بررسی نتایج آزمون بارگذاری صفحه‌ای با استفاده از شبیه‌سازی عددی سه‌بعدی در ساختگاه سد بهشت‌آباد

سعید مهدوی*، مهرنوش حقیقت؛
دانشگاه صنعتی اصفهان، دانشکدهٔ مهندسی معدن،
مریم مختاری؛
دانشگاه یزد، پردیس فنی و مهندسی، دانشکده مهندسی عمران

تاریخ: دریافت ۹۷/۰۵/۲٤ پذیرش ۹۷/۱۱/۱۲

چکیده

مدول تغییرشکل‌پذیری تودهٔ سنگ یکی از پارامترهای اساسی در طراحی سدهای بتنی قوسی که می‌تواند به‌طور مستقیم با استفاده از آزمون‌های برجا یا به‌صورت غیرمستقیم از روابط تجربی برآورد شود. برای ارزیابی مدول تغییرشکل‌پذیری توده‌سنگ در کوله‌های سد بهشت‌آباد که بخش مهمی از پروژه انتقال آب به فلات مرکزی ایران است، از آزمایش بارگذاری صفحه‌ای استفاده شده است. در این تحقیق ابتدا روش‌های برآورد مدول تغییرشکل‌پذیری بررسی و بعد از توصیف ژئوتکنیکی ساختگاه سد، مدول تغییرشکل‌پذیری تکیه‌گاه سد با بهره‌گیری از روش‌های تجربی و تحلیلی برآورد شده است. روش‌های تجربی در سه رده دسته‌بندی شدند و مشخص شد مدول برآورد شده به‌وسیلهٔ روش‌های تجربی که از نتایج طبقه‌بندی مهندسی و پارامترهای سنگ بکر به‌طور هم‌زمان استفاده می‌کنند، به مدول ارزیابی شده به‌وسیلهٔ آزمون بارگذاری صفحه‌ای نزدیک‌تر است. تطابق نداشتن شرایط مرزی فرض شده در روش‌های تحلیلی با روش اجرا منجر به افزایش ناگهانی مدول تغییر شکل محاسبه شده بر مبنای آزمون بارگذاری صفحه‌ای با افزایش عمق می‌شود. از این‌رو، به‌منظور بررسی تأثیر شرایط مرزی موجود بر مدول تغییرشکل‌پذیری، نتایج آزمون بارگذاری صفحه‌ای با استفاده از شبیه‌سازی عددی سه‌بعدی و تحلیل برگشتی بررسی شد. بر اساس نتایج تحلیل عددی، توده سنگ همگن است و توزیع تنش حاصل از صفحات بارگذاری با

*نویسنده مسئول smahdevari@cc.iut.ac.ir

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-30]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.1.1.9]

آن‌چه با استاندارد ASTM D4394 ارزیابی می‌شود از صفر تا ۹۰ درصد تفاوت دارد که میزان تفاوت با فاصله گرفتن از صفحات بارگذاری افزایش پیدا می‌کند.

واژه‌های کلیدی: آزمون بارگذاری صفحه‌ای، مدول تغییرشکل‌پذیری، تحلیل برگشتی، سد بهشت‌آباد

مقدمه

یکی از پارامترهای اساسی که در انتخاب نوع سد بررسی می‌شود مدول تغییرشکل‌پذیری تودهٔ سنگ است. تحت تأثیر آب‌گیری و تخلیه آب مخزن سد و به تبع آن بارگذاری و باربردای ناشی از آن که بر تکیه‌گاه‌های سد اعمال می‌شود، تغییر شکل‌های برگشت‌ناپذیر در تودهٔ سنگ رخ می‌دهد و که می‌تواند منجر به افزایش پتانسیل گسستگی بین بدنه سد و تکیه‌گاه شود. این گسستگی می‌تواند باعث ناپایداری سد شود. از این‌رو، برای جلوگیری از ایجاد چنین گسستگی‌هایی باید مدول تغییرشکل‌پذیری سنگ بیش‌تر از مقداری مجاز باشد.

نمونه‌های سنگی که از حفاری گمانه‌های مطالعاتی حاصل می‌شود کوچک مقیاس است و دربرگیرنده ناپیوستگی‌ها و نقاط ضعف توده سنگ نیست. از این‌رو، مدول تغییرشکل تعیین شده بر مبنای این پژوهش‌ها نمایندهٔ مدول تغییرشکل سنگ بکر است و قابل استفاده به‌عنوان مدول تغییرشکل توده سنگ نیست مگر این‌که اصلاحات لازم روی آن انجام شود که معمولاً بر اساس طبقه‌بندی‌های تجربی انجام می‌شود [۱]، [۲]، [۳].

روش‌های در دسترس برای تخمین مدول تغییرشکل‌پذیری توده سنگ را می‌توان به دو دسته روش‌های مستقیم و روش‌های غیرمستقیم تقسیم‌بندی کرد. در روش‌های مستقیم مدول تغییرشکل‌پذیری توده سنگ با استفاده از آزمایش‌های برجا تعیین می‌شود. برای بررسی مدول بارگذاری و باربرداری و میزان تغییرشکل پلاستیک توده سنگ، این آزمایش‌ها در چرخه‌های بارگذاری و باربرداری اجرا می‌شوند. هم‌چنین به‌منظور بررسی خواص رئولوژی توده سنگ و واکنش زمین در مقابل بار اعمال شده، مقدار بار در یک بازه زمانی مشخص مطابق با استاندارد باید ثابت نگه‌داشته شود تا جابه‌جایی قرائت شده به‌وسیلهٔ ابزار، جابه‌جایی نهایی سنگ باشد. برخی از آزمایش‌های برجای مرسوم، آزمون بارگذاری صفحه‌ای، آزمون دیلاتومتری، آزمون بارگذاری شعاعی و فشارسنج منارد است [٤]، [٥]، [٦].

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-30]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.1.1.9]

در روش‌های غیرمستقیم با استفاده از طبقه‌بندی‌های مهندسی تودهٔ سنگ و نتایج آزمایشگاهی، مدول تغییرشکل‌پذیری تودهٔ سنگ به‌کمک روابط تجربی تعیین می‌شود [۷]–[۲۱]. روابط استفاده شده در این روش‌ها بر اساس تحلیل رگرسیون، بین مدول تغییر شکل ارزیابی شده بر اساس آزمون‌های برجا، نتایج طبقه‌بندی مهندسی توده سنگ و مدول تغییرشکل سنگ بکر که بر اساس آزمون‌های آزمایشگاهی ارزیابی شده، توسعه داده شده‌اند.

اگرچه استفاده از این روش‌ها راحت و کم هزینه است اما به‌دلیل طبیعت ناهمسان و تنوع تودهٔ سنگ، تطابق نداشتن مشخصات ژئومکانیکی پروژه با بانک اطلاعاتی که به‌منظور استخراج این روابط تجربی استفاده شده و هم‌چنین محدود بودن اطلاعات در دسترس، نتایج به‌دست آمده عدم قطعیت دارد [۲۲].

روش‌های غیرمستقیم برآورد مدول تغییر به‌دلیل عدم قطعیت آن، فقط در فاز اول و بررسی‌های امکان‌سنجی قابل استناد هستند. انجام آزمایش‌های برجا نیز زمان‌بر و پرهزینه است. علاوه بر این، استانداردهای در دسترس برای پردازش اطلاعات حاصل از آزمون‌های برجا، بر اساس یک سری فرضیات ساده کننده پایه‌گذاری شده است. به‌عنوان مثال توزیع تنش‌های برجا قبل و بعد از آزمون بارگذاری صفحه‌ای، نادیده گرفته می‌شود. هم‌چنین جابه‌جایی‌های اندازه‌گیری شده توسط ابزار، در نقاط نزدیک به صفحات بارگذاری، تحت تأثیر ریز ترک‌های ایجاد شده بعد از حفر گالری قرار می‌گیرد. بنابراین در این نقاط مدول محاسبه شده کم‌تر از مقدار واقعی است.

برای محاسبهٔ تنش ناشی از صفحه بارگذاری در عمق از فرض فضای نیمه‌متناهی در استاندارد ASTM D4394 استفاده شده و تأثیر رژیم تنش موجود لحاظ نمی‌شود. با توجه به محدودیت‌های اجرایی و ابعاد گالری‌های اکتشافی این فرض در اغلب موارد ارضا نشده و تحت تأثیر رژیم تنش موجود در پیرامون گالری، تنش محاسبه شده بر اساس استاندارد بیش از مقدار واقعی تنش در عمق است، که در نهایت منجر به افزایش مدول محاسبه شده بر اساس استاندارد در عمق می‌شود. در برخی از موارد مقدار مدول محاسبه شده حتی از مدول تغییرشکل سنگ بکر نیز بسیار بیش‌تر است.

تاکنون تحلیل برگشتی به‌عنوان راه‌حلی برای بررسی داده‌های حاصل از ابزاربندی و تخمین پارامترهای ژئومکانیکی، موضوع بسیاری از تحقیق‌ها بوده است [۲۳]–[۳۳]. به‌دلیل

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-30]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.1.1.9]

این‌که ابزارهای مربوط به اندازه‌گیری جابه‌جایی ارزان‌تر و ساده‌تر است و هم‌چنین جابه‌جایی اندازه‌گیری شده سطح اطمینان بیش‌تری در مقایسه با تنش دارد. اغلب تحلیل‌های برگشتی بر اساس جابه‌جایی انجام شده است. به هر حال تحلیل برگشتی بر اساس اندازه‌گیری‌های برجای تنش موضوع بسیاری از تحقیق‌ها بوده است [۲۵]، [۲۶].

با توجه به محدودیت‌های ذکر شده روش‌های مستقیم و غیرمستقیم برآورد مدول تغییرشکل، با استفاده از شبیه‌سازی عددی سه‌بعدی، به‌عنوان یک ابزار پردازش داده‌های حاصل از جابه‌جایی‌سنج‌های نصب شده و توسعهٔ یک تابع خطای نوین با فرض یک‌سان بودن نقش‌آفرینی کلیه نقاط قرائت شده به‌وسیلهٔ ابزار در تابع خطا، مدول تغییرشکل تکیه‌گاه‌های سد بهشت‌آباد با استفاده از تحلیل برگشتی محاسبه شده و نتایج حاصل با روش‌های مستقیم و غیرمستقیم برآورد مدول تغییرشکل مقایسه شده است. سد بهشت‌آباد بخشی از پروژه انتقال آب به فلات مرکزی ایران است که در ادامه معرفی می‌شود.

زمین‌شناسی

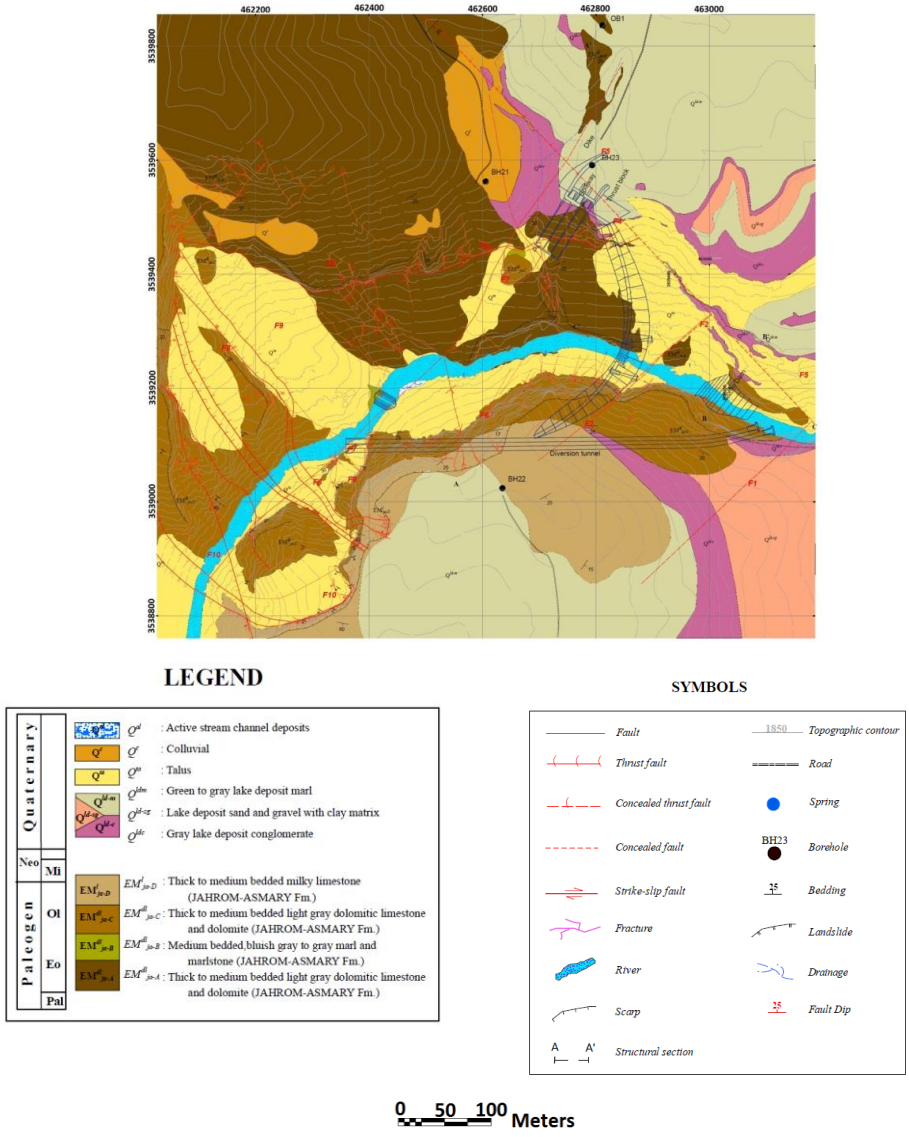
به‌دلیل گرم شدن عمومی زمین، رشد شهرنشینی، قرار گرفتن فلات مرکزی ایران در ناحیه خشک و بیابانی و کاهش بارش‌های جوی در چند دهه گذشته، نیاز به آب در این منطقه بسیار افزایش پیدا کرده است. بنابراین برای تأمین آب این منطقه، پروژه عظیم انتقال آب به فلات مرکزی ایران در حال بررسی است. سد بهشت‌آباد که یک سد دوقوسی بتنی به ارتفاع ۱۸٤ متر است، بخشی از این پروژه عظیم است.

۱. موقعیت ساختگاه و زمین‌شناسی

ساختگاه سد به‌طور تقریبی در فاصله ۲۷۰۰ متری تلاقی رودخانه‌های کوهرنگ و بهشت‌آباد واقع شده است. براساس گمانه‌های حفاری شده، نقشه‌های زمین‌شناسی و پژوهش‌های ژئوفیزیکی و زمین‌ساختاری، سنگ‌های تشکیل‌دهنده ساختگاه را می‌توان به چهار واحد تقسیم‌بندی کرد که توصیف مربوط به هر واحد در جدول ۱ آورده شده است. به‌علاوه پلان ساختگاه سد و مقطع زمین‌شناسی به‌ترتیب در شکل‌های ۱ و ۲ نمایش داده شده است. بر اساس نتایج حاصل از آزمون‌های آزمایشگاهی که روی مغزه‌های حاصل شده

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-30]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.1.1.9]

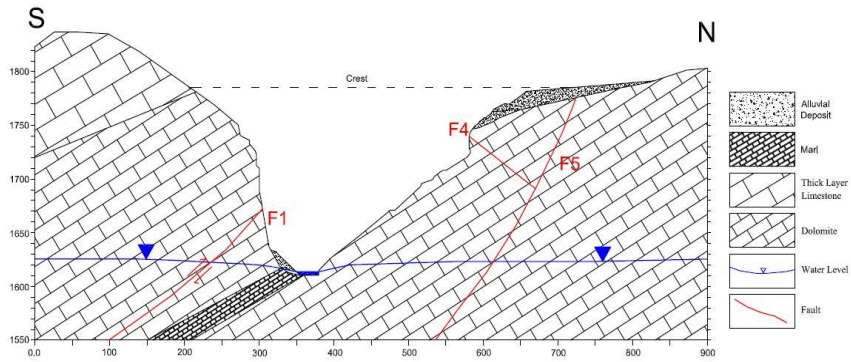
از حفاری دوجداره در ساختگاه سد انجام شده‌اند، پارامترهای ژئومکانیکی سنگ بکر برای هر واحد با استفاده از تحلیل آماری تعیین و در جدول ۲ نمایش داده شده است [۳٤].



شکل ۱. پلان زمین‌شناسی ساختگاه سد بهشت‌آباد [۳٤]

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-30]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.1.1.9]



شکل ۱. مقطع زمین‌شناسی ساختگاه سد بهشت‌آباد [۳٤]

جدول ۱. واحدهای زمین‌شناسی ساختگاه سد بهشت‌آباد [۳٤]

واحد	نوع سنگ	موقعیت
A	آهک دولومیتی ودولومیت	بالا دست سد جناح چپ
B	آهک مارنی ومارن	بین واحد های A وC
C	آهک دولومیتی ودولومیت	پایین دست سد و جناح چپ
D	آهک	جناح راست

۲. طبقه‌بندی مهندسی توده‌سنگ

به‌منظور ارزیابی خواص تودهٔ سنگ، مقادیر Q، RMR، RQD، GSI[1] و RMi[2] واحدهای A تا D محاسبه شده و در جدول ۳ نمایش داده شده است. علت محاسبهٔ مقادیر ذکر شده برآورد مدول تغییرشکل تودهٔ سنگ هر واحد با بهره‌گیری از روش‌های غیرمستقیم تجربی است.

مدول تودهٔ سنگ هر واحد با استفاده از روش‌های پیشنهاد شده به‌وسیلهٔ سارفیم و پریریا [۱۹]، نیکلسون و بنیاویسکی [۱۵]، مهروتا [۱۳]، گریمستاد و بارتون [۱۱]، میتری و همکاران [۱٤]، رید و همکاران [۱۷]، هوک وهمکاران [۳۵]، کاروالهو [۱]، سونمز و همکاران [۳٦]، هوک و دیتریچ [۱]، سونمز و همکاران [۳۷] و بیکی و همکاران [۳۸] محاسبه شده است.

1. Geological Structure Index
2. Rock Mass Index

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-30]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.1.1.9]

جدول ۲. پارامترهای ژئومکانیکی سنگ بکر واحدهای زمین‌شناسی ساختگاه سد بهشت‌آباد [۳٤]

واحدهای زمین شناسی		نسبت پواسون	مقاومت کششی (MPa)	مدول تغییرشکل پذیری (GPa)	چگالی (gr/cm^3)	m_i	UCS (MPa)
A	خشک	(۰/۲۱-۰/۲٦)* ۰/۲۳	(۳/٦٦-٤/۹۸) ٤/۲	(۲۱/۱-۳۷/۸) ۲۹	(۲/٦۳-۲/٦٦) ۲/٦٥	(۱۰-۱۱) ۱۰/۸	(٥٥-۱۱۰/٦) ۸۳/۹
	اشباع	(۰/۲٤-۰/۳۱) ۰/۲٥	(۲/۰٤-٤/۰٤) ۳/۰٦	۳/ (۹/۲٤-۱۱) ۱٦	(۲/٦۷-۲/۷۳) ۲/۷۰۲	(۹-۱۰) ۹/٦	(۲٥/۱-٦۸/۸) ٤۷/۸
B	خشک	۰/۳	(۱/۷۹-۲/۷۰) ۱/۹	---	۲/٥۹	۸	۳۰
C	خشک	(۰/۲۰-۰/۲۹) ۰/۲٤	(۲/۱۳-۷/٦۰) ٥/۲۲	٥/ (۱۹/۹-۳٦/۸) ۲۸	۲/٦٤	۱۱	(٦۰-۱۲۰/٥) ۸۸
	اشباع	(۰/۲۱-۰/۳۱) ۰/۲٦	(۱/۳۸-٥/۸۷) ۳/۳۳	(۱۰/٥-۲٤/٥) ۱٥/۹	۲/٦۷	۱۰	(۲٤/٥-۸۰/۳) ٥٦
D	خشک	(۰/۲۲-۰/۲۹) ۰/۲٥	(۲/۱۳-۸/۹٤) ٥/۷٥	(۲۰/۲-٤۰/۸) ۳۰/۱	(۲/٦۲-۲/٦٦) ۲/٦٤	(۱۲-۱۳) ۱۲/٥	(۷٥-۹۲) ۸۰
	اشباع	(۰/۲۳-۰/۳۰) ۰/۲٦	(۱/۳-٤/۸۱) ۲/٥۳	(۱۲/۲-۲٦/٥) ۱۷/۱	(۲/٦٦-۲/٦۹) ۲/٦۷	(۱۱-۱۲) ۱۱/٥	(٦٥-۷۰) ٦۸

* مقادیر داخل پرانتز بیشینه و کمینه و مقادیر خارج از پرانتز مقدار متوسط است.

mi :ثابت معیار شکست هوک و براون

روش‌های تجربی ذکر شده را می‌توان در سه کلاس دسته‌بندی کرد. روش‌های تجربی که مقدار مدول تغییرشکل‌پذیری را تنها با توجه به طبقه‌بندی توده سنگ تخمین می‌زنند در کلاس I رده‌بندی می‌شوند. این کلاس شامل روابط پیشنهاد شده به‌وسیلهٔ سارفیم و پریریا [۱۹]، مهروتا [۱۳]، گریمستاد و بارتون [۱۱]، رید و همکاران [۱۷] و هوک و دیتریچ [۱] است. مدول تغییرشکل‌پذیری به‌دست آمده از این روش‌ها بیش از مقدار واقعی و در شرایطی که کیفیت تودهٔ سنگ خوب باشد نزدیک به مدول تغییرشکل‌پذیری سنگ بکر است. برای توده سنگ‌های ضعیف و تغییرشکل‌پذیر که تعداد درزه‌های قابل برداشت در آن محدود است مانند شیل، مدول تغییرشکل‌پذیری تخمین زده شده با استفاده از معادلات کلاس I، بیش‌تر از مدول سنگ بکر است.

کلاس II شامل روابطی است که از طبقه‌بندی توده‌سنگ و مدول تغییرشکل‌پذیری سنگ بکر بهره می‌برند. روابط پیشنهاد شده به‌وسیلهٔ نیکلسون و بنیاویسکی [۱٥]، میتری و

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-30]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.1.1.9]

همکاران [۱٤]، کاروالهو [۱]، سونمز و همکاران [۳٦] و هوک و دیتریچ [۱]، در این کلاس قرار می‌گیرند. این معادلات دارای یک آستانه بالا برای مدول تغییرشکل هستند و در شرایطی که امتیاز طبقه‌بندی مهندسی کامل باشد مدول تغییرشکل تودهٔ سنگ را برابر با مدول تغییرشکل سنک بکر پیشنهاد می‌کنند.

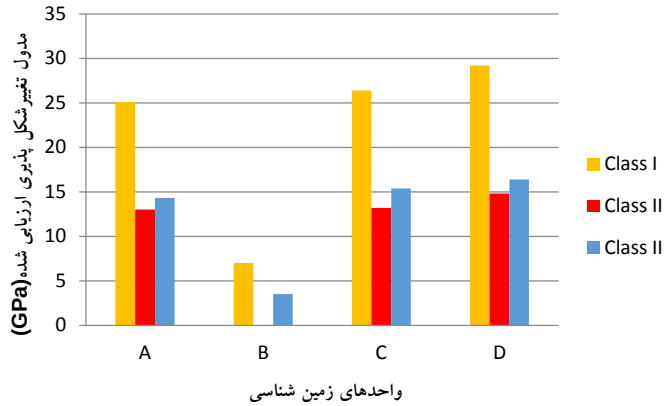
معادلات تجربی که مدول تغییرشکل‌پذیری توده سنگ را با توجه به سیستم‌های طبقه‌بندی تودهٔ سنگ و مقاومت فشاری تک‌محوره سنگ بکر برآورد می‌کنند در کلاس III قرار می‌گیرند. معادلات تجربی قرار گرفته در این کلاس شامل هوک و همکاران [۳۵] و بیکی و همکاران [۳۸] است. این روابط زمانی‌که مقدار GSI زیاد باشد مدول تغییرشکل‌پذیری را بیش از مقدار واقعی برآورد می‌کنند. به‌طور مثال زمانی‌که مقدار GSI و مقاومت فشاری تک‌محوره تودهٔ سنگ به‌ترتیب ۹۰ و ٦۰ مگاپاسکال باشد، مقدار متوسط مدول تغییرشکل‌پذیری به‌دست آمده از این روش‌ها ۸۵ گیگاپاسکال است. درحالی‌که، مدول تغییرشکل سنگ آهک بکر با مقاومت ٦۰ مگاپاسگال (با توجه به ضریب تبدیل ۵۰۰) حدود ۳۰ گیگاپاسگال است [۱].

مقدار متوسط مدول تغییرشکل‌پذیری ارزیابی شده به‌وسیلهٔ کلاس‌های تعریف شده برای هر واحد زمین‌شناسی در شکل ۲ نشان داده شده است. به‌منظور مقایسهٔ نتایج، پارامترهای ژئوتکنیکی سنگ بکر در حالت خشک برای محاسبه مدول تغییرشکل‌پذیری استفاده شده است. مدول تغییرشکل‌پذیری محاسبه شده به‌وسیلهٔ کلاس‌های II و III تفاوت قابل ملاحظه‌ای با هم نداشته و نزدیک به مقدار واقعی مدول تودهٔ سنگ است که در ادامه با استفاده از نتایج آزمون بارگذاری صفحه‌ای و آنالیز برگشتی محاسبه شده است.

تعیین مدول تغییرشکل پذیری تودهٔ سنگ با استفاده از آزمون‌های برجا

به‌منظور انجام آزمایش‌های برجا، حفاری شش گالری اکتشافی برنامه‌ریزی شده است. گالری‌ها با مقطع مستطیلی به عرض و ارتفاع دو متر در سه رقوم ارتفاعی در تکیه‌گاه‌های راست و چپ حفاری می‌شوند. شکل ۳ موقعیت‌های پیشنهادی برای آزمایش‌های بارگذاری صفحه‌ای و دیلاتومتری را نشان می‌دهد. در فاز اول پژوهش‌ها ۱۰ آزمون بارگذاری صفحه‌ای

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-30]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.1.1.9]



شکل ۲. مقایسهٔ مدول تغییرشکل پذیری ارزیابی شده به‌وسیلهٔ روش‌های تجربی در ساختگاه سد بهشت‌آباد

جدول ۳. نتایج طبقه‌بندی تودهٔ سنگ و پارامترهای ارزیابی شده از واحدهای زمین‌شناسی [۳٤]

واحدها	D		C		B	A	
	خشک	اشباع	خشک	اشباع	خشک	اشباع	خشک
چسبندگی (MPa)	(۲/۹-۳/۷) ۳/۲	(۲/۹-۳/۳) ۲/۹	(۳/۱-۳/٤) ۳/۲	(۲/٤-۲/٦) ۲/٥	(۰/٤۹-۰/٥۱) ۰/٥	(۲/۱-۲/٤) ۲/۲	(۲/۸-۳/۲) ۳
زاویه اصطکاک داخلی (Degree)	(٤۲-٤٥) ٤٤	(٤۱-٤۳) ٤۲	(٤۲-٤٤) ٤۳	(۳۸-٤۰) ۳۹	(۲٤-۳۳) ۲۹	(۳٦-۳۸) ۳۷	(٤۱-٤۳) ٤۲
ضریب پوآسون	(۰/۲٦-۰/۳٤) ۰/۲۹	(۰/۲۷-۰/۳٥) ۰/۳۰	(۰/۲٥-۰/۳۱) ۰/۲۸	(۰/۲٦-۰/۳۳) ۰/۳	(۰/۳۳-۰/٤) ۰/۳۸	(۰/۲۷-۰/۳۱) ۰/۲۹	(۰/۲٤-۰/۳) ۰/۲۷

نتایج طبقه‌بندی توده سنگ*

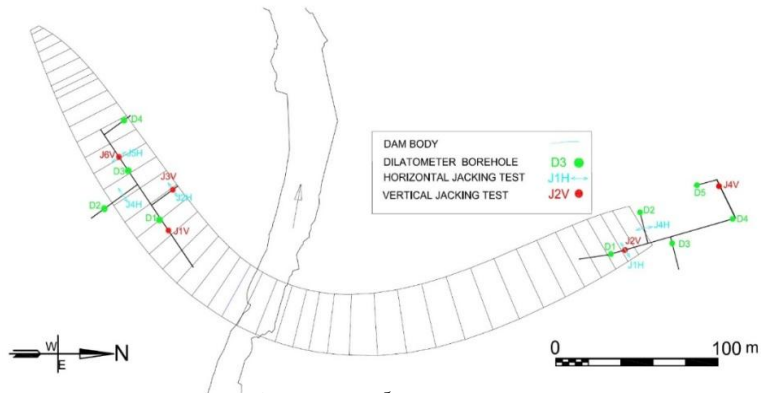
RQD	(۸۰-۹۰) ۸٥	(۹۰-۱۰۰) ۹۳	۳۰	(۷٥-۹۰) ۷۷
RMR	(٦٥-۷٥) ۷۰	(٦۷-۷۱) ٦۸	(٤٥-٥۰) ٤۸	(٦٤-۷۰) ٦۷
RMi	(۱۰/٥٤-۱٦/۳۹) ۱٤/۲	(٥/٤۳-۱۳/۷۷) ۷/۸	(۰/۳۲-۰/٦۳) ۰/٤۲	(۲/۸-٦/۷۳) ۳/٦۷
GSI	(٦۰-۷۰) ٦٥	(٦۲-٦٦) ٦۳	(٤۰-٤٥) ٤۳	(٥۹-٦٥) ٦۲
Q	(۱۱-۳۰) ۱۷	(۱۲/٥-۲۰) ۱٤/۱	(۱-۲) ۱/٥	(۹-۱۸) ۱۳

* بازنگری شده توسط نویسنده

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-30]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.1.1.9]

و ۹ آزمون دیلاتومتری در گالری‌های LG1 وRG3 انجام شده و اجرای آزمایش‌های تکمیلی با توجه به نتایج این آزمون‌ها در فاز دوم پیش‌بینی شده است. گالری های LG1 و RG3 به‌ترتیب در ترازهای ۱٦۳۵ و ۱۷۲۰ متری نسبت به سطح دریا واقع شده‌اند. الگوی بارگذاری و باربردای آزمون بارگذاری صفحه‌ای که با استفاده از تحلیل تنش بدنهٔ سد به دست آمده است در شکل ٤ و نمایی از آزمون بارگذاری صفحه‌ای در شکل ۵ نشان داده شده است. هر آزمون شامل دو صفحه بارگذاری است که می‌تواند دیواره گالری را در جهت‌ها افقی یا قائم تحت بارگذاری قرار دهد. تغییر جهت بارگذاری (افقی یا قائم) به‌منظور بررسی ناهم‌سان‌گردی تکیه‌گاه سد انجام می‌شود. جابه‌جایی‌های زیر صفحه بارگذاری به‌وسیلهٔ یک اتساع‌سنج ۵ نقطه‌ای که درون یک گمانه در مرکز صفحه بارگذاری جانمایی شده ارزیابی می‌شوند

به‌منظور این‌که امکان مقایسه مدول تغییرشکل ارزیابی شده با آزمون بارگذاری صفحه‌ای با روش‌های غیرمستقیم وجود داشته باشد، صرفاً مدول تغییر شکل بارگذاری با استفاده از استاندارد ASTM D4394 برای تکیه‌گاه‌های راست و چپ سد با توجه به جابه‌جایی‌های ثبت شده به‌وسیلهٔ کشیدگی‌سنج و تاریخچه بارگذاری در پنج نقطه ارزیابی و در شکل ٦ نمایش داده شده است [۳۹].



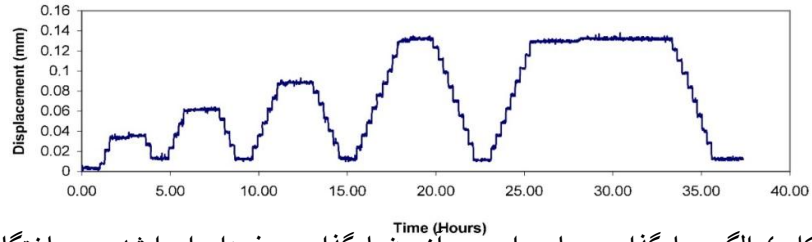
شکل ۳. موقعیت‌های پیشنهادی برای انجام آزمون‌های بارگذاری صفحه‌ای و دیلاتومتری در گالری‌های LG1 وRG3 ساختگاه سد بهشت‌آباد[۳٤]

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-30]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.1.1.9]

شکل ۵ الف و ب به‌ترتیب تغییرات مدول تغییرشکل را در گالری LG1 و RG3 نمایش می‌دهد که در آن V و H بیان‌گر این است که آزمون به‌صورت قائم یا افقی انجام شده است. D و U بیان‌گر صفحات بارگذاری بالایی و پایینی است و R و L بیان‌گر صفحات بارگذاری راست و چپ است.

روند افزایشی مدول تغییرشکل در عمق در هر دو گالری کاملاً مشهود است. مقدار بیشینه مدول تغییرشکل در گالری راست ۹۸ و در گالری چپ ۸۵ گیگاپاسگال برآورد شده که بسیار بیش‌تر از مدول تغییرشکل سنگ بکر است. که بیان‌گر تطابق نداشتن شرایط مرزی فرض شده در استاندارد با آزمون برجای انجام شده است. از این‌رو، ارزیابی مدول تغییرشکل طراحی بر اساس استانداردهای مذکور، نیازمند قضاوت مهندسی است که باعث افزایش عدم قطعیت در برآورد مدول تغییرشکل طراحی می‌شود.



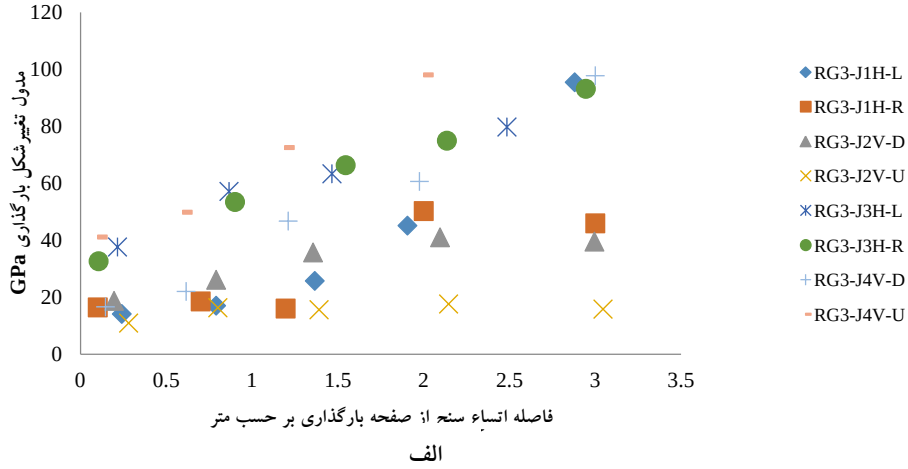
شکل ٤. الگوی بارگذاری و باربرداری در آزمون بارگذاری صفحه‌ای اجرا شده در ساختگاه سد بهشت‌آباد [۳۹]



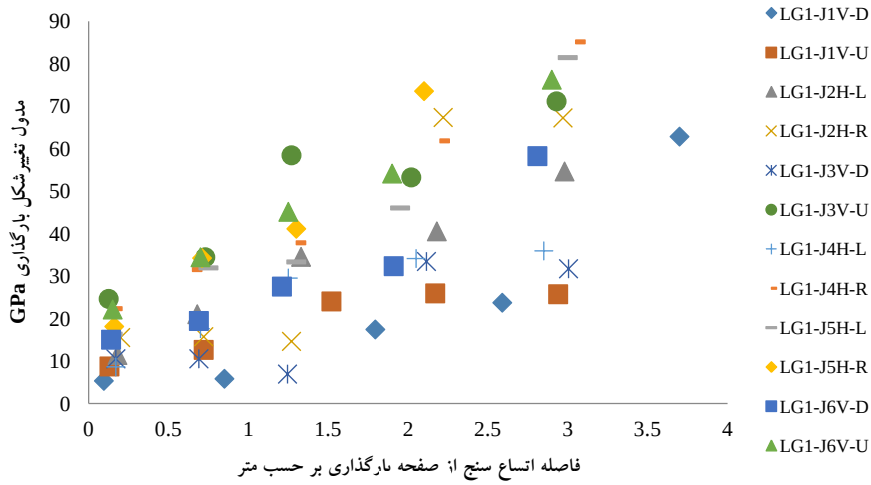
شکل ۵. نمایی از آزمون بارگذاری صفحه‌ای به‌صورت افقی در گالری RG3 [۳۹]

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-30]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.1.1.9]



الف



ب

شکل ۵. تغییرات مدول بارگذاری در عمق الف) کوله راست سد بهشت‌آباد، ب) کوله چپ سد بهشت‌آباد

به‌عنوان یک قاعدهٔ سرانگشتی معمولاً در محاسبه مدول تغییرشکل، مدول ارزیابی شده در ۲ نقطه انتهایی اتساع‌سنج حذف می‌شود. هم‌چنین مقادیری از مدول تغییر که بیش از مدول تغییرشکل سنگ بکر باشد نیز حذف می‌شوند. از این‌رو، مقدار مدول طراحی بر اساس

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-30]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.1.1.9]

قضاوت مهندسی و نتایج آزمون بارگذاری صفحه‌ای در تکیه‌گاه‌های راست و چپ تعیین و در جدول ٤ نمایش داده شده است. مقدار مدول تغییرشکل طراحی ارزیابی شده بر اساس آزمون بارگذاری صفحه‌ای در تکیه‌گاه راست بیش از تکیه‌گاه چپ است که مطابق با مدول تغییرشکل سنگ بکر و روابط تجربی است.

شرط لازم برای فرض فضای نیمه‌متناهی در استاندارد ASTM D4394، این است که ابعاد گالری ٦ برابر ابعاد صفحه بارگذاری باشد که به‌دلیل مشکلات اجرایی غالباً این فرض رعایت نمی‌شود. از این‌رو، با استفاده از شبیه‌سازی عددی سه‌بعدی و لحاظ کردن همهٔ شرایط مرزی موجود شامل هندسه گالری، مشخصات صفحه بارگذاری و رژیم تنش موجود و توسعه یک تابع خطا نرمال شده بر اساس بزرگی جابه‌جایی‌ها، مقدار مدول تغییرشکل تکیه گاه راست ارزیابی شده است.

جدول ٤. مقادیر مدول بارگذاری و باربرداری در کوله‌های سد ناشی از بررسی نتایج آزمون بارگذاری بر اساس استاندارد ASTM D4394

مدول بارگذاری(GPa)		مدول باربرداری(GPa)	
کوله راست	کوله چپ	کوله راست	کوله چپ
۲۹/۳٦ (۱۹/٤۸–۳۹/۱)	۲٤/٥٤ (۱٥/۸۹–۳۳/۳۸)	۳٥/۱۷ (۲٥/٥٥–٤٥/۸٥)	۲٦/۷۲ (۱٦/۹٤–۳٦/۷)*

* داخل پرانتز دامنه تغییرات متغیر و خارج پرانتز مقدار متوسط را نمایش می‌دهد

بحث و بررسی

۱. شبیه سازی عددی

شبیه‌سازی عددی می‌تواند در دو محیط پیوسته و ناپیوسته انجام شود. تصمیم‌گیری در ارتباط با پیوسته و ناپیوسته بودن محیط بر اساس نسبت اندازهٔ بلوک‌های ایجاد شده تحت تأثیر درزه‌ها به دهانهٔ تونل و مکانسیم غالب تغییرشکل انجام می‌شود. در روباره‌های کم به‌دلیل سطوح تنش پایین جابه‌جایی‌ها عموماً روی درزه‌ها اتفاق می‌افتد و در روباره‌های زیاد جابه‌جایی‌های ناشی از توده سنگ اهمیت بیش‌تری دارند. در شرایطی که نسبت اندازهٔ بلوک‌های ایجاد شده به دهانه تونل کوچک‌تر ۳ و بزرگ‌تر از ۳۰ باشد می‌توان محیط را پیوسته در نظر گرفت [٤١].

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-30]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.1.1.9]

در تحقیق حاضر با توجه لاگ گمانه حفاری شده در مرکز صفحات بارگذاری، محیط پیوسته منظور شده است. البته تغییرات تدریجی جابه‌جایی‌های ثبت شده به‌وسیلهٔ کشیدگی‌سنج‌ها در عمق و نبودن تغییرات ناگهانی ناشی از بسته شدن درزه‌ها، فرض پیوسته بودن محیط را تأیید می‌کند. از این‌رو، در شبیه‌سازی عددی از پارامترهای معادل توده سنگ استفاده شده است.

آزمون بارگذاری صفحه‌ای به دو صورت صفحه صلب و انعطاف‌پذیر انجام می‌شود. در شرایطی که صفحه صلب باشد مقدار جابه‌جایی‌ها زیر صفحه بارگذاری یکسان است و در مد انعطاف‌پذیر، مقدار تنش ثابت **است**. در سد بهشت‌آباد از صفحه‌های صلب به منظور بارگذاری استفاده شده است. به‌منظور تحلیل نتایج آزمون بارگذاری صفحه‌ای در تکیه‌گاه راست از نرم‌افزار FLAC3D استفاده شده است. به‌دلیل حجم بالای شبیه‌سازی عددی و عدم امکان شبیه‌سازی تمام آزمون‌ها از نتایج آزمون بارگذاری RG3-J4V استفاده شده است.

به‌منظور حذف تأثیرات مرزی، مدلی به ابعاد ۷۵*۶۲*۷۰ به‌ترتیب در جهت‌های x,y,z اتخاذ شده است. ابعاد مدل بر اساس تحلیل حساسیت روی جانمایی مرزها حاصل شده است. موقعیت گالری RG3 در جهت y است. ابعاد المان‌ها اطراف گالری ۰/۲ متر انتخاب شده که به طرف مرزهای مدل به تدریج افزایش پیدا می‌کند. بر اساس موقعیت اتساع‌سنج‌ها، جانمایی برخی از گره‌ها به‌صورتی تغییر داده شده تا هر نقطه بررسی شده به‌وسیلهٔ اتساع‌سنج دقیقاً روی یک گره در مدل عددی واقع شده باشد. شکل ٦ طرحی شماتیک از هندسه مدل و شرایط مرزی را نشان می‌دهد.

بخش باقی‌مانده روباره در غالب تنش در مرز بالای مدل اعمال شده و از ملاک شکست موهر کلمب استفاده شده است. با توجه به شرایط زمین‌شناسی، نتایج آزمون‌های برجا و آزمایشگاهی و نیز قضاوت‌های مهندسی، دامنه‌ای برای تغییرات پارامترهای ملاک شکست موهر کلمب انتخاب شد که در جدول ۵ نمایش داده شده است.

میدان تنش حاکم بر مدل عددی با توجه به نسبت تنش افقی به قائم (K_0) ارزیابی شده است. در خاک این نسبت با توجه به زاویهٔ اصطکاک داخلی خاک و در سنگ در شرایطی که

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-30]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.1.1.9]

تنش‌های تکتونیکی اثر نکنند (با صفر درنظر گرفتن کرنش‌های جانبی) بر اساس ضریب پوآسون ارزیابی می‌شود که مقدار آن از یک کم‌تر است. ولی بر اساس اندازه‌گیری‌های برجا تحت تأثیر تنش‌های تکتونیکی مقدار آن در سطح بیش از یک گزارش شده که با افزایش عمق مقدار آن به‌سمت یک همگرا می‌شود [۴۰].

نسبت تنش افقی به قائم یا به‌عبارت دیگر راستا و بزرگای تنش‌های اصلی، یکی از پارامترهای اساسی است که روی جانمایی مغار در نیروگاه‌های برق آبی تأثیر می‌گذارد. از این‌رو، در اغلب این پروژه‌ها با استفاده از آزمون‌های مرسوم ارزیابی تنش‌های برجا مانند شکست هیدرولیکی میدان تنش ارزیابی می‌شود.

سد بهشت‌آباد فاقد مغار است و ارزیابی میدان تنش در ساختگاه آن با توجه به هزینه زیاد آزمون شکست هیدرولیکی دارای توجیه اقتصادی نیست. از این‌رو، بر اساس قضاوت مهندسی و پژوهش‌های پیشین انجام شده روی مقدار K_0، در همهٔ تحلیل‌ها، تغییرات نسبت تنش افقی به قائم ۰/۵ تا ۱/۵ لحاظ شده است و حساسیت تحلیل‌ها به تغییرات این پارامتر ارزیابی شده است [۴۰].

بعد از ایجاد شرایط سکون در مدل عددی و شکل‌گیری تنش‌های برجا، گالری حفاری شده است. به‌دلیل سطح مقطع محدود گالری و کیفیت مناسب سنگ، نگه‌داری نصب نشده است. از این‌رو، مطابق با روش اجرا در تحلیل عددی نیز نگه‌داری نصب نشده و مدل بعد از حفر گالری به تعادل رسیده است. با حفر گالری رژیم تنش پیرامون گالری تغییر پیدا می‌کند.

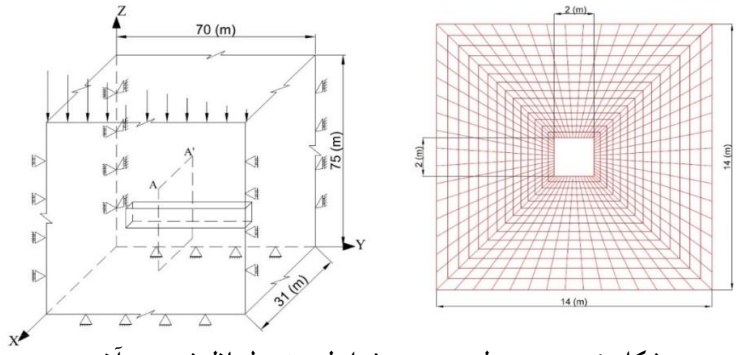
سپس تنش حاصل از آزمون بارگذاری صفحه‌ای به دیواره‌های گالری اعمال شده است. چون صفحات بارگذاری صلب هستند، به جای اعمال تنش روی گره‌ها از سرعت استفاده شده است. منظور از سرعت میزان جابه‌جایی گره در یک دوره حل است. مقدار این جابه‌جایی باید در حدی کوچک باشد تا از ایجاد شوک در مدل عددی جلوگیری کند. مقدار سرعت با توجه به جابه‌جایی کل صفحه بارگذاری و تحلیل حساسیت روی نتایج شبیه‌سازی عددی 1E-7 متر بر دوره حل انتخاب شده است.

جدول ۵. بازه تغییرات پارامترهای معیار موهرکلمب اعمال شده در شبیه سازی عددی

پارامتر	نسبت پواسون	مدول تغییرشکل پذیری **(GPa)**	زاویه اصطکاک داخلی **(Degree)**	چسبندگی **(KPa)**
بازه تغییرات	۰/۲۵-۰/۳۵	۵-۳۰	۲۵-۴۰	۲۰۰۰-۴۰۰۰

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-30]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.1.1.9]



شکل ۵. هندسه مدل عددی و شرایط مرزی لحاظ شده در آن

۲. تحلیل برگشتی

برای پردازش نتایج شبیه‌سازی عددی، تحلیل برگشتی به‌عنوان ابزاری برای تحلیل نتایج انتخاب شده است. در این روش پارامترهای ورودی مدل عددی به‌گونه‌ای تغییر داده می‌شوند تا مقادیر اندازه‌گیری شده به‌وسیلهٔ اتساع‌سنج‌ها تقریباً برابر با مقادیر به‌دست آمده از مدل‌سازی عددی در نقاط مربوط باشد.

فرم عمومی تابع خطا به‌صورت معادلهٔ ۱ است، که در آن u_i جابه‌جایی اندازه‌گیری شده به‌وسیلهٔ اتساع‌سنج ، u'_i جابجایی‌های به‌دست آمده از شبیه‌سازی عددی و i نماینده تعداد نقاط اندازه‌گیری است که از ۱ تا ۵ تغییر می‌کند. استفاده از توان دوم در تابع خطا برای جلوگیری از اثر کاهشی تغییرات غیر هم‌جهت بر مقدار تابع خطا است.

$$f = \sum_{i=1}^{n}(u_i - u_i')^2 \qquad (۱)$$

در صورتی‌که جابه‌جایی نقاط شاهد در یک مرتبه بوده و از نظر اهمیت نیز یک‌سان باشند این فرم عمومی از تابع خطا قابل قبول است. ولی در آزمون بارگذاری صفحه‌ای جابه‌جایی نقاط نزدیک به صفحهٔ بارگذاری از مرتبه بالاتری نسبت به نقاط دور از صفحه بارگذاری قرار دارند و در صورت استفاده از این تابع خطا، مقدار تابع خطا صرفاً توسط نقاط ابتدایی کنترل می‌شود و نقاط انتهایی نقشی در تابع خطا ندارند. از این‌رو، از تابع خطایی که در معادلهٔ ۲ نمایش داده شده در تحلیل برگشتی استفاده شده است.

$$a_i = 1/u_i^2 \qquad f = \sum_{i=1}^{n} a_i(u_i - u_i')^2 \qquad (۲)$$

که در آن a_i یک فاکتور وزنی است که تفاضل جابه‌جایی‌ها را در هر نقطه شاهد با استفاده از

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-30]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.1.1.9]

جابه‌جایی ثبت شده به‌وسیلهٔ ابزار در همان نقطه، نرمال می‌کند. به این ترتیب تمامی نقاط شاهد در تابع خطا نقش یک‌سانی بازی می‌کنند هر چند جابه‌جایی آنها از مرتبهٔ یک‌سانی نباشد.

بر اساس تحلیل حساسیت انجام شده، به‌دلیل این‌که بخش عمده تغییرشکل‌های ناشی از صفحات بارگذاری الاستیک است، تغییرات چسبندگی و زاویهٔ اصطکاک داخلی در بازه ذکر شده در جدول ۵، تأثیر قابل توجه‌ای بر جابه‌جایی‌های ناشی از بارگذاری صفحه‌ای که به‌وسیلهٔ شبیه‌سازی عددی محاسبه شده، نمی‌گذارد.

در تحلیل عددی انجام شده ضریب تنش افقی به قائم ۰/۵، ۱ و ۱/۵ منظور شده است. جابه‌جایی‌ها در نقاط شاهد، مطابق آزمایش در ٤ سطح از تنش ۳، ۵، ۷ و ۱۰ مگاپاسگال ثبت شده است و مقدار تابع خطا در این چهار سطح تنش با هم جمع و به‌عنوان تابع خطای نهایی لحاظ و در گراف‌های مربوطه نمایش داده شده است.

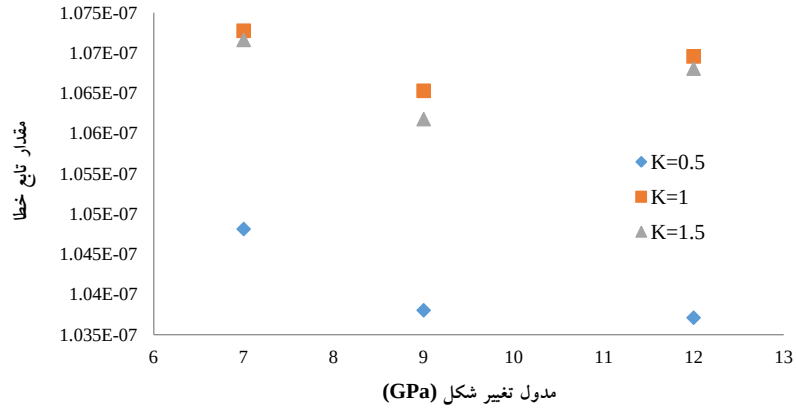
تغییرات مقادیر تابع خطا در مقابل مدول تغییرشکل‌پذیری در شرایطی که ضریب پوآسون ۰/۳، زاویهٔ اصطکاک داخلی ۳۰ درجه و چسبندگی ۲ مگاپاسگال منظور شده است، بر اساس روابط ۱ و ۲ در شکل ٦ نمایش داده شده است. هر دو رابطه در مدول تغییر شکل ۱۲ گیگاپاسگال و نسبت تنش افقی به قائم ۰/۵ مقدار تابع خطا را کمینه نشان می‌دهند، ولی روند تغییرات تابع خطا یکسان نیست.

در تابع خطای نرمال شده بر اساس بزرگای جابه‌جایی (رابطهٔ ۲)، روند تغییرات تابع خطا در تمام مقادیر K_0 یک‌سان است و با افزایش مدول تغییرشکل مقدار تابع خطا کاهش پیدا کرده است. درحالی‌که در تابع خطای نرمال نشده، در مقادیر K_0 مساوی ۱ و ۱/۵، تابع خطا در مدول ۹ گیگاپاسگال مقدار کمینه خود را دارد. هم‌چنین تغییرات نسبت تنش افقی در بازه ۱ تا ۱/۵ تأثیر شایان توجه‌ای بر مقدار تابع خطا ندارد.

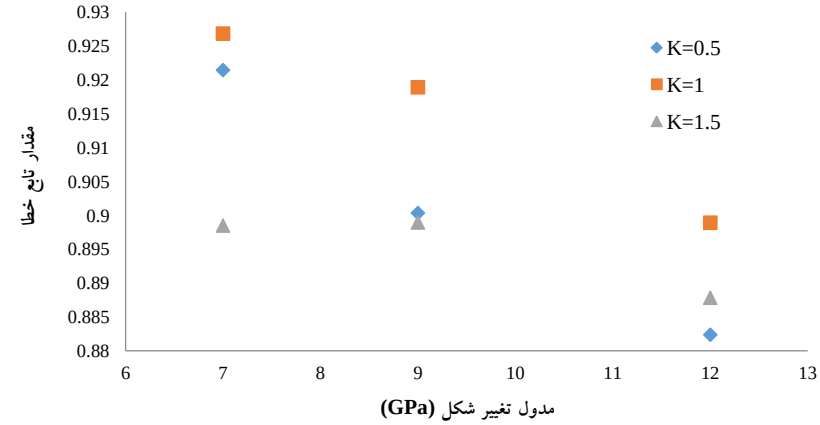
مقادیر متوسط مدول تغییرشکل بارگذاری که با استفاده از آزمون بارگذاری صفحه‌ای، روش‌های تجربی و عددی ارزیابی شده، در شکل ۷ نمایش داده شده است. واضح است که روش‌های عددی کم‌ترین و روش‌های تجربی بیش‌ترین مدول تغییرشکل را برای ساختگاه سد

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-30]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.1.1.9]



الف



ب

شکل ٦. تغییرات تابع خطا در مقابل مدول تغییر شکل، الف) رابطهٔ ۱، ب) رابطهٔ ۲

پیشنهاد می‌کنند. هم‌چنین مدول تغییرشکل در کوله راست بر اساس روش‌های تجربی و آزمون بارگذاری صفحه‌ای بیش از کوله چپ است، که با مدول تغییرشکل سنگ بکر نیز هماهنگی دارد.

مقدار مدول تغییرشکل ارزیابی شده به‌وسیلهٔ روش‌های تجربی و بارگذاری صفحه‌ای تقریباً ۲ و ۳ مرتبه با مدول ارزیابی شده به‌وسیلهٔ روش عددی تفاوت دارد که بیان‌گر عدم

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-30]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.1.1.9]

قطعیت بالا در مدول ارائه شده به‌وسیلهٔ روش‌های تجربی و تأثیر شرایط مرزی بر نتایج آزمون بارگذاری صفحه‌ای است. از این‌رو، تحلیل نتایج حاصل از آزمون بارگذاری صفحه‌ای با بهره‌گیری از شبیه‌سازی عددی زمانیکه شرایط مرزی ذکر شده در استاندارد ASTM D4394 رعایت نشده باشد، امری اجتناب‌ناپذیر است.

در مدل‌های عددی ساخته شده، مقدار مدول در عمق ثابت درنظر گرفته شده است، درحالی‌که نتایج آزمون بارگذاری افزایش مدول در عمق را نشان می‌دهد. برای بررسی این موضوع که افزایش مدول در عمق آیا ناشی از عدم تطابق شرایط مرزی است یا خیر، مدل عددی دیگری که در آن مدول در عمق به تدریج از ۱۲ تا ۳۰ گیگاپایگال افزایش پیدا می‌کند ساخته شد. افزایش مدول تا عمق ٦ متری از صفحه بارگذاری لحاظ شده و از این عمق به بعد مدول ۳۰ گیگاپاسگال برای مدل لحاظ شده است. انتخاب حد پایین و بالای مدول بر اساس نتیجه تحلیل برگشتی و نتایج آزمون بارگذاری بر اساس استاندارد ASTM D4394 انجام شده است.

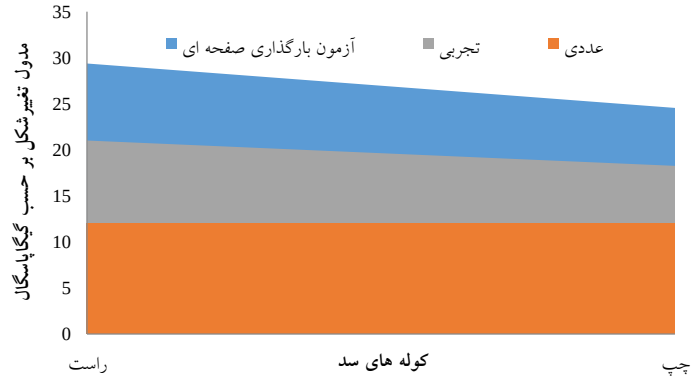
با افزایش مدول در عمق مقدار تابع خطا نسبت به حالتی که مدول ثابت است، افزایش پیدا می‌کند. جابه‌جایی ثبت شده به‌وسیلهٔ ابزار، مدل عددی با کم‌ترین مقدار تابع خطا (مدول برابر با ۱۲ گیگاپاسگال و نسبت تنش افقی به قائم برابر با ۰/۵) و مدل عددی با افزایش مدول در عمق برای صفحه بارگذاری قرار گرفته در سقف گالری در شکل ۸ نمایش داده شده است. واضح است با افزایش مدول در عمق مقدار جابه‌جایی محاسبه شده با مدل عددی از جابه‌جایی ثبت شده به‌وسیلهٔ ابزار فاصله گرفته است. از این‌رو، فرض افزایش مدول در عمق رد می‌شود.

به‌منظور بررسی بیش‌تر تأثیر ابعاد گالری بر تابع خطا، مدل‌های عددی که ابعاد گالری اکتشافی در آنها ٤ و ٦ متر بود ساخته شد. مطابق شکل ۹ با افزایش ابعاد گالری اکتشافی، مقدار تابع خطا افزایش پیدا می‌کند، که بیان‌گر تأثیر ابعاد گالری بر توزیع تنش و جابه‌جایی حاصل از صفحات بارگذاری و رد فرض فضای نیمه‌متناهی در محاسبهٔ توزیع تنش زیر صفحات بارگذاری است. با افزایش ابعاد گالری از ٤ تا ٦ متر میزان تغییرات تابع خطا اندک است که نمایان‌گر کاهش تأثیر ابعاد گالری بر مقدار تابع خطا، با افزایش ابعاد گالری است.

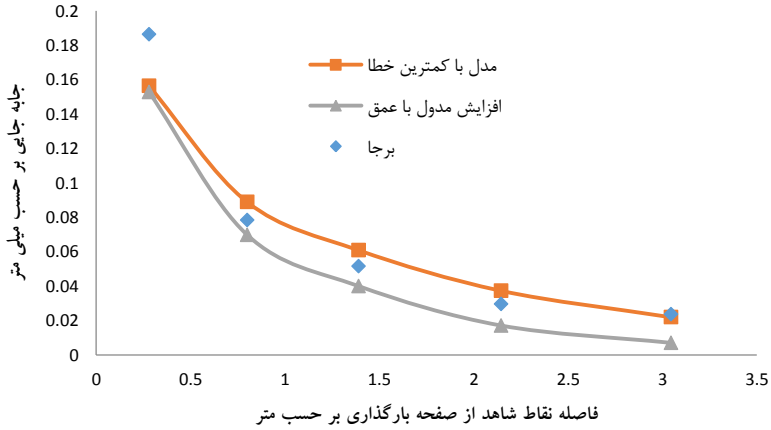
[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-30]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.1.1.9]

علت افزایش تابع خطا با افزایش ابعاد گالری فاصله گرفتن از شرایط مرزی آزمون بارگذاری است که در گالری اکتشافی انجام شده است.



شکل ۷. مقادیر متوسط مدول تغییر شکل در ساختگاه سد بهشت‌آباد که با روش‌های تجربی، عددی و آزمون بارگذاری صفحه‌ای ارزیابی شده است

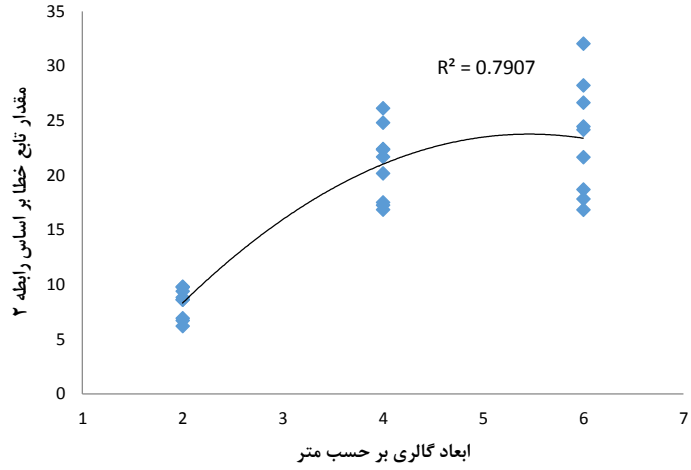


شکل ۸. مقایسه جابه‌جایی ثبت شده به‌وسیلهٔ ابزار با مقدار ارزیابی شده توسط مدل‌های عددی

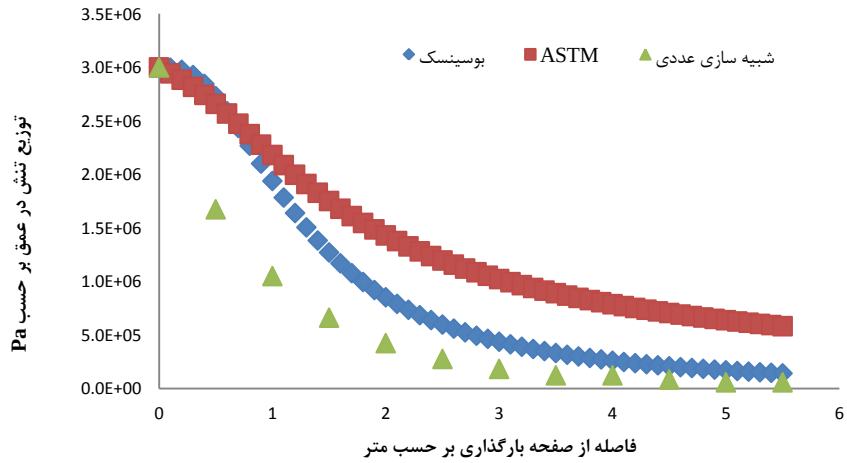
به‌منظور روشن شدن دلیل افزایش مدول محاسبه شده بر اساس استاندارد ASTM D4394 در عمق، توزیع تنش محاسبه شده بر اساس شبیه‌سازی عددی حاصل از بارگذاری صفحه‌ای، با توزیع تنش ارزیابی شده بر اساس استاندارد ASTM D4394 و رابطهٔ بوسینسک در شکل ۹ مقایسه شده است.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-30]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.1.1.9]



شکل ۹. تأثیر ابعاد گالری بر مقدار تابع خطا



شکل ۹. مقایسهٔ توزیع تنش حاصل از مدل‌سازی عددی با توزیع تنش ارزیابی شده بر اساس استاندارد ASTM D4394 و رابطهٔ بوسینسک برای تنش بارگذاری ۳ مگاپاسگال

چنان‌که ملاحظه می‌شود، توزیع تنش حاصل از مدل‌سازی عددی کم‌تر از توزیع تنش ارزیابی شده بر اساس استاندارد ASTM D4394 است و میزان تفاوت آن با افزایش عمق بیش‌تر می‌شود. این موضوع دلیل افزایش مدول با فاصله گرفتن از صفحات بارگذاری را در

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-30]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.1.1.9]

آزمون بارگذاری صفحه‌ای توجیه می‌کند.

توزیع تنش محاسبه شده بر اساس رابطهٔ بوزینسک تطابق بیش‌تری با نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی دارد، با این حال به‌دلیل تأثیر رژیم تنش در پیرامون گالری، مقدار آن از آن‌چه از شبیه‌سازی عددی حاصل شده بیش‌تر است.

نتیجه‌گیری

روش‌های تجربی که مدول تغییرشکل‌پذیری تودهٔ سنگ را تنها با توجه به طبقه‌بندی توده سنگ برآورد می‌کنند، به‌ویژه زمانی‌که سنگ توده‌ای و ضعیف باشد، مقادیر بالایی از مدول را پیشنهاد می‌کنند.

روش‌های تجربی که در آنها از طبقه‌بندی مهندسی سنگ و مقادیر مدول تغییرشکل‌پذیری سنگ بکر استفاده شده است در مقایسه با دیگر روش‌های تجربی کم‌ترین مقدار مدول تغییرشکل‌پذیری را محاسبه می‌کنند. در این بررسی مدول به‌دست آمده از این روش به مقدار واقعی نزدیک‌تر است.

بر اساس رده‌بندی انجام شده در این تحقیق، روش‌های تجربی که در کلاس II و III قرار می‌گیرند، تقریباً مقادیر یک‌سانی از مدول را پیشنهاد می‌کنند. ولی زمانی‌که مقدار GSI بالا باشد، کلاس III مقادیر بالاتری از مدول تغییرشکل را ارائه می‌دهد.

نتایج آزمون بارگذاری صفحه‌ای با استفاده از شبیه‌سازی عددی و تحلیل برگشتی بررسی شد و مقدار مدول تغییرشکل‌پذیری برابر با ۱۲ گیگاپاسگال در تکیه‌گاه راست برآورد شد که کم‌تر از مقدار به‌دست آمده از استاندارد ASTM D4394 است.

به‌دلیل این‌که بخش عمده جابه‌جایی‌های حاصل از صفحه‌های بارگذاری در محدودهٔ الاستیک قرار می‌گیرند. تأثیر تغییرات چسبندگی و زاویهٔ اصطکاک داخلی بر تابع خطا قابل چشم‌پوشی است.

نتایج به‌دست آمده از شبیه‌سازی عددی نشان می‌دهد که تودهٔ سنگ همگن است و مدول تغییرشکل‌پذیری به‌دست آمده با فاصله گرفتن از صفحات بارگذاری تغییر نمی‌کند. ولی به‌دلیل عدم تطابق شرایط مرزی اجرا شده و رژیم تنش موجود با آن‌چه با استاندارد

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-30]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.1.1.9]

ASTM D4394 فرض می‌شود مقدار مدول تغییرشکل پیشنهادی به‌وسیلهٔ استاندارد با افزایش عمق، افزایش پیدا کرده است.

تحلیل حساسیت روی عرض گالری نشان داد، زمانی که عرض گالری حدود ٦ برابر عرض صفحه بارگذاری است، تأثیر عرض گالری بر جابه‌جایی‌های حاصل از صفحات بارگذاری قابل چشم‌پوشی است.

نتایج تحلیل تنش زیر صفحات بارگذاری نشان داد، که مقدار تنش محاسبه شده زیر صفحات بارگذاری در استاندارد ASTM D4394 از صفر تا ۹۰ درصد بیش از مقدار ارزیابی شده بر اساس شبیه‌سازی عددی است و میزان تفاوت در تنش‌های ارزیابی شده بر اساس استاندارد و شبیه‌سازی عددی، با افزایش عمق افزایش پیدا می‌کند. این موضوع افزایش تصاعدی مدول تغییر شکل با فاصله گرفتن از صفحات بارگذاری را توجیه می‌کند.

منابع

1. Hoek E., Diederichs M. S., "Empirical estimation of rock mass modulus", International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 43 (2) (2006) 203-215.
2. Zhang L., "Determination and applications of rock quality designation (RQD)", Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 8 (3) (2016) 389-397.
۳. ذوالفقاری ع.، سهرابی بیدار ع.، ملکی جوان م.، هفتانی م.، "بررسی اثر تزریق دوغاب بر مدول تغییر شکل‌پذیری توده سنگ با ارزیابی پارامترهای سیستمQ (بررسی موردی پی سنگ سدهای بختیاری، بازفت و خرسان ۲) "، نشریه زمین شناسی مهندسی، ۸ (۱۳۹۳) ۲۱٦۸-۲۱۳۹.
4. American Society for Testing and Materials, ASTM D 4394-84, "Standard test method for determining the in situ modulus of deformation of rock mass using the rigid plate loading method", ASTM International, West Conshohocken, Penn (1998).

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-30]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.1.1.9]

5. ISRM, "The Blue Book-The Complete ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring 1974-2006", Ulusay R., Hudson J. A., (eds.), Ankara: ISRM & ISRM Turkish National Group, (2007).
6. İbrahim Ferid Öge, "Determination of deformation modulus in a weak rock mass by using menard pressuremeter", International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 112 (2018) 238-252.
7. Barton N., "Rock mass classification, tunnel reinforcement selection using the Q-system", In: Proceedings of the ASTM Symposium on Rock Classification Systems for Engineering Purposes, Cincinnati, Ohio, (1987).
8. Barton N., "Some new Q value correlations to assist in site characterization and tunnel design", International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 39 (2) (2002) 185-216.
9. Bieniawski Z. T., "Determining rock mass deformability: Experience from case histories", International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. 15 (5) (1987) 237-247.
10. Galera J. M., Alvarez Z., Bieniawski Z. T., "Evaluation of the deformation modulus of rock masses using RMR, comparison with dilatometer tests", Workshop: Underground Works under Special Conditions: Proceedings of the ISRM Workshop W1. Madrid, Spain, (2007).
11. Grimstad E., Barton N., "Updating the Q-System for NMT", In: International Symposium on Sprayed Concrete-Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support, Oslo, (1993).

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-30]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.1.1.9]

12. Hoek E., Brown E. T., "Practical estimates of rock mass strength", International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 34 (8) (1997) 1165-1186.
13. Mehrotra V. K., "Estimation of engineering parameters of rock mass", Ph.D. Thesis, University of Roorkee, Roorkee, India, (1992).
14. Mitri H. S., Edrissi R., Henning J., "Finite element modeling of cable-bolted stopes in hard rock underground mines", In: Proceedings of the SME Annual Meeting Albuquerque, New Mexico (1994).
15. Nicholson G. A., Bieniawski Z. T., "A nonlinear deformation modulus based on rock mass classification", International Journal of Mining and Geological Engineering, 8 (3) (1990) 181-202.
16. Palmstrom A., Singh R., "The deformation modulus of rock masses: Comparisons between in situ tests and indirect estimates", Tunnelling and Underground Space Technology, 16 (2) (2001) 115-131.
17. Read S. A. L., Richards L. R., Perrin N. D., "Applicability of the Hoek-Brown failure criterion to New Zealand greywacke rocks", In: Proceedings of The Ninth International Congress on Rock Mechanics, Paris (1999).
18. Sanei M., Rahmati A., Faramarzi L., Goli S., Mehinrad A., "Estimation of rock mass deformation modulus in Bakhtiary Dam Project in Iran", In: F. Hudson, Tan (Eds.), Rock Characterization, Modeling and Engineering Design Methods, Taylor & Francis Group, London, (2013).
19. Serafim J. L., Pereira J. P., "Consideration of the geomechanics classification of Bieniawski", In: Proceedings of International Symposium on Engineering Geology and Underground Constructions, (1983).

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-30]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.1.1.9]

20. Shen J., Karakus M., Xu C., "A comparative study for empirical equations in estimating deformation modulus of rock masses", Tunnelling and Underground Space Technology, 32 (2012) 245-250.
21. Stephens R. E., Banks D. C., "Moduli for deformation studies of the foundation and abutments of the Portugues Dam-Puerto Rico", In: Rock mechanics as a guide for efficient utilization of natural resources: Proceedings of the 30th US symposium, Morgantown, Rotterdam: Balkema (1989).
22. Kayabasi A., Gokceoglu C., Ercanoglu M., "Estimating the deformation modulus of rock masses: a comparative study", International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 40 (1) (2003) 55-63.
23. Fakhimi A., Salehi D., Mojtabai N., "Numerical back analysis for estimation of soil parameters in the Resalat Tunnel project", Tunnelling and Underground Space Technology, 19 (1) (2004) 57-67.
24. Jeon Y. S., Yang H. S., "Development of a back analysis algorithm using FLAC", International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 41 (1) (2004) 447-453.
25. Kaiser P. K., Zou D., Lang P. A., "Stress determination by back analysis of excavation-induced stress changes–a case study", Rock Mechanics and Rock Engineering, 23 (3) (1990) 167-184.
26. Oreste P., "Back-analysis techniques for the improvement of the understanding of rock in underground constructions", Tunnelling and Underground Space Technology, 20 (1) (2005) 7-21.
27. Ravandi E. G., Rahmannejad R., Feili Monfared A. E., Ghotbi Ravandi E., "Application of numerical modeling and genetic programming to

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-30]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.1.1.9]

estimate rock mass modulus of deformation", International Journal of Mining Science and Technology, 23 (5) (2013) 733-737.

28. Sakurai S., Takeuchi K., "Back analysis of measured displacements of tunnels", Rock Mechanics and Rock Engineering, 16 (3) (1983) 173-180.
29. Sakurai S., Akutagawa S., Takeuchi K., Shinji M., Shimizu N., "Back-analysis for tunnel engineering as a modern observational method", Tunnelling Underground Space Technology, 18 (2-3) (2003) 185-196.
30. Ting F. X., Zhang Z., Sheng Q., "Estimating mechanical rock mass parameters relating to the Three Gorges Project permanent shiplock using an intelligent displacement back analysis method", International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 37 (7) (2000) 1039-1054.
31. Zhang L. Q., Yue Z. Q., Yang Z. F., Qi J. X., Liu F. C., "A displacement-based back-analysis method for rock mass modulus and horizontal in situ stress in tunneling illustrated with a case study", Tunnelling and Underground Space Technology, 21 (6) (2006) 636-649.
32. Bertuzzi R., "Back-analysing rock mass modulus from monitoring data of two tunnels in Sydney, Australia", Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 9 (5) (2017) 877-891.
33. Vazaios I., Farahmand K., Vlachopoulos N., Diederichs M. S., "Effects of confinement on rock mass modulus: A synthetic rock mass modelling (SRM) study", Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 10 (3) (2018) 436-456.

۳٤. مهندسین مشاور زایندآب، "گزارش مکانیک سنگ سیمای طرح پروژه آب‌رسانی به فلات مرکزی ایران"، وزارت نیرو (۱۳۹۲).

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-30]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.1.1.9]

35. Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum B., "Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition", In: Hammah R., Bawden W., Curran J., Telesnicki M. (Eds.), Proceedings of NARMS-TAC 2002, Mining Innovation and Technology, Toronto, (2002).

36. Sonmez H., Gokceoglu C., Ulusay R., "Indirect determination of the modulus of deformation of rock masses based on the GSI system", International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 41 (5) (2004) 849-857.

37. Sonmez H., Gokceoglu C., Nefeslioglu H. A., Kayabasi A., "Estimation of rock modulus: for intact rocks with an artificial neural network and for rock masses with a new empirical equation", International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 43 (2) (2006) 224-235.

38. Beiki M., Bashari A., Majdi A., "Genetic programming approach for estimating the deformation modulus of rock mass using sensitivity analysis by neural network", International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 47 (7) (2010) 1091-1103

۳۹. مهندسین مشاور زایند آب، "گزارش آزمون بارگذاری صفحه‌ای در ساختگاه سد بهشت‌آباد"، وزارت نیرو (۱۳۹۲).

40. Sheory P. R., "A theory for in situ stresses in isotropic and transversely isotropic rock", International Journal of Rock Mechanics and Mining Science and geomechanics, 31 (1) (1994) 23-34

41. Palmstrom A., "RMi-a rock mass characterization system for rock engineering purposes", PhD thesis, University of Oslo, Department of Geology, (1995).

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-10-30]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1399.14.1.1.9]