M. and Chang, C.Y. "Nonlinear analysis of stress and strain in soils", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, **96**(5), pp. 1629-1653 (1970).
- Lade, P.V. and Duncan, J.M. "Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, **101**(GT10), pp. 1037-1053 (1975).
- Nova, R. and Wood, D.M.A. "Constitutive model for sand in triaxial compression", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **3**(3), pp. 255-278 (1979).
- Lade, P.V. and Kim, M.K. "Single hardening constitutive model for soil, rock and concrete", *International Journal of Solids and Structures*, **32**(14), pp. 1963-1978 (1995).
- Guo, R. and Li, G. "Elasto-plastic constitutive model for geotechnical materials with strain-softening behaviour", *Computers and Geotechnics*, **34**(1), pp. 14-23 (2008).
- Kulhawy, F.H. and Duncan, J.M. "Stresses and movements in oroville dam", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, **98**(7), pp. 653-665 (1972).
- Escuder, I., Andreu, J. and Rechea, M. "An analysis of stress-strain behaviour and wetting effects on quarried rock shells", *Canadian Geotechnical Journal*, **42**(1), pp. 51-60 (2005).
- Desai, C.S. and Toth, J. "Disturbed state constitutive modeling based on stress-strain and nondestructive behavior", *International Journal of Solids and Structures*, **33**(11), pp. 1619-1650 (1996).
- Desai, C.S. *Mechanics of Materials and Interfaces: The Disturbed State Concept*, CRC Press (2001).
- Varadarajan, A., Sharma, K.G., Abbas, S.M. and Dhawan, A.K. "Constitutive model for rockfill materials and determination of material constants", *International Journal of Geomechanics*, **6**(4), pp. 226-237 (2006).
- Bandini, V. and Coop, M.R. "The influence of particle breakage on the location of the critical state line of sands", *Soils Found.*, **51**(4), pp. 591-600 (2011).
- Honkanadavar, N.P., Gupta, S.L. and Ratnam, M. "Effect of particle size and confining pressure on shear strength parameter of rockfill materials", *Int. J. Adv. Civ. Eng. Architect.*, **1**(1), pp.49-63 (2012).
- Xiao, Y., Liu, H., Chen, Y. and Jiang, J. "Strength and deformation of rockfill material based on large-scale triaxial compression tests. II: Influence of particle breakage", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, **140**(12), pp. 0401470 (1-16) (2014).
- Russell, A.R. and Khalili, N. "A bounding surface plasticity model for sands exhibiting particle crushing", *Canadian Geotechnical Journal*, **41**(6), pp. 1179-1192 (2004).
- Veiskarami, M., Ghorbani, A. and Alavipour, M.R. "Development of a constitutive model for rockfills and similar granular materials based on the disturbed state concept", *Front. Struct. Civ. Eng.*, **6**(4), pp. 365-378 (2012).
- Salim, W. and Indraratna, B. "A new elastoplastic constitutive model for coarse granular aggregates incorporating particle breakage", *Canadian Geotechnical Journal*, **41**(4), pp. 657-671 (2004).
- Xiao, Y., Liu, H., Chen, Y., Jiang, J. and Zhang, W. "Testing and modeling of the state-dependent behaviors of rockfill material", *Computers and Geotechnics*, **61**, pp. 153-165 (2014).
- Itasca consulting group, *FLAC; Fast Lagrangian Analysis of Continua*, Minneapolis, Minnesota, USA (2011).
- Moshanir Power Engineering Consultants, *Review on Additional Laboratory Tests on Materials of Masjed-e-Soleyman Dam*, Tehran, Iran (1996).

33. Rowe, P.W. "Stress-dilatancy, earth pressure and slopes", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, **89**(5), pp. 37-46 (1963).
34. Hazen, A. *Discussion of Dam on Sand Foundation*, by A.C. Koenig, Transaction, New York, N.Y. (1911).
35. Leslie, D.D. "Large scale triaxial tests on gravelly soils", *Proceeding of the 2nd Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Brazil, **1**, pp. 181-202 (1963).
36. Lee, K.L. and Farhoomand, I. "Compressibility and crushing of granular soils in anisotropic triaxial compression", *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, Canada, **4**(1), pp. 68-86 (1967).
37. Miura, N. and O-hara, S. "Particle crushing of decomposed granite soil under shear stresses", *Soils and Foundations*, **19**(3), pp. 1-14 (1979).
38. Hardin, B.O. "Crushing of soil particles", *Journal of Geotechnical Engineering*, **111**(11), pp. 1177-1192 (1985).
39. Indraratna, B. and Salim, W. "Modelling of particle breakage of coarse aggregates incorporating strength and dilatancy", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, London, **155**(4), pp. 243-252 (2002).
40. Aghaei, A., Soroush, A. and Rayhani, M. "Large-scale triaxial testing and numerical modeling of rounded and angular rockfill materials", *ScientiaIranica, Transaction A: Civil Engineering*, Sharif University of Technology, **17**(3), pp. 169-183 (2010).
41. Soroush, A. and Jannatiaghdam, R. "Behavior of rockfill materials in triaxial compression testing", *Iran, International Journal of Civil Engineering, Technical Note*, **10**, pp. 153-161 (2012).
42. MahinRoosta, R. and Alizadeh, A. "Simulation of collapse settlement in rockfill material due to saturation", *Iran, International Journal of Civil Engineering*, **10**(2), pp.125-13 (2012).
43. Vermeer, P.A. and De Borst, R. "Non-associated plasticity for soils, concrete and rock", *Heron*, **29**(3), pp. 3-62 (1984).
44. Pagano, L., Sica, S. and Desideri, A. "Representativeness of measurements in the interpretation of earth dam behavior", *Canadian Geotechnical Journal*, **43**(1), pp. 87-99 (2006).