

مطالعه‌ی پارامتری رفتار رویه‌ی بتنی در سدهای سنگریز رویه‌ی بتنی با در نظر گرفتن رفتار سخت‌شوندگی مصالح بدنه‌ی سد

ابراهیم حسن‌خانی* (مربی)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد نجف‌آباد

امیره‌هدی حلییان (دانشیار)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۳۹۷)
دوره‌ی ۲ - ۳۴، شماره‌ی ۳/۱، ص. ۳۷-۴۷

دراثر آبیگری مخزن در سدهای پاره‌سنگی با رویه‌ی بتنی، رویه‌ی بتنی دچار تغییرشکل می‌شود و تنش‌های کششی و فشاری در آن گسترش می‌یابد. چنانچه مقدار تنش‌های ذکرشده بیش از مقدار مجاز شود، منجر به آسیب پوشش بتنی می‌شود و عملکرد سد را دچار اختلال می‌کند. یکی از عوامل مهم در زمینه‌ی ذکرشده، تغییرشکل مصالح بدنه‌ی سد است. در نوشتار حاضر، ابتدا یک مدل رفتاری مناسب که قابلیت در نظر گرفتن رفتار مصالح پاره‌سنگی را داشته باشد، استفاده و پس از آن به مطالعه‌ی دیگر عوامل مؤثر پرداخته شده است. نتایج تحلیل‌های عددی نشان می‌دهد که استفاده از یک مدل رفتاری مناسب برای مصالح بدنه‌ی سد، تأثیر مهمی در عملکرد رویه‌ی بتنی دارد. همچنین ارتفاع سد و ضریب اصطکاک بین رویه و مصالح بدنه‌ی سد از دیگر عوامل تأثیرگذار در مقدار تنش‌های توسعه‌یافته در پوشش بتنی هستند.

واژگان کلیدی: CFRD، رویه‌ی بتنی، کرنش‌های توسعه‌یافته، کشسان‌خمیری، سخت‌شوندگی، اجزاء محدود.

e.hasankhani@pci.iaun.ac.ir
mahdi@cc.iut.ac.ir

۱. مقدمه

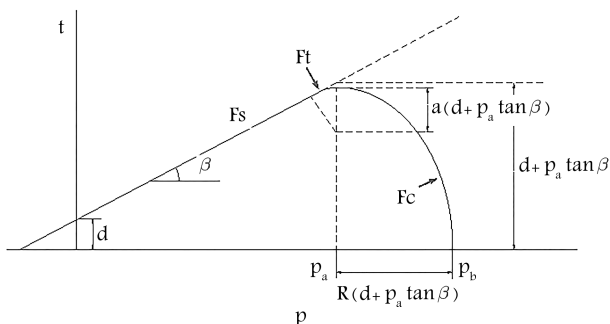
سدهای CFRD^۱ از انواع سدهای سنگریزه‌یی هستند که نقش آب‌بندی بر عهده‌ی رویه‌ی بتنی قرار گرفته بر دامنه‌ی بالادست سد است. با توجه به مزایای سدهای مذکور، از قبیل: قابلیت تطابق با انواع شرایط محیطی و توپوگرافی، هزینه‌ی اندک ساخت در بسیاری مواقع و مشکلات اجرایی کمتر،^[۱] ساخت آن‌ها در دهه‌های اخیر با ارتفاع مختلف و مشخصات مصالح گوناگون مورد استقبال فراوان قرار گرفته است. در سدهای CFRD، دال بتنی با ضخامت محدود بر دامنه‌ی بالادست سد قرار دارد و به‌عنوان پوشش نفوذناپذیر، مانع از نشت آب مخزن می‌شود. در واقع عملکرد سد، کاملاً وابسته به عملکرد و رفتار رویه‌ی بتنی است،^[۲-۵] و اهمیت و لزوم مطالعه‌ی بخش مذکور را مشخص می‌سازد. تجربیات نشان می‌دهد که بخش عمده‌ی تغییرشکل بدنه‌ی سد و رویه‌ی بتنی، در اولین دوره‌ی آبیگری مخزن اتفاق می‌افتد،^[۶] در این هنگام تنش‌های کششی در نزدیکی تکیه‌گاه‌ها و تنش‌های فشاری در بخش میانی رویه توسعه پیدا می‌کنند.^[۲] چنانچه مقدار تغییرشکل‌های بدنه‌ی سد و مقدار تنش‌ها در رویه‌ی بتنی بیش از حد مجاز باشد، می‌تواند منجر به آسیب و ترک خوردگی رویه‌ی بتنی و در نتیجه نشت آب مخزن شود.^[۷]

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۵/۳/۲۹، اصلاحیه ۱۳۹۵/۹/۱، پذیرش ۱۳۹۵/۹/۱۵

DOI:10.24200/J30.2018.1409

تاکنون تحلیل‌های فراوانی در مورد چگونگی تغییرشکل بدنه‌ی سد انجام شده است،^[۸-۱۱] اما به ارتباط تغییرشکل بدنه و تنش‌های توسعه‌یافته در دال بتنی کمتر توجه شده است. با توجه به نقش مهم رویه و فقدان اطلاعات کافی در مورد عملکرد پوشش نفوذناپذیر ذکرشده، لزوم مطالعات بیشتر به منظور بررسی رفتار این بخش از سد کاملاً احساس می‌شود. بدنه‌ی سدهای CFRD، به‌صورت معمول متشکل از ۴ ناحیه است که مصالح هر ناحیه، مشخصات متفاوتی دارد.^[۱۲] چگونگی تغییرشکل رویه کاملاً به الگوی تغییرشکل بدنه‌ی سد بستگی دارد و بنابراین برای مطالعه‌ی رفتار آن لازم است تغییرشکل بدنه‌ی سد تحلیل شود. مطالعه‌ی رفتار مصالح پاره‌سنگی در دستگاه‌های بزرگ‌مقیاس، حکایت از تأثیر فشار محصورکننده در رفتار مصالح مذکور دارد.^[۱۳-۱۵] به علاوه، آزمایش‌های گوناگون بر روی مصالح پاره‌سنگی نشان می‌دهد که رفتار توده‌ی پاره‌سنگی یک رفتار غیرخطی، غیرکشسان و وابسته به تنش است و شکستگی قطعات سنگ منجر به کرنش‌های حجمی قابل توجه می‌شود.^[۱۶-۱۸] در مورد سنگ‌های هوازده و ضعیف نیز چنین رفتاری قابل مشاهده است.^[۱۹] این در حالی است که در تحلیل‌هایی که در مورد سدهای ذکرشده انجام شده است، عمدتاً از مدل‌های رفتاری کشسان غیرخطی و مدل‌های کشسان خمیری کامل بدون در نظر گرفتن این موارد استفاده شده است.^[۲۰-۲۲] اما این مدل‌های رفتاری نتوانسته‌اند رفتار مصالح بدنه‌ی سد را به خوبی شبیه‌سازی کنند و پیش‌بینی مناسب عملکرد



شکل ۱. سطوح تسلیم در مدل دراگر - پراگر کلاهدار در صفحه‌ی p-t.

دراگر - پراگر کلاهدار از ۳ بخش تشکیل شده است (شکل ۱): ۱. سطح تسلیم دراگر - پراگر با معیار گسیختگی خمیری دراگر - پراگر که باعث تسلیم مصالح در حالت برشی و گسترش کرنش‌های خمیری می‌شود؛ ۲. سطح تسلیم بیضوی شکل کلاهدک (Cap) که کرنش‌های خمیری حجمی را کنترل و رفتار سخت‌شوندگی مصالح را شبیه‌سازی می‌کند؛ ۳. ناحیه‌ی انتقالی که به منظور ارتباط دو سطح تسلیم دراگر - پراگر و کلاهدک به صورت یکنواخت و جلوگیری از بروز خطاهای عددی تعریف شده است.^[۲۵] در واقع رفتار تسلیم‌شوندگی در مدل رفتاری دراگر - پراگر کلاهدک‌دار به فشار هیدرواستاتیک بستگی دارد و دو رفتار مجزا قابل مشاهده است: در صفحه‌ی گسیختگی برشی، مصالح رفتاری کاملاً خمیری دارد، در حالی که در سطح تسلیم کلاهدک بسته به کرنش‌های خمیری حجمی، مصالح رفتاری سخت‌شونده و یا نرم‌شونده دارند. رابطه‌های ۱ و ۲، به ترتیب بیانگر رابطه‌ی سطح تسلیم دراگر - پراگر و کلاهدک هستند:

$$F_s = t - p \tan \beta - d = 0 \quad (1)$$

$$F_c = \sqrt{(p - p_a)^2 + \left(\frac{Rt}{1 + \alpha - \alpha / \cos \beta}\right)^2} - R(d + p_a \tan \beta) = 0 \quad (2)$$

که در آن‌ها، F_s بیانگر رابطه‌ی سطح تسلیم دراگر - پراگر، β زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک، d چسبندگی در صفحه‌ی $p - t$ ، F_c رابطه‌ی سطح تسلیم کلاهدک، R پارامتر مربوط به کنترل شکل کلاهدک، α عددی کوچک (معمولاً بین ۰٫۱ تا ۰٫۵) برای تعریف سطح گذر بین سطح تسلیم دراگر - پراگر و کلاهدک و p_a پارامتر کنترل رفتار سخت‌شونده - نرم‌شونده به‌عنوان تابعی از کرنش خمیری حجمی است. همچنین p و t به ترتیب بیانگر تنش میانگین و تنش برشی هستند.

وجود سطح تسلیم کلاهدک در مدل دراگر - پراگر دو ویژگی دارد: اول اینکه باعث می‌شود در شرایط اعمال تنش هیدرواستاتیک، مصالح تحت شرایط سخت‌شوندگی، دچار فشردگی به‌صورت خمیری شوند و دوم اینکه باعث کنترل تغییرحجم اتساعی مصالح می‌شود. جابه‌جایی کلاهدک در مدل دراگر - پراگر رفتاری همراه با افزایش و کاهش کرنش‌های خمیری حجمی صورت می‌گیرد و رفتار سخت‌شونده - نرم‌شونده با یک رابطه‌ی ساده خطی که تنش مؤثر میانگین را به کرنش حجمی خمیری مرتبط می‌کند، تعریف می‌شود (رابطه‌ی ۳):

$$P_b = p_b(\varepsilon_{vol}^p|_0 + \varepsilon_{vol}^p) \quad (3)$$

که در آن، P_b تنش تسلیم مصالح تحت فشار هیدرواستاتیک و $\varepsilon_{vol}^p|_0$ مقدار کرنش خمیری حجمی در آغاز تحلیل است که در واقع مقدار مذکور، موقعیت کلاهدک

رویه و مقادیر تنش‌های توسعه‌یافته در آن، مورد شک و تردید است. در واقع، مدل هایپر بویک دانکن - چانگ که در مراجع مختلفی از آن استفاده شده است، به دلیل در نظر نگرفتن کرنش‌های حجمی ناشی از شکستگی قطعات سنگی در اثر فشار همه‌جانبه‌ی هیدرواستاتیک، مدل مناسبی نیست (این موضوع در ادامه و با مقایسه‌ی مدل‌های رفتاری مختلف مطالعه شده است).

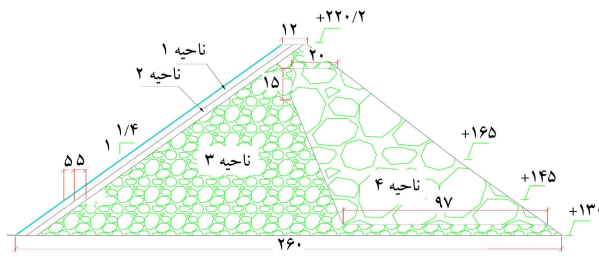
این در حالی است که شکست قطعات سنگی و تغییر حجم ناشی از آن، تأثیر قابل ملاحظه‌ی در مقاومت و تغییرشکل مصالح دارد و در تحلیل‌های عددی باید به آن توجه کرد.^[۱۶] همچنین مدل‌های رفتاری کشسان‌خمیری مرسوم نیز همچون مدل رفتاری موهر - کولمب، چنین قابلیت را ندارد و علاوه بر آن به دلیل رفتار کشسان خطی - خمیری کامل، در شبیه‌سازی رفتار غیرخطی مصالح پاره‌سنگی ضعف دارد. بنابراین انتخاب یک مدل رفتاری مناسب که بتواند تغییرشکل بدنه را به نحو مناسبی شبیه‌سازی کند، لازم به نظر می‌رسد. علاوه بر تأثیر تغییرشکل بدنه‌ی سد در رفتار پوشش بتنی، عوامل دیگری نیز در مقدار تنش‌های توسعه‌یافته در رویه تأثیرگذار است.^[۲۴،۲۳]

در غیاب مطالعات جامع، در نوشتار حاضر همچنین به بررسی تأثیر مشخصات ژئوتکنیکی و هندسی در قالب مطالعه‌ی پارامتری در رفتار رویه پرداخته شده است. جهت شبیه‌سازی رفتار مصالح بدنه‌ی سد از مدل رفتاری دراگر - پراگر کلاهدک‌دار استفاده شده است. در ابتدا به منظور بررسی قابلیت مدل رفتاری دراگر - پراگر کلاهدک‌دار در پیش‌بینی تغییرشکل مصالح بدنه و در نتیجه رفتار رویه‌ی بتنی، یک نمونه‌ی سد ساخته‌شده (Da'ao) مدل‌سازی شد و نتایج حاصل از تحلیل‌های انجام‌گرفته با استفاده از مدل مذکور و مدل متداول کشسان‌خمیری با معیار گسیختگی موهر - کولمب، با مقادیر اندازه‌گیری‌شده در محل مقایسه شده است. پارامترهای مربوط به دو مدل رفتاری با کالیبره کردن و مقایسه با منحنی‌های تنش - کرنش مصالح نواحی مختلف بدنه به‌دست آمده‌اند. در ادامه، با انتخاب مدل رفتاری مناسب به مطالعه‌ی پارامتری در سدهای مورد بحث و بررسی اثر عوامل هندسی و مشخصات ژئوتکنیکی و نیز تأثیر هر یک از عوامل مذکور در قالب مقدار بیشینه‌ی تغییرشکل رویه و تنش‌های کششی و فشاری توسعه‌یافته در آن توجه شده است. تحلیل‌ها به‌صورت دوبعدی و با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدود انجام شده است. دلیل استفاده از نتایج ابزارگذاری سد Da'ao، اطلاعات جامع آن در ارتباط با مقدار تغییرشکل و کرنش‌های توسعه‌یافته در رویه‌ی بتنی در اثر آبرگیری مخزن و همچنین اطلاعات مربوط به رفتار تنش - کرنش مصالح نواحی مختلف آن با بهره‌گیری از پارامترهای مدل رفتاری مورد استفاده در مطالعه‌ی مذکور است.^[۱۹]

در واقع این مرجع فقط به دلیل مقادیر ابزار دقیق موجود در آن به عنوان منبعی برای صحت‌سنجی و کارایی مدل دراگر - پراگر کلاهدک‌دار در شبیه‌سازی رفتار مصالح بدنه‌ی سد در سدهای CFRD استفاده شده است. در ادامه، در مطالعه‌ی حاضر پس از اطمینان از قابلیت مدل رفتاری، مطالعه‌ی پارامتری به منظور بررسی تأثیر موارد مختلف در رفتار رویه‌ی بتنی انجام شده است.

۲. معرفی مدل رفتاری و پارامترهای آن

مدل رفتاری دراگر - پراگر کلاهدک‌دار توانایی مدل کردن کرنش‌های حجمی خمیری و در واقع فشردگی مصالح تحت اثر بارگذاری هیدرواستاتیک را دارد و تغییر حجم مصالح را در هنگام بروز گسیختگی برشی کنترل می‌کند. سطح تسلیم مدل رفتاری



شکل ۲. بزرگ ترین مقطع سد Da'ao (اندازه‌ها بر حسب متر).

جدول ۱. پارامترهای به دست آمده توسط آزمایش برای نواحی مختلف بدنه‌ی سد. [۱۹]

ناحیه	وزن مخصوص (Kg/m ^۳)	نسبت پوکی	زاویه‌ی اصطکاک داخلی (β) (درجه)
۱	۲۱۷۵	۰/۲۳	۶۶
۲	۲۱۴۵	۰/۲۵	۶۶
۳	۲۱۲۰	۰/۲۶	۶۳
۴	۲۱۰۰	۰/۲۸	۶۲

جدول ۲. پارامترهای سخت‌شوندگی مصالح بدنه‌ی سد.

ناحیه	C _c	C _s	P _c (MPa)
۱	۰/۰۳	۰/۰۰۱	۰/۴
۲	۰/۰۲	۰/۰۰۱	۰/۴
۳	۰/۰۲	۰/۰۰۱	۰/۴
۴	۰/۰۵	۰/۰۰۱	۰/۴

آمده‌اند، پارامترهای موردنیاز برای مدل دراگر - پراگر کلاهدار برای مصالح نواحی مختلف بدنه‌ی سد تعیین شده است. پارامترهایی که مقادیر آن‌ها در آزمایشگاه به دست نیامده است، با عمل سعی و خطا برای مقادیر پارامترها در محدوده‌ی معمول برای مصالح خاکی و مقایسه با منحنی تنش - کرنش مربوط به مصالح نواحی مختلف سد تعیین شده است. به این صورت که ابتدا مقادیر معلوم همانند ضریب اصطکاک داخلی و چسبندگی ارائه شده در مرجع، [۱۹] با استفاده از روابط ۴ و ۵ برای مدل رفتاری دراگر - پراگر کلاهدار تعیین شد.

پارامترهای دیگر این مدل رفتاری با انجام حدود ۸۰ شبیه‌سازی و تغییر پارامترها تا زمانی که نمودار تنش - کرنش حاصل از شبیه‌سازی آزمون سه‌محوری با نمودار حاصل از مرجع مورد اشاره هماهنگ شود، ادامه یافت. شایان ذکر است نمودار تنش - کرنش مرجع با استفاده از مدل رفتاری دانکن - چانگ و پارامترهای موجود برای آن با استفاده از برنامه‌نویسی به زبان FISH موجود در نرم‌افزار FLAC، حاصل شد. در جدول ۱، پارامترهای فیزیکی و مقاومتی به دست آمده در آزمایشگاه ارائه شده است. مقدار زاویه‌ی اصطکاک داخلی مصالح از نتایج آزمایش سه‌محوری زهکشی شده بر روی نمونه‌های به قطر ۳۰۰ و ارتفاع ۶۰۰ میلی‌متر به دست آمده است. همچنین وزن مخصوص مصالح هر ناحیه با انجام آزمایش تراکم پروکتور استاندارد حاصل شده و بر روی آن‌ها آزمایش ائدمتر با ابعاد ۳۰۰ میلی‌متر برای قطر و ۱۸۰ میلی‌متر برای ارتفاع انجام شده است. [۱۹]

جدول ۲ و ۳، به ترتیب مقادیر مربوط به پارامترهای سخت‌شوندگی مصالح و دیگر پارامترهای موردنیاز برای مدل رفتاری دراگر - پراگر کلاهدار را که از کالیبره کردن و مطابقت با منحنی‌های تنش و کرنش مصالح ناحیه‌های مختلف بدنه‌ی سد تعیین شده‌اند، را ارائه می‌دهند. با توجه به اینکه مدل رفتاری موهر - کولمب،

را تحت فشار هیدرواستاتیک تعیین می‌کند. ϵ_{vol}^p نیز نشان‌دهنده‌ی مقدار کرنش حجمی، در سطح تسلیم کلاهدار است. در ناحیه‌ی کلاهدار، سطح تسلیم و سطح پتانسیل بر یکدیگر منطبق و قانون جریان همراه^۲ برقرار است و در نواحی سطح تسلیم دراگر - پراگر و ناحیه‌ی انتقالی، قانون جریان غیرهمراه^۳ برقرار است. به این معنی که سطوح پتانسیل و سطوح تسلیم یکسان نیستند.

برای تبدیل کردن پارامترهای ϕ و C (زاویه‌ی اصطکاک داخلی و چسبندگی خاک) که در مدل موهر - کولمب و دراگر - پراگر کاربرد دارند، به پارامترهای β و d در مدل دراگر - پراگر اصلاح شده‌ی کلاهدار، می‌توان از رابطه‌های ۴ و ۵ استفاده کرد:

$$\tan \beta = \frac{\phi \sin \phi}{\psi - \sin \phi} \quad (4)$$

$$d = \frac{\lambda c \cos \phi}{\psi - \sin \phi} \quad (5)$$

برای تعیین تابع سخت‌شوندگی، وجود نتایج آزمایش فشردگی ایزوپارامتریک بر مصالح مورد بررسی ضروری است. طبق رابطه‌ی ۶، می‌توان تابع سخت‌شوندگی را به دست آورد:

$$\epsilon_v^p = \frac{C_c - C_s}{2.3(1 + e_0)} \ln \frac{p}{p_0} \quad (6)$$

که در آن، C_c و C_s به ترتیب شیب منحنی بارگذاری و شیب منحنی باربرداری در دستگاه $e - \log p$ (نسبت پوکی)، e_0 نسبت پوکی اولیه و p_0 تنش مؤثر میانگین در محل تغییر شیب منحنی بارگذاری - باربرداری است. البته در مورد مصالح پاره‌سنگی، مقادیر مربوط به آزمایش تحکیم معنایی ندارد و فقط از رابطه‌ی مذکور به منظور سادگی و اجتناب از انجام عملیات سعی و خطا به صورت گسترده در تعیین رابطه‌ی سخت‌شوندگی استفاده می‌شود.

مدل رفتاری مورد استفاده‌ی دیگر در مطالعه‌ی حاضر به منظور شبیه‌سازی رفتار مصالح پاره‌سنگی، مدل رفتاری کشسان‌خمیری موهر - کولمب است که یک مدل کشسان خطی - خمیری کامل با معیار گسیختگی موهر - کولمب است که در مسائل ژئوتکنیکی کاربرد فراوان دارد. برای شبیه‌سازی رفتار رویه‌ی بتنی نیز از مدل کشسان خطی استفاده شده است.

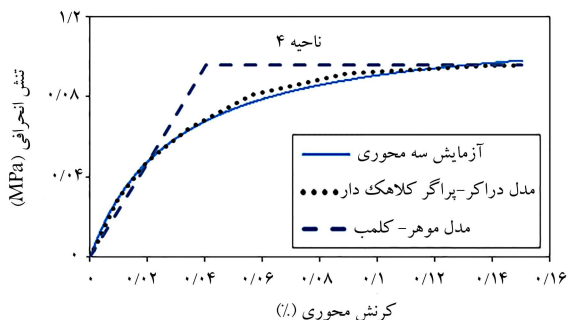
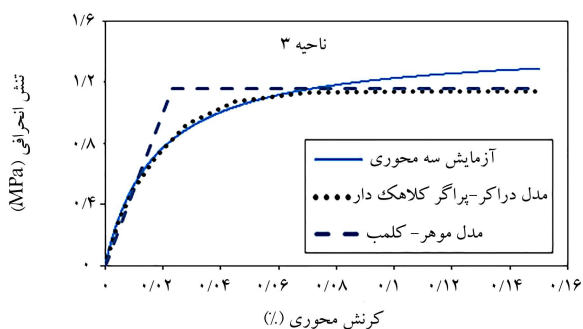
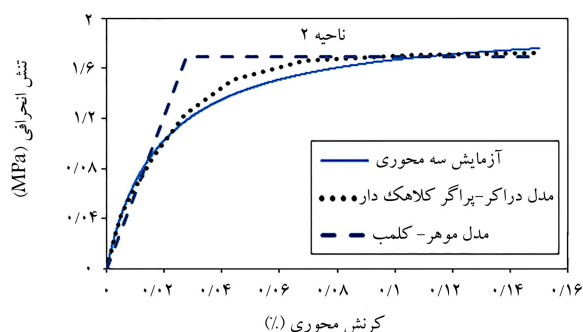
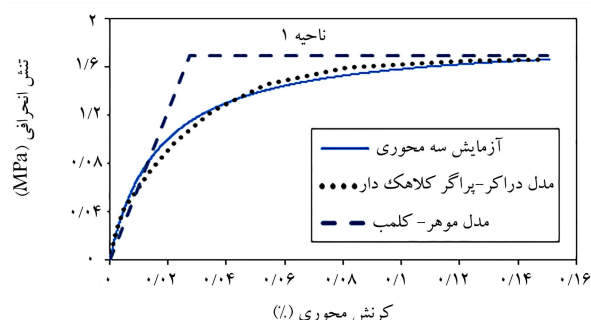
۳. مدل‌سازی و صحت‌سنجی

به منظور بررسی قابلیت دو مدل رفتاری ذکر شده در پیش‌بینی رفتار سدهای پاره‌سنگی با رویه‌ی بتنی، سد Da'ao مدل‌سازی و در انتها مقادیر اندازه‌گیری شده و محاسبه شده با استفاده از دو مدل رفتاری مذکور برای مصالح بدنه‌ی سد مقایسه شده‌اند. سد Da'ao در کشور کره‌ی جنوبی واقع شده و بیشینه‌ی ارتفاع آن ۹۰/۲ متر و طول تاج سد ۴۲۳/۷۵ متر است. شیب دامنه‌ی بالادست ۱/۴ افقی به ۱ قائم، و شیب دامنه‌ی پایین دست در تراز بالای ۱۶۵ متر، ۱/۳ افقی به ۱ قائم و در تراز بین ۱۶۵ و ۱۴۵ متر، ۱/۴ افقی به ۱ قائم بوده و ضخامت رویه‌ی بتنی با توجه به رابطه‌ی $0.3 + 0.2H$ تعیین شده است (H ارتفاع سد). [۱۹] هندسه‌ی سد به همراه چگونگی ناحیه‌بندی بدنه در شکل ۲ نشان داده شده است.

بدنه‌ی سد از ۴ ناحیه‌ی مختلف تشکیل شده و لازم است پارامترهای مربوط به مشخصات ژئوتکنیکی مربوط به تمام نواحی مشخص شود. به این منظور با مدل‌سازی آزمایش سه‌محوری در نرم‌افزار و با در اختیار داشتن تعدادی از پارامترهای ژئوتکنیکی موجود، که از آزمایش بر روی مصالح پاره‌سنگی سد مذکور به دست

جدول ۳. پارامترهای مدل دراگر - پراگر کلاهدار.

ناحیه	E (MPa)	ν	d (kN/m ²)	R	r	Initial Yield Surface Positor	K
۱	۱۰۰	۰٫۳	۰	۰٫۴	۰	۰	۱
۲	۱۰۰	۰٫۳	۰	۰٫۴	۰	۰	۱
۳	۶۰	۰٫۲۵	۰	۰٫۴	۰	۰	۱
۴	۴۵	۰٫۲۲	۰	۰٫۴	۰	۰	۱



شکل ۳. منحنی تنش - کرنش مربوط به نواحی مختلف بدنه‌ی سد (فشار محصورکننده ۰٫۲ مگاپاسکال و نمودار آزمایش حاصل از پارامترهای در مرجع [۲۵] است).

رفتار کشسان خطی - خمیری کامل دارد و رفتار مصالح پاره‌سنگی یک رفتار کاملاً غیرخطی است، به منظور مقایسه‌ی مطلوب نتایج، مقدار مدول کشسانی برای مدل رفتاری موهر - کولمب برابر مدول وتری گذرنده از ۵۰٪ تنش گسیختگی مصالح انتخاب شده و مقادیر پارامترهای مدل موهر - کولمب در جدول ۴ قابل مشاهده است. مدل موهر - کولمب مورد استفاده در تحلیل‌ها، Tension Cut-off دارد و نیز اتساع در آن لحاظ شده است.

منحنی تنش - کرنش مربوط به مصالح ۴ ناحیه‌ی بدنه‌ی سد را به همراه منحنی‌های به دست آمده توسط مدل کلاهدار و موهر - کولمب در فشار محصورکننده ۰٫۲ مگاپاسکال نمایش می‌دهد. منحنی‌های مربوط به آزمایش سه‌محوری نشان داده شده در شکل ۳، همان‌گونه که پیشتر عنوان شد، براساس پارامترهای ارائه شده در مرجع [۱۹] حاصل و نمایش داده شده است. نرم‌افزار مورد استفاده در مطالعه‌ی حاضر، نرم‌افزار اجزاء محدود آباکوس نسخه‌ی ۶٫۷ است. نرم‌افزار مذکور، به طور گسترده به منظور تحلیل مسائل جامدات و سیالات به کار می‌رود. وجود مدل‌های رفتاری مناسب برای محیط‌های خاکی و روش‌های حل مختلف باعث شده است که در زمینه‌ی مسائل ژئوتکنیکی نیز از نرم‌افزار آباکوس استفاده شود. [۲۵]

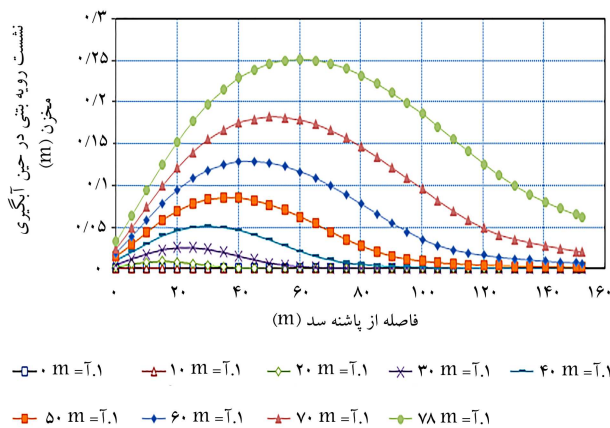
آباکوس با شبکه‌بندی محیط مورد مطالعه به المان‌های با شکل و اندازه‌ی دلخواه و با استفاده از الگوریتم‌های حل عددی متفاوت، مبادرت به حل مسائل می‌کند و نتایج را به صورت گرافیکی و عددی ارائه می‌دهد. از ویژگی‌های نرم‌افزار مذکور می‌توان به قابلیت تعریف مدل‌های رفتاری مختلف با استفاده از زبان‌های برنامه‌نویسی، روش‌های حل متفاوت، مدل‌سازی هندسه‌های پیچیده، داشتن مدل‌های رفتاری مختلف، شبیه‌سازی مسائل الکتریکی و حرارتی و کاربرد دوست بودن نرم‌افزار اشاره کرد. همچنین نرم‌افزار آباکوس توانایی انجام تحلیل در مراحل متوالی با تغییر در شرایط مرزی و بارگذاری و تغییر در مدل رفتاری بخش‌های مختلف مدل ایجاد شده دارد. شبکه‌ی اجزاء محدود سد مورد مطالعه همراه با ناحیه‌بندی بدنه‌ی سد در شکل ۴ نشان داده شده است. برای شبکه‌بندی بدنه‌ی سد همراه با ناحیه‌های مختلف بدنه‌ی سد از ۷۷۱ المان مثلثی ایزوپارامتریک سه نودی و برای شبکه‌بندی رویه‌ی بتنی از ۷۶ المان ۴ وجهی چهارگره‌ی استفاده شده است. برای پرهیز از لاغری المان‌ها و ارائه‌ی نتایج با دقت بالا، نسبت طول به عرض المان‌های رویه‌ی بتنی کمتر از ۵ اختیار شده است، [۱۵] و به منظور شبیه‌سازی ساخت بدنه‌ی سد، مدل‌سازی بدنه‌ی سد به صورت لایه‌های ۵ متری انجام و پس از مدل‌سازی کامل بدنه، در مرحله‌ی بعد المان‌های مربوط به رویه‌ی بتنی فعال و فشار آب مخزن به صورت هیدرواستاتیک بر وجه بیرونی رویه اعمال شده است. ارتفاع آب مخزن در بیشترین حالت به ۷۸ متر می‌رسید. با توجه به اینکه سد مورد مطالعه بر روی شالوده‌ی سنگی بنا شده است، تمامی گره‌ها در کف مدل در هر دو جهت افقی و قائم مقید شده‌اند. در مدل‌های ایجاد شده به منظور شبیه‌سازی رفتار سطح مشترک بین رویه‌ی بتنی و بدنه‌ی سد و همچنین به منظور لحاظ کردن جدایی رویه از دال پنجه در حین آبگیری

جدول ۴. پارامترهای مدل رفتاری موهر - کولمب.

ناحیه	مدول کشسانی (MPa)	ضریب پواسون	چسبندگی (MPa)	زاویه اصطکاک (درجه)	وزن مخصوص (Kg/m^3)
۱	۶۱	۰٫۳	۰	۵۴	۲۱۷۵
۲	۶۱	۰٫۳	۰	۵۴	۲۱۴۵
۳	۵۰	۰٫۲۵	۰	۴۸	۲۱۲۰
۴	۲۴	۰٫۲۲	۰	۴۵	۲۱۰۰

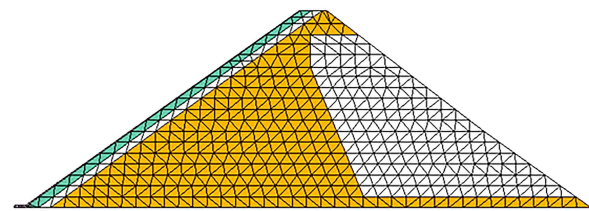
جدول ۵. مقایسه‌ی مقادیر اندازه‌گیری شده و محاسبه شده در رویه‌ی بتنی.

مقادیر	مدل رفتاری	بیشینه‌ی خیز رویه	بیشینه‌ی تنش		بیشینه‌ی کرنش	
			فشاری (MPa)	کششی (MPa)	فشاری	کششی
اندازه‌گیری شده	-	۰٫۲۲۵۳	موجود نیست	موجود نیست	۶۱٫۶۵	۴۲۱٫۷۷
محاسبه شده (زینگ و همکاران، ۲۰۰۶) [۲۵]	دانکن - چانگ	۰٫۲۷۳۳	۱٫۳۳	۰٫۵۶	موجود نیست	موجود نیست
محاسبه شده (مطالعه‌ی حاضر)	موهر - کولمب	۰٫۲۹۴	۱٫۶۱	۲٫۳۵	۱۱۵٫۳	۷۱٫۹۳
محاسبه شده (مطالعه‌ی حاضر)	دراکر - پراگر کلاهدار	۰٫۲۴۹	۴٫۷۸	۱٫۳۳	۶۹	۲۱۸



شکل ۵. نشست رویه‌ی بتنی در حین آبیگری مخزن سد (ا. آ: ارتفاع آب در مخزن سد).

اندازه‌گیری شده ارائه داده است. اما از آنجایی که مقدار مقاومت کششی بتن نسبت به مقاومت فشاری به مراتب کمتر است، مقادیر کرنش کششی توسعه یافته در رویه بتنی، اهمیت بیشتری دارد. این در حالی است که به کارگیری مدل موهر - کولمب به منظور شبیه‌سازی رفتار مصالح بدنه‌ی سد منجر به ارائه‌ی نشست زیاد رویه بتنی و مقدار کرنش کششی بزرگ و مقدار کم کرنش فشاری در آن که اختلاف زیادی با مقادیر اندازه‌گیری شده دارد، شده است. بنابراین می‌توان چنین بیان کرد که مدل دراکر - پراگر کلاهدار توانسته است، رفتار رویه‌ی بتنی را که ناشی از تغییر شکل بدنه‌ی سد است، به خوبی شبیه‌سازی کند. شکل ۵، مقدار و الگوی خیز رویه را در حین آبیگری مخزن نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل مذکور ملاحظه می‌شود، با افزایش ارتفاع سطح آب در مخزن، میزان نشست رویه‌ی بتنی عمود بر دامنه‌ی بالادست سد افزایش می‌یابد و موقعیت نقطه‌ی با بیشینه‌ی نشست

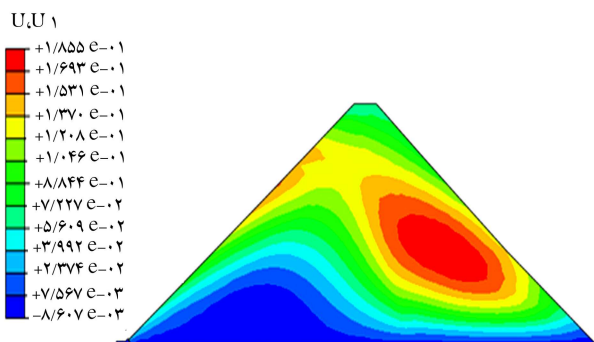


شکل ۴. شبکه بندی اجزاء محدود سد Da'ao به همراه نواحی مختلف بدنه‌ی سد.

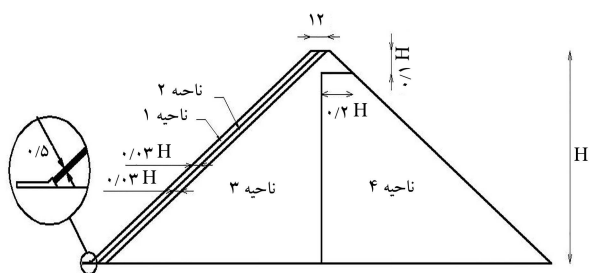
مخزن، از معیار گسیختگی موهر - کولمب که اجازه‌ی جابه‌جایی و جدایی سطوح نسبت به یکدیگر را می‌دهد، استفاده شده است؛ در حالی که ضریب اصطکاک بین رویه‌ی بتنی و مصالح بدنه‌ی سد برابر ۰٫۳، مدول کشسانی مصالح رویه‌ی بتنی ۲۱ گیگاپاسکال، ضریب پواسون ۰٫۱۷ و وزن مخصوص بتن ۲۴۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب لحاظ شده است.

جدول ۵، مقادیر بیشینه‌ی اندازه‌گیری شده و محاسبه شده‌ی تغییر شکل رویه بتنی عمود بر دامنه‌ی بالادست (خیز رویه‌ی بتنی) و تنش و کرنش‌های فشاری و کششی توسعه یافته‌ی محاسبه شده در رویه‌ی بتنی در تحلیل حاضر و مطالعه‌ی زینگ و همکاران (۲۰۰۶) [۱۹] را نشان می‌دهد.

شایان ذکر است که مدل رفتاری مورد استفاده‌ی زینگ و همکاران، مدل غیرخطی دانکن - چانگ بوده است که در آن مقدار ضریب اصطکاک داخلی با افزایش فشار محصورکننده کاهش یافته است. همچنین مدل مذکور توانایی شبیه‌سازی کرنش‌های خمیری حجمی در اثر اعمال فشار هیدرواستاتیک را که در مصالح پاره‌سنگی اهمیت دارد، برخلاف مدل دراکر - پراگر کلاهدار ندارد. در مورد رویه‌ی بتنی می‌توان اظهار کرد که تحلیل‌های عددی انجام شده با استفاده از مدل دراکر - پراگر کلاهدار به خوبی توانسته است رفتار این بخش بسیار مهم را در سدهای CFRD پیش‌بینی کند. اختلاف فاحش در مورد اشاره شده، فقط مقدار کرنش فشاری در رویه است که تحلیل انجام شده در مطالعه‌ی حاضر، مقدار آن را تقریباً نصف مقدار



شکل ۸. تغییرشکل افقی بدنه‌ی سد پس از آبیگری مخزن.



شکل ۹. مشخصات سد‌های با هندسه‌ی متفاوت.

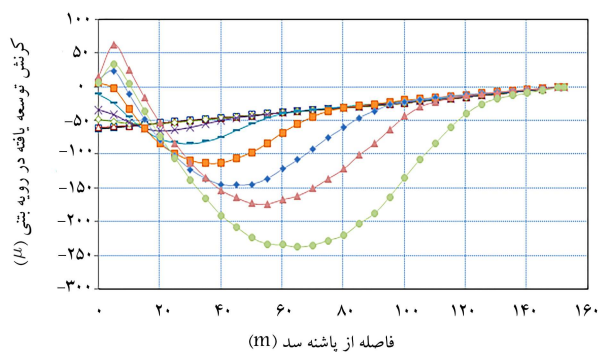
نشان‌دهنده‌ی نشست و تغییرشکل افقی بدنه‌ی سد Da'ao پس از آبیگری مخزن سد هستند، ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مقدار نشست در بخش پایین دست بدنه‌ی سد بیشتر است که به دلیل استفاده از مصالح با مدول کشسانی پایین‌تر در ناحیه‌ی مذکور است.

۴. مطالعات پارامتریک

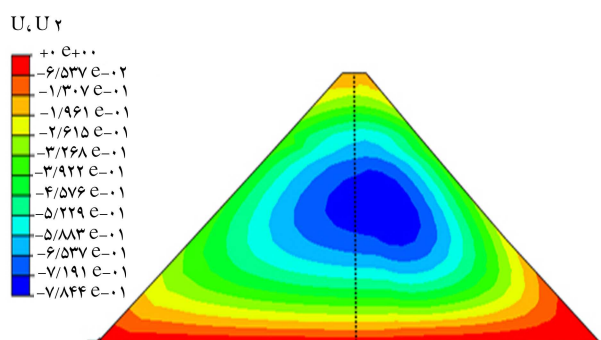
با توجه به اینکه بدنه‌ی سد‌های پاره‌سنگی با رویه‌ی بتنی، متشکل از ۴ ناحیه است و به منظور مطالعه‌ی رفتار رویه‌ی بتنی و مقایسه‌ی مطلوب نتایج به دست آمده حاصل از تحلیل سد‌های با هندسه‌های متفاوت، اندازه‌ی ناحیه‌های مختلف بدنه‌ی سد با توجه به ارتفاع سد و براساس اندازه‌های ارائه شده در شکل ۹، مدل‌سازی شده‌اند. اندازه‌های نمایش داده شده در شکل، مقادیر معمول در طراحی سد‌های سنگریز با رویه‌ی بتنی است. در تمامی مدل‌ها، عرض تاج سد برابر ۱۲ متر و ضخامت رویه‌ی بتنی ثابت و برابر ۵ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است. مدل با ارتفاع ۱۰۰ متر و شیب دامنه‌ی ۱/۴ افقی: ۱ قائم، به عنوان مدل مبنا شناخته شده و اثر شرایط مختلف با تغییر دادن هندسه و مشخصات مدل مذکور سنجیده شده است. با توجه به نتایج به دست آمده در بخش پیشین، مشخصات مصالح ناحیه‌های مختلف بدنه‌ی سد، همان پارامترهای مورد استفاده برای مدل کلاهدار است که در تحلیل سد da'ao استفاده شد.

۱.۴. بررسی اثر ارتفاع سد

در بخش حاضر، رفتار رویه‌ی بتنی برای سد‌های با ارتفاع ۵۰، ۷۵، ۱۰۰، ۱۲۵، ۱۵۰ و ۱۷۵ متر مطالعه شده است. شکل ۱۰، مقادیر نشست نرمال‌شده‌ی رویه‌ی بتنی را برای سد‌های با ارتفاع مختلف نشان می‌دهد که با توجه به ارتفاع سد نرمال‌سازی شده‌اند. تحلیل‌ها نشان می‌دهند که با افزایش ارتفاع سد، مقدار نشست



شکل ۶. کرنش‌های توسعه‌یافته در رویه‌ی بتنی و در جهت شیب، در حین آبیگری مخزن (ا. آ: ارتفاع آب در مخزن سد).

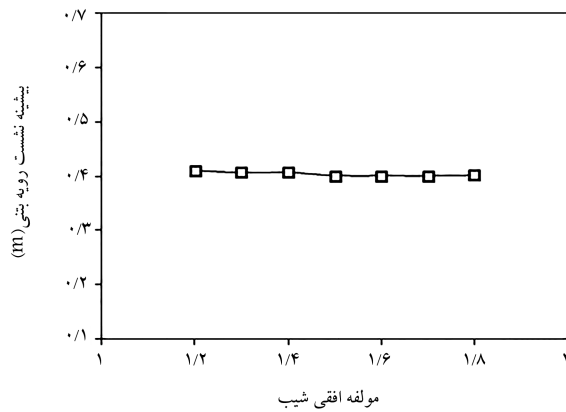


شکل ۷. تغییرشکل قائم بدنه‌ی سد پس از آبیگری مخزن.

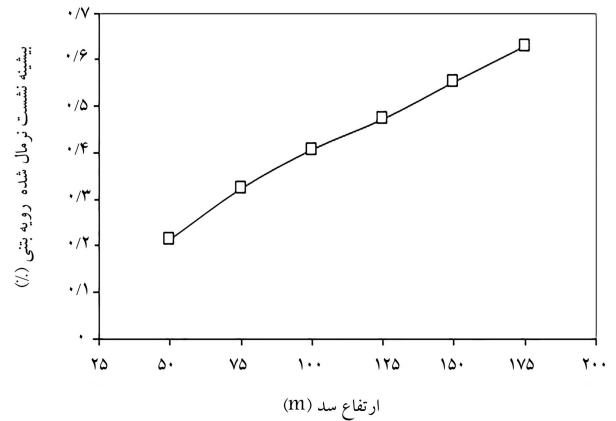
از پاشنه‌ی سد فاصله می‌گیرد. مقدار بیشینه‌ی نشست هنگامی که ارتفاع آب در مخزن سد به ۷۸ متر می‌رسد، حدوداً ۲۵ سانتی‌متر، معادل ۰/۲۸٪ ارتفاع سد است. موقعیت نقطه‌ب مذکور در ۳۹ درصدی طول کل رویه از پاشنه‌ی سد قرار دارد.

همچنین شکل ۶، چگونگی توسعه‌ی کرنش‌های در جهت شیب، در رویه‌ی بتنی و در حین آبیگری مخزن را نشان می‌دهد. در شکل مذکور، مقادیر مثبت و منفی به ترتیب بیانگر کرنش کششی و فشاری هستند. هنگامی که مخزن سد خالی است، تمامی رویه‌ی بتنی تحت فشار است و مقدار بیشینه‌ی کرنش در ابتدای رویه و برابر ۶۲ میکرو (μ) است. در این هنگام، به طرف تاج سد از مقدار کرنش‌های فشاری کاسته می‌شود و در تاج سد مقدار کرنش برابر صفر است. با افزایش سطح آب مخزن، کرنش‌های کششی در ابتدای رویه و در نزدیکی پنجه‌ی سد، شروع به گسترش کرده و هنگامی که ارتفاع سطح آب مخزن به بیشینه‌ی مقدار خود رسیده است، مقدار کرنش کششی بیشینه برابر ۶۹ میکرو است که در محدوده‌ی مجاز قابل تحمل برای بتن قرار دارد. همچنین هنگامی که سطح آب مخزن افزایش یافته است، بر میزان کرنش‌های فشاری افزوده شده و به بیشترین مقدار ۲۱۷ میکرو رسیده است. مقدار کرنش گسیختگی بتن در کشش، حدود ۱۵۰ و در فشار کمینه، ۱۰۰۰ میکرو است.^[۲۶] همچنین مشاهده می‌شود با افزایش ارتفاع آب در مخزن سد، ناحیه‌ی تحت کرنش‌های کششی نیز گسترده شده است.

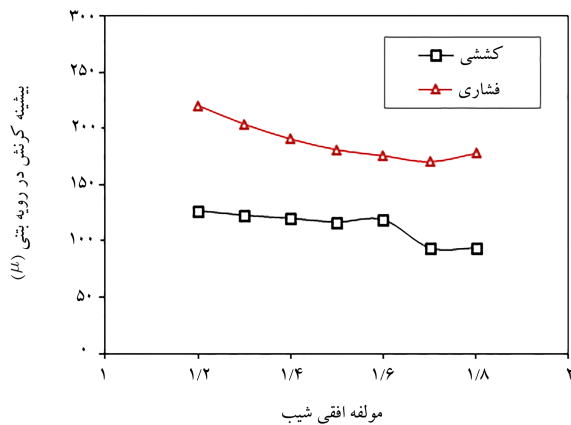
به منظور درک مقادیر تغییرشکل بدنه‌ی سد شکل‌های ۷ و ۸ که به ترتیب



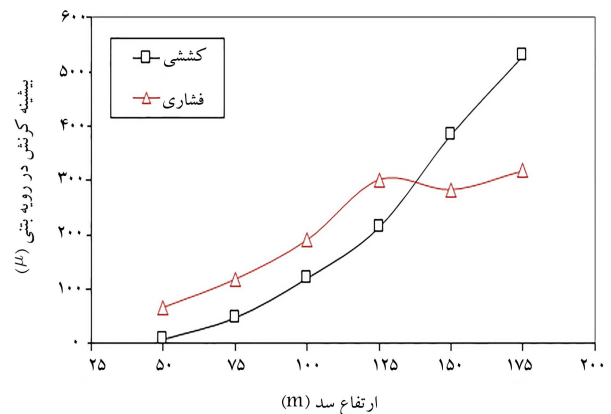
شکل ۱۲. نشست رویه‌ی بتنی پس از آبدگیری مخزن.



شکل ۱۰. نشست نرمال شده‌ی رویه‌ی بتنی پس از آبدگیری مخزن.



شکل ۱۳. بیشینه‌ی کرنش‌های توسعه یافته در رویه‌ی بتنی پس از آبدگیری مخزن.



شکل ۱۱. بیشینه‌ی کرنش‌های توسعه یافته در رویه‌ی بتنی پس از آبدگیری مخزن.

همچنین با کاهش مقدار شیب دامنه، مقدار کرنش کششی و فشاری دچار کاهش اندکی شده است (شکل ۱۳) که می‌توان دلیل آن را به کاهش تأثیر نیروی ثقل در جهت شیب و در نتیجه کاهش مقدار تنش فشاری نسبت داد. به طور کلی می‌توان بیان کرد که تأثیر شیب دامنه‌ی سد در رفتار رویه‌ی بتنی چندان محسوس نیست و آنچه می‌تواند باعث انتخاب شیب مناسب برای دامنه‌ی سد شود، وضعیت شالوده و مشخصات مصالح بدنه‌ی سد است.

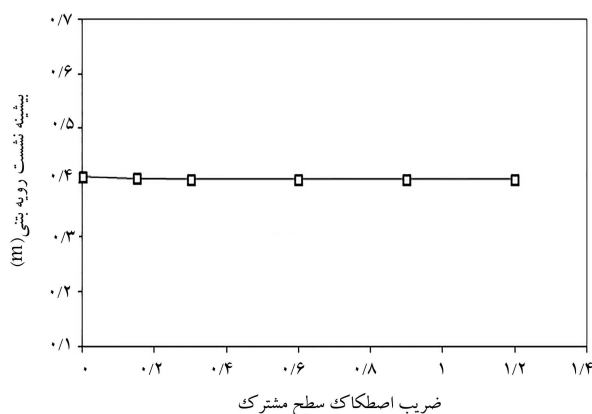
۳.۴. بررسی اثر ضخامت رویه‌ی بتنی

افزایش ضخامت رویه‌ی بتنی و در نتیجه افزایش وزن رویه‌ی مذکور به قدری بزرگ نیست که بتواند باعث اعمال نیروی بیشتری به بدنه‌ی سد و نشست بیشتر رویه شود. تحلیل‌های انجام شده کاملاً این مطلب را تأیید می‌کنند (شکل ۱۴). اما همان‌طور که انتظار می‌رود، با افزایش ضخامت رویه‌ی بتنی از مقادیر کرنش‌های کششی و فشاری بیشینه‌ی توسعه یافته در رویه‌ی بتنی کاسته می‌شود (شکل ۱۵). روند کاهش مقادیر کرنش‌های بیشینه‌ی فشاری و کششی شبیه یکدیگر است؛ اگر چه، کاهش مقادیر مذکور با نرخ کاهش همراه است و هر چه ضخامت رویه بیشتر می‌شود، تأثیر آن در کاهش مقدار کرنش‌ها کمتر می‌شود. در واقع با افزایش ضخامت رویه‌ی بتنی تا حد زیادی می‌توان مقادیر تنش را در رویه‌ی بتنی کنترل کرد، اما افزایش زیاد ضخامت، تغییر محسوسی در مقادیر تنش‌های گسترش یافته در رویه ایجاد نمی‌کند.

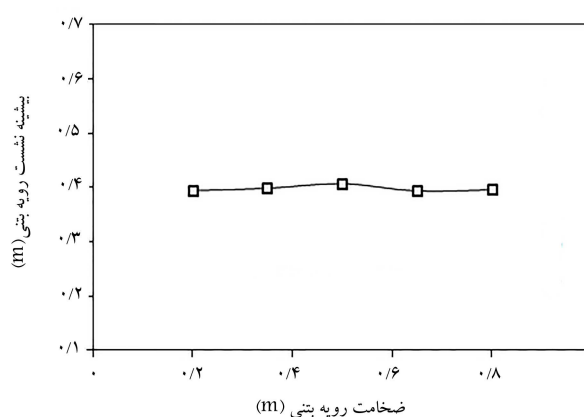
رویه‌ی بتنی با نرخ افزایشی دچار افزایش شده است، که بین ۰٫۲ تا ۰٫۶۳ درصد ارتفاع سد متغیر است. در واقع ارتفاع سد نقش بسیار مهمی در نشست رویه‌ی بتنی دارد. همچنین با افزایش ارتفاع سد، مقدار کرنش کششی بیشینه در جهت شیب در رویه‌ی بتنی با نرخ افزایشی می‌یابد (شکل ۱۱). اما مشاهده می‌شود که مقدار کرنش فشاری برای سدهای با ارتفاع ۵۰ تا ۱۲۵ متر افزایشی و پس از آن، مقادیر نسبتاً ثابت بوده است که به دلیل بزرگ‌تر بودن نرخ توسعه‌ی تنش‌های کششی در رویه‌ی بتنی از نرخ توسعه‌ی تنش‌های فشاری است و افزایش مذکور، مجال بیشتری را به توسعه‌ی بیشتر تنش فشاری در رویه نمی‌دهد. به طور کلی با افزایش نشست رویه‌ی بتنی، مقدار کرنش توسعه یافته در رویه‌ی بتنی لزوماً افزایش می‌یابد، ولی در مورد کرنش فشاری چنین مطلبی را نمی‌توان بیان کرد. مقادیر کرنش‌های فشاری در تحلیل حاضر در حد مجاز است، ولی مقادیر کرنش‌های کششی برای سدهای با ارتفاع ۱۲۵ متر به بالا، بیش از مقدار مجاز شده است.

۲.۴. بررسی اثر شیب دامنه‌ی سد

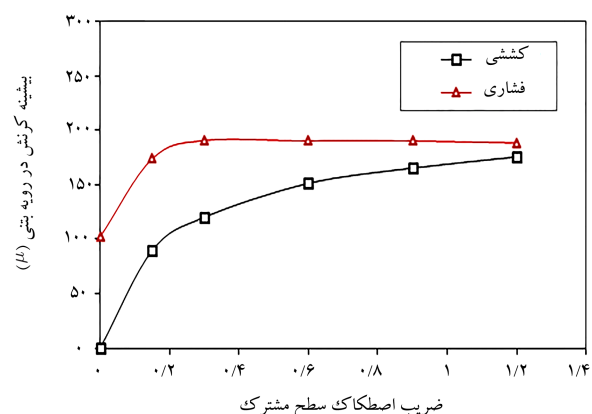
اثر شیب دامنه‌ی سد در رفتار رویه‌ی بتنی با مدل‌سازی ۷ نمونه‌ی سد با مؤلفه‌ی افقی شیب ۱٫۲، ۱٫۳، ۱٫۴، ۱٫۵، ۱٫۶، ۱٫۷ و ۱٫۸ که همگی مؤلفه‌ی قائم شیب ۱ دارند، مطالعه شده است. مقادیر ذکر شده، مقادیر معمول برای شیب دامنه‌ی سدهای CFRD هستند. نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که مقدار شیب دامنه، تأثیر چندانی در مقدار نشست رویه ندارد و مقدار نشست رویه تقریباً ثابت است (شکل ۱۲).



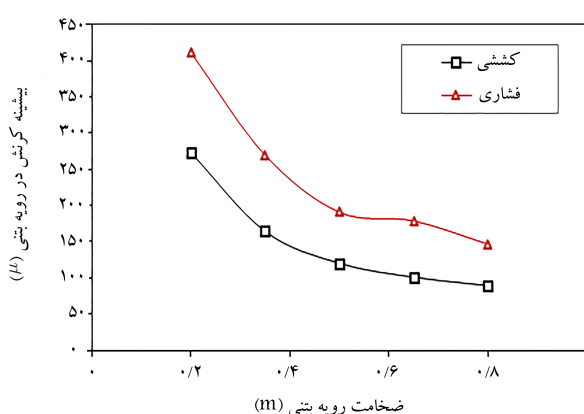
شکل ۱۶. نشست رویه‌ی بتنی پس از آبرگیری مخزن.



شکل ۱۴. نشست رویه‌ی بتنی پس از آبرگیری مخزن.



شکل ۱۷. بیشینه‌ی کرنش‌های توسعه‌یافته در رویه‌ی بتنی پس از آبرگیری مخزن.



شکل ۱۵. بیشینه‌ی کرنش‌های توسعه‌یافته در رویه‌ی بتنی پس از آبرگیری مخزن.

فشاری بیشینه توسعه می‌یابد، میزان جابه‌جایی نسبی بین رویه و بدنه، کمینه‌ی مقدار را داشته و بنابراین تغییر ضریب اصطکاک، تأثیر چندانی در میزان کرنش فشاری بیشینه نداشته است.

۵.۴. بررسی اثر مشخصات مصالح ناحیه‌ی ۳ و ۴ در عملکرد

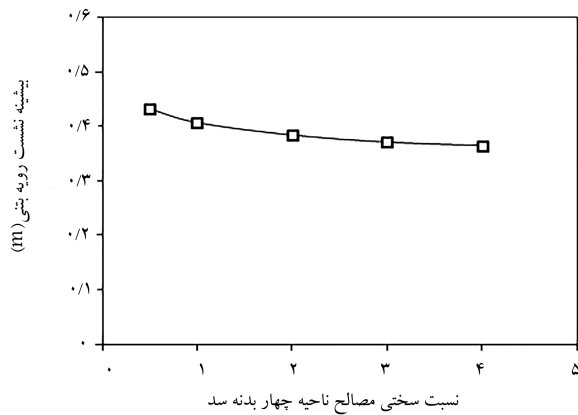
رویه‌ی بتنی

در بخش حاضر، تأثیر سختی مصالح نواحی مختلف بدنه‌ی سد در رفتار رویه بتنی بررسی شده است. تحلیل‌های انجام‌گرفته حاکی از آن است که سختی مصالح ناحیه‌ی ۱ و ۲ بدنه، تأثیر چندانی در مقدار نشست و کرنش توسعه‌یافته در رویه بتنی ندارد.^[۲۷] به منظور بررسی تأثیر مشخصات مصالح ناحیه‌ی ۳ و ۴ بدنه‌ی سد، مدول کشسانی مدل مینا با ضرایب ۱، ۰٫۵، ۲، ۳ و ۴ تغییر داده شده و در واقع تأثیر سختی مصالح در رفتار رویه بتنی بررسی شده است. شکل‌های ۱۸ و ۱۹، به ترتیب مقادیر مربوط به نشست رویه بتنی و کرنش‌های بیشینه توسعه‌یافته در آن را نمایش می‌دهد. در نمودارهای ارائه‌شده، منظور از نسبت سختی، نسبت مدول کشسانی در مدل مورد بررسی به مدول کشسانی مدل میناست. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، مشخصات مصالح ناحیه‌ی ۳ بدنه‌ی سد، تأثیر زیادی در مقدار نشست و کرنش توسعه‌یافته در رویه بتنی دارد. با افزایش سختی مصالح ناحیه‌ی اصلی بدنه‌ی سد، مقادیر نشست و کرنش بیشینه توسعه‌یافته در رویه دچار کاهش شدید می‌شود، که الگوی آن در مورد نشست و مقادیر کرنش مشابه یکدیگر است. کاهش مقادیر مذکور با یک نرخ کاهش همراه است و افزایش سختی مصالح ناحیه‌ی

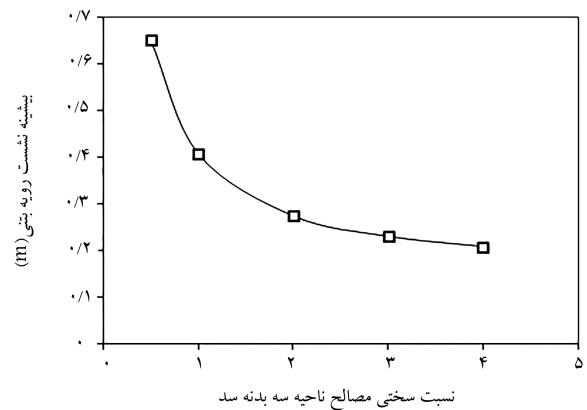
۴.۴. بررسی اثر ضریب اصطکاک بین رویه و مصالح بدنه‌ی سد

با تغییر ضریب اصطکاک بین رویه بتنی و لایه‌ی زیرین، به بررسی تأثیر ضریب اصطکاک در رفتار رویه پرداخته شده است. علاوه بر ضرایب اصطکاک متفاوت ۰٫۱۵، ۰٫۳، ۰٫۶، ۰٫۹ و ۱٫۲، به ضریب اصطکاک صفر نیز به منظور بررسی تأثیر وجود اصطکاک توجه شده است؛ اگر چه عملاً چنین حالتی امکان‌پذیر نیست و ضریب اصطکاک صفر فقط به دلیل مطالعه‌ی اثر وجود اصطکاک بررسی شده است.

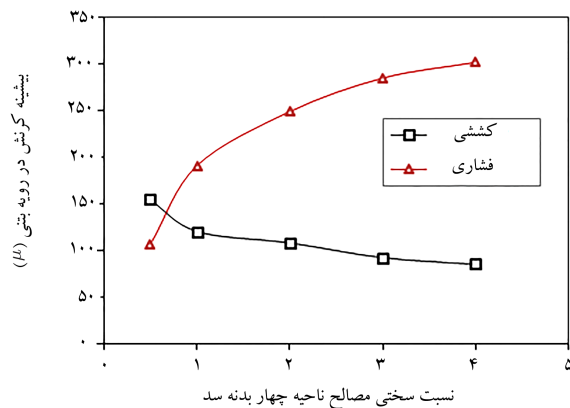
شکل‌های ۱۶ و ۱۷، به ترتیب مقادیر نشست رویه و تنش‌های کششی و فشاری بیشینه توسعه‌یافته در آن را نمایش می‌دهند. ملاحظه می‌شود که مقدار ضریب اصطکاک تأثیری در میزان نشست رویه نداشته است، اما مقادیر کرنش را تغییر داده است. در حالتی که هیچ اصطکاکی بین رویه و بدنه‌ی سد وجود ندارد، مقدار کرنش کششی صفر و مقدار کرنش فشاری برابر ۱۰۰ میکرو بوده و با افزایش مقدار ضریب اصطکاک، مقدار کرنش کششی افزایش یافته است؛ در حالی که مقدار بیشینه کرنش فشاری تقریباً بدون تغییر باقی مانده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، عامل گسترش کرنش کششی در رویه بتنی، وجود ضریب اصطکاک بین رویه و مصالح بدنه‌ی سد است. به علت اینکه کرنش کششی در ابتدای رویه بتنی توسعه می‌یابد و در ناحیه‌ی ابتدایی، جابه‌جایی نسبی بین رویه و بدنه‌ی سد مقدار بیشینه خود را دارد، افزایش ضریب اصطکاک بین رویه و مصالح بدنه، منجر به توسعه کرنش بیشتری شده است. اما، در قسمت میانی طول رویه بتنی در جایی که تنش



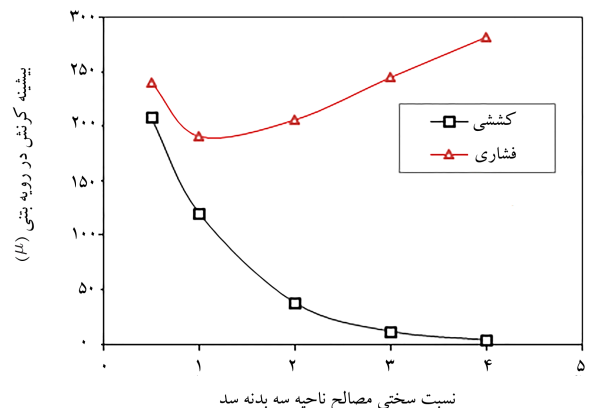
شکل ۱۸. بیشینه‌ی نشست رویه‌ی بتنی پس از آبرگیری مخزن.



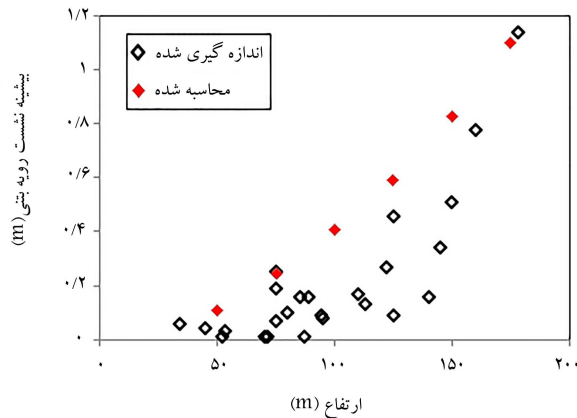
شکل ۱۹. بیشینه‌ی نشست رویه‌ی بتنی پس از آبرگیری مخزن.



شکل ۲۰. بیشینه‌ی کرنش‌های توسعه‌یافته در رویه‌ی بتنی پس از آبرگیری مخزن.



شکل ۲۱. بیشینه‌ی کرنش‌های توسعه‌یافته در رویه‌ی بتنی پس از آبرگیری مخزن.



شکل ۲۲. بیشینه‌ی نشست رویه‌ی بتنی پس از آبرگیری مخزن (داده‌ها از مرجع [۲۲]).

۳ بدنه‌ی سد در سختی‌های بالا، تأثیر چندانی در مقدار نشست و کرنش کششی در رویه‌ی بتنی نخواهد گذاشت. در مورد کرنش فشاری بیشینه‌ی توسعه‌یافته در رویه‌ی بتنی، در ابتدا کاهش مقدار و برای سختی مصالح بیش از ۶۰ مگاپاسکال، مقدار کرنش فشاری افزایش یافته است. دلیل این موضوع کاهش کرنش کششی در رویه‌ی بتنی و در نتیجه مجال بیشتر برای گسترش کرنش فشاری است.

برخلاف تأثیر زیاد مصالح ناحیه‌ی ۳ بدنه‌ی سد در رفتار رویه‌ی بتنی، تغییر مشخصات ناحیه‌ی ۴ بدنه‌ی سد، تأثیر چشمگیری در مقدار نشست رویه‌ی بتنی و کرنش کششی بیشینه‌ی توسعه‌یافته در رویه ندارد. (شکل‌های ۲۰ و ۲۱) تأثیر اندک مشخصات مصالح ناحیه‌ی ۴ در نشست رویه، به علت تأثیر اندک فشار وارده از طرف مخزن سد بر نیمه‌ی پایین‌دست بدنه‌ی سد است. در واقع فشار وارده از طرف مخزن توسط نیمه‌ی بالادست بدنه‌ی سد به شالوده منتقل می‌شود. اما مشاهده می‌شود که با افزایش سختی مصالح ناحیه‌ی ۴، مقدار کرنش فشاری توسعه‌یافته در رویه با شدت زیادی افزایش یافته است. در واقع با تغییر مشخصات مصالح ناحیه‌ی ۴ بدنه‌ی سد می‌توان مقدار بیشینه‌ی کرنش فشاری توسعه‌یافته در رویه‌ی بتنی را به خوبی کنترل کرد.

۵. مقایسه و بررسی نتایج تحلیل‌ها

الگوی تغییرشکل رویه‌ی بتنی در سدهای ساخته‌شده به گونه‌ی است که بیشینه‌ی مقدار تغییرشکل عمود بر رویه در میانه‌ی طول رویه رخ می‌دهد و به طرف

بتنی، پیش‌بینی الگو و مقادیر تغییرشکل بدنه‌ی سد به‌عنوان تکیه‌گاهی برای رویه مهم است و انتخاب یک مدل رفتاری مناسب برای مصالح بدنه، کاملاً در رفتار رویه تأثیرگذار است. با توجه به رفتار غیرخطی و کرنش‌های حجمی ناشی از شکستگی قطعات سنگی، نتایج تحلیل‌های انجام‌گرفته با بهره‌گیری از مدل رفتاری کلاهی‌دار برای شبیه‌سازی رفتار مصالح بدنه‌ی سد، به خوبی با مقادیر اندازه‌گیری‌شده در محل مطابقت دارد. از ویژگی‌های مدل رفتاری کلاهی‌دار می‌توان به رفتار سخت‌شوندگی آن، غیرخطی بودن رفتار تنش - کرنش، و شبیه‌سازی کرنش حجمی در اثر فشار محصورکننده‌ی هیدرواستاتیک اشاره کرد که تمامی این ویژگی‌ها مطابق با رفتار مصالح پاره‌سنگی بوده است که در آزمایش‌های با مقیاس بزرگ به دست آمده‌اند. در نوشتار حاضر، قابلیت مدل رفتاری کلاهی‌دار به منظور شبیه‌سازی مصالح بدنه‌ی یک سد بررسی و با مدل‌های رفتاری دیگر مقایسه و مورد تأیید قرار گرفت. در ادامه، مطالعه‌ی پارامتریک به منظور بررسی تأثیر عوامل مختلف، با استفاده از مدل رفتاری انتخاب‌شده انجام شد و نتایج حاصل نشان داد که با افزایش ارتفاع آب مخزن سد، در مقدار تغییرشکل رویه‌ی بتنی افزوده و مقدار بیشینه‌ی نشست رویه‌ی بتنی در نیمه‌ی ارتفاع سد نمایان می‌شود.

افزایش ارتفاع آب مخزن نیز باعث گسترش تنش‌های کششی در ابتدای رویه‌ی بتنی و تنش‌های فشاری در نیمه‌ی رویه و در جهت شیب می‌شود. نرخ گسترش تنش‌های کششی در رویه‌ی بتنی نسبت به تنش‌های فشاری بیشتر است و افزایش تنش کششی در رویه می‌تواند باعث جلوگیری از افزایش تنش فشاری در رویه و حتی کاهش آن شود. همچنین مشخص شده است که عامل اصلی گسترش تنش‌ها در رویه، وجود اصطکاک بین رویه و مصالح بدنه‌ی سد است و افزایش ضریب اصطکاک باعث افزایش تنش کششی در رویه شده است، در حالی‌که تأثیر چندانی در مقادیر بیشینه‌ی تنش فشاری در آن ندارد. با افزایش ارتفاع سد، مقدار نشست رویه‌ی بتنی با نرخ افزایشی دچار افزایش می‌شود و باعث گسترش کرنش‌های کششی قابل توجه در ابتدای رویه‌ی بتنی می‌شود. می‌توان با افزایش سختی مصالح ناحیه‌ی ۳ بدنه‌ی سد و افزایش ضخامت رویه‌ی بتنی، مقادیر کرنش کششی را تا حد زیادی کاهش داد و مانع از ترک‌خوردگی پوشش بتنی شد. همچنین نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که شیب دامنه‌ی سد، تأثیر چندانی در مقدار نشست رویه و بیشینه‌ی کرنش کششی و فشاری توسعه‌یافته در آن ندارد و عوامل دیگر تعیین‌کننده‌ی مقدار شیب دامنه‌ی سد هستند. نتایج نشان می‌دهند که افزایش سختی مصالح نیمه‌ی پایین‌دست بدنه‌ی سد (ناحیه‌ی ۴)، اگرچه تأثیر چندانی در مقدار نشست رویه‌ی بتنی ندارد، اما باعث افزایش مقدار کرنش فشاری بیشینه در میانه‌ی رویه‌ی بتنی می‌شود، که با توجه به مقاومت فشاری مناسب بتن نمی‌تواند قابل اهمیت باشد.

تحلیل‌های انجام‌گرفته، مساوی ارتفاع سد در نظر گرفته شده است، در حالی‌که در عمل مقداری فاصله‌ی آزاد بین تاج سد و سطح آب مخزن وجود دارد؛ ۲. تحلیل‌های انجام‌گرفته بر مبنای مشخصات مصالح مربوط به یک سد با سنگ‌های ضعیف به‌عنوان مصالح ناحیه‌ی اصلی بدنه‌ی سد می‌باشد،^[۲۵] که با سختی پایین‌تر و تغییرشکل بیشتر در اثر نیروی اعمالی انجام شده و مقادیر اندازه‌گیری‌شده مربوط به سدهای با مشخصات مصالح متفاوت است، و ۳. در مدل‌سازی‌های انجام‌شده، وسعت ناحیه‌ی با مدول پایین‌تر نسبت به شرایط معمول اندکی بزرگ‌تر در نظر گرفته شده است و بنابراین مقدار تغییرشکل مقداری بزرگ‌تر خواهد بود. در مورد کرنش‌های توسعه‌یافته در رویه‌ی بتنی، اطلاعات کمی موجود است. از نظر تحلیلی و کارهای عددی نیز کمتر به این موضوع پرداخته شده است.

فقط اطلاعات پراکنده‌ی از مقادیر کرنش‌های توسعه‌یافته در رویه‌ی بتنی می‌توان در مقالات و گزارش‌ها یافت. در پژوهشی در سال ۲۰۰۸، با مطالعه‌ی چند سد CFRD بیان شده است که کرنش‌ها در رویه‌ی بتنی به‌صورت قابل توجه وابسته به نیروی آب وارد است، در این هنگام ناحیه‌ی کششی در نزدیکی پاشنه، تاج و نزدیک تکیه‌گاه‌ها توسعه می‌یابد.^[۶]

در پژوهش دیگری (۱۹۸۵)، موقعیت وقوع کرنش‌های بیشینه‌ی کششی و فشاری در جهت شیب به ترتیب در نزدیکی پاشنه‌ی سد و مرکز رویه‌ی بتنی گزارش شده است.^[۲۹] که با نتایج تحلیل‌های صورت گرفته در شکل ۶ مطالعه‌ی حاضر مطابقت دارد. برخی پژوهشگران نیز وجود لایه‌ی آسفالت را باعث کاهش مقدار ضریب اصطکاک بین رویه و مصالح بدنه‌ی سد و کاهش تنش‌های کششی در رویه‌ی بتنی می‌دانند.^{[۳۰]، [۳۱]} که نتایج تحلیل‌های انجام‌گرفته نیز نشان می‌دهد با افزایش مقدار ضریب اصطکاک بر مقدار تنش‌های توسعه‌یافته در رویه‌ی بتنی افزوده می‌شود (شکل ۱۷). همچنین تحلیل‌های انجام‌گرفته در مطالعه‌ی حاضر که در شکل ۱۴ ارائه شده است و مدل‌سازی‌های فیزیکی نشان می‌دهند مقدار تغییرشکل رویه‌ی بتنی ارتباطی با ضخامت رویه‌ی بتنی ندارد.^[۳۲]

۶. نتیجه‌گیری

آنچه که در مورد سدهای پاره‌سنگی با رویه‌ی بتنی اهمیت بالاتری دارد، رفتار رویه‌ی بتنی به‌عنوان پوشش نفوذناپذیر است. به منظور مطالعه‌ی عملکرد رویه‌ی

پانویس‌ها

1. concrete-faced rockfill dam
2. associated flow rule
3. non-associated flow rule

منابع (References)

1. Sherard, J.L. and Cooke, J.B. "Concrete-face rockfill dam: I. assessment", *Journal of Geotechnical Engineer-*

ing, **113**(10), pp. 1096-1112 (1987).

2. Ma, H. and Cao, K. "Key technical problems of extra-high concrete faced rock-fill dam", *Science in China Series E: Technological Sciences*, **50**(1), pp. 20-33 (2007).
3. Zhang, B., Wang, J. and Shi, R. "Time-dependent deformation in high concrete-faced rockfill dam and separation between concrete face slab and cushion layer", *Computers and Geotechnics*, **31**(7), pp. 559-573 (2004).
4. Cooke, J.B. "Progress in rockfill dams", *Journal of Geotechnical Engineering*, **110**(10), pp. 1384-1414 (1984).

5. ICOLD, "Concrete face rockfill dams: Concepts for design and construction", International Commission on Large Dams (2004).
6. Won, M.S. and Kim, Y.S. "A case study on the post-construction deformation of concrete face rockfill dams", *Canadian Geotechnical Journal*, **45**(6), pp. 845-852 (2008).
7. Clements, R.P. "Post-construction deformation of rock-fill dams", *Journal of Geotechnical Engineering*, **110**(7), pp. 821-840 (1984).
8. Zhang, J.M., Yang, Z., Gao, X. and Zhang, J. "Geotechnical aspects and seismic damage of the 156-m-high Zipingpu concrete-faced rockfill dam following the Ms 8.0 Wenchuan earthquake", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **76**(1), pp. 145-156 (2015).
9. Massiera, M., Szostak-Chrzanowski, A., Vautour, J. and Hammamji, Y. "Deformations of concrete face rockfill dams (CFRDs) resting on soil foundation", *Technical Sciences/University of Warmia and Mazury in Olsztyn*, **8**, pp. 65-78 (2005).
10. Ozkuzukiran, S., Ozkan, M., Ozyazicioglu, M. and Yildiz, G. "Settlement behaviour of a concrete faced rock-fill dam", *Geotechnical & Geological Engineering*, **24**(6), pp. 1665-1678 (2006).
11. Oyanguren, P.R., Nicieza, C.G. Fernandez, M.A. and Palacio, C.G. "Stability analysis of Llerin Rockfill dam: An in situ direct shear test", *Engineering Geology*, **100**(3), pp. 120-130 (2008).
12. Cooke, J.B. and Sherard, J.L. "Concrete-face rockfill dam: II. design", *Journal of Geotechnical Engineering*, **113**(10), pp. 1113-1132 (1987).
13. Indraratna, B., Wijewardena, L. and Balasubramaniam, A. "Large-scale triaxial testing of grey wacke rockfill", *Geotechnique*, **43**(1), pp. 37-51 (1993).
14. Marachi, N.D., Chan, C.K. and Seed, H.B. "Evaluation of properties of rockfill materials", *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.*, **97**(SM1) (1972).
15. Xiao, Y., Liu, H., Chen, Y. and Chu, J. "Influence of intermediate principal stress on the strength and dilatancy behavior of rockfill material", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **140**(11), pp. 401-406 (2014).
16. Huang, W., Ren, Q. and Sun, D. "A study of mechanical behavior of rock-fill materials with reference to particle crushing", *Science in China Series E: Technological Sciences*, **50**(1), pp. 125-135 (2007).
17. Ghanbari, A., Sadeghpour, A.H., Mohamadzadeh, H. and Mohamadzadeh, M. "An experimental study on the behavior of rockfill materials using large scale tests", *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, **13**, pp. 1-16 (2008).
18. Varadarajan, A., Sharma, K., Venkatachalam, K. and Gupta, A. "Testing and modeling two rockfill materials", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **129**(3), pp. 206-218 (2003).
19. Xing, H.F., Gong, X.N., Zhou, X.G. and Fu, H.F. "Construction of concrete-faced rockfill dams with weak rocks", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **132**(6), pp. 778-785 (2006).
20. Xu, L.Q., Shen, Z.Z., Yang, F. and Gu, X.Q. "Stress and deformation analysis for the concrete face rockfill dam of wuyue pumped storage power station", *In Earth and Space Conference* (2012).
21. Lu, X. and Tian, B. "The Effect of different filling methods on working behavior of high concrete face rock-fill dam", *In 4th International Joint Conference on Computational Sciences and Optimization (CSO)* (2011).
22. Modares, M. and Quiroz, J.E. "Structural analysis framework for concrete-faced rockfill dams", *International Journal of Geomechanics*, **16**(1) pp. 1-14 (2015).
23. Kim, Y.S., Seo, M.W., Lee, C.W. and Kang, G.C. "Deformation characteristics during construction and after impoundment of the CFRD-type Daegok Dam, Korea", *Engineering Geology*, **178**, pp. 1-14 (2014).
24. Ji, S.W., Zheng, M.S. and Weng, Z. "Analysis of stress and deformation of rockfill and concrete face for high concrete face rockfill dam", *In Applied Mechanics and Materials*, **638-640**, pp. 731-734 (2014).
25. Helwany, S., *Applied Soil Mechanics with ABAQUS Applications*, John Wiley & Sons Publication (2007).
26. Mostofinejad, D., *Reinforced Concrete Structures*, Isfahan, Iran, Sepahan (In Persian) (2005).
27. Hassankhani, E. "Behaviour study of concrete-faced rockfill dams in static and dynamic condition", M.Sc Thesis Submitted in Civil Engineering Department, Technology University of Isfahan: Iran (In Persian) (2010).
28. Mori, R.T. "Deformation and cracks in concrete face rockfill dams", *In Proc. 2nd Symp. on CFRD*, Florianopolis, Brazil (1999).
29. Fitzpatrick, M.D., Cole, B.A., Kinstler, F.L. and Knoop, B.P. "Design of concrete-faced rockfill dams", *In Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction, and Performance*, ASCE, pp. 410-434 (1985).
30. Marulanda, A. and Pinto, N.d.S. "Recent experience on design, construction, and performance of CFRD dams", Barry Cooke, Volume, Concrete Face Rockfill Dams, Beijing, pp. 279-299 (2000).
31. Zhang, G. and Zhang, J.-M. "Numerical modeling of soil-structure interface of a concrete-faced rockfill dam", *Computers and Geotechnics*, **36**(5), pp. 762-772 (2009).
32. Seo, M.W., Ha, I.S., Kim, Y.S. and Olson, S.M. "Behavior of concrete-faced rockfill dams during initial impoundment", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **135**(8), pp. 1070-1081 (2009).