

## ارزیابی آماری پارامترهای مقاومتی و تغییرشکل پذیری توده سنگ مطالعه موردی تونل‌های تحت فشار طرح نیروگاه تلمبه ذخیره‌ای آزاد

هادی جابری<sup>۱</sup>

مسعود چراغی سیف‌آباد\*<sup>۲</sup>

محمود بهنیا<sup>۳</sup>

### چکیده

هم‌زمان با پیشرفت دانش بشری، استفاده از فضاهای زیرزمینی به‌ویژه به‌عنوان محل ساخت نیروگاه‌های برق آبی رو به افزایش است. به‌منظور طراحی و ساخت این فضاهای زیرزمینی، شناخت خواص توده سنگ کاملاً ضروری است. پارامترهای ورودی برای طراحی فضاهای زیرزمینی مانند پارامترهای مقاومتی توده سنگ ( $C$  و  $\phi$ ) و ضریب تغییرشکل پذیری را نمی‌توان به‌طور دقیق تعیین نمود. عدم قطعیت موجود در این پارامترها برخی ذاتی و برخی دیگر به دلیل عدم آگاهی یا درک درست از این پارامترها است. برای کمی کردن اثر این عدم قطعیت‌ها در طراحی فضاهای زیرزمینی باید از روش‌های آماری استفاده نمود. در این مطالعه از یک روش آماری به‌منظور تعیین شاخص مقاومت زمین‌شناسی (GSI) توده سنگ استفاده شده است و توزیع حجم بلوک ( $V_b$ ) و عامل شرایط سطح درزه (Jc) که به‌عنوان عوامل مشخصه کمی در تعیین مقدار GSI می‌باشند، تعیین شده‌اند. این روش بر اساس ارتباط بین شرایط زمین‌شناسی توصیفی و پارامترهای قابل اندازه‌گیری میدانی مانند فاصله‌داری و زبری درزه‌ها که متغیرهای تصادفی هستند بنا نهاده شده است. با استفاده از توزیع GSI به‌دست‌آمده از برداشت‌های میدانی و ترکیب با خواص مقاومتی سنگ بکر که آن‌ها نیز به‌صورت آماری ارائه شده‌اند، تابع توزیع آماری پارامترهای مقاومتی توده سنگ و مدول تغییرشکل پذیری آن، با استفاده از روش مونت کارلو در نرم‌افزار @RISK برای توده سنگ‌های دربرگیرنده تونل‌های تحت فشار طرح نیروگاه تلمبه ذخیره‌ای آزاد برآورد شده است و در ادامه ظرفیت توده سنگ برای مشارکت در تحمل فشار داخلی وارده در تونل‌های تحت فشار مورد ارزیابی قرار گرفته است.

### کلید واژه‌ها

عدم قطعیت، پارامترهای ژئومکانیکی، پارامترهای مقاومت برشی، طبقه‌بندی GSI، روش مونت کارلو

۱. کارشناس ارشد مکانیک سنگ، دانشکده مهندسی معدن دانشگاه صنعتی اصفهان

\*۲. دانشیار دانشکده مهندسی معدن دانشگاه صنعتی اصفهان cheraghi@cc.iut.ac.ir

۳. استادیار دانشکده مهندسی معدن دانشگاه صنعتی اصفهان

## مقدمه

هرچند این پارامترها را می‌توان از آزمون‌های برجا تعیین کرد اما در مراحل اولیه طراحی به دلیل مسائل اقتصادی و همچنین عدم دسترسی به محل سازه‌های زیرزمینی، تعیین این پارامترها برای استفاده در تحلیل‌ها عملی نیست. در مهندسی سنگ به دلیل هزینه زیاد آزمایش‌های موردنیاز، اغلب تعداد داده‌ها متناسب با تغییرات و شرایط واقعی زمین نبوده و از این‌رو نتایج همیشه دارای عدم قطعیت هستند. لازم به ذکر است عدم قطعیت ذاتی است و در طبقه‌بندی توده‌سنگ غیرقابل اجتناب است. عدم قطعیت به انواع مختلفی همانند عدم قطعیت وابسته به اتفاقات ذاتی<sup>۵</sup>، تغییرات طبیعی، نداشتن اطلاعات و آگاهی در مورد اتفاقات و روند آن و همچنین عدم قطعیت به دلیل ناتوانی در تصمیم‌گیری درست تقسیم می‌شوند. عوامل رایج ایجاد عدم قطعیت در مهندسی سنگ شامل متغیر بودن خواص توده‌سنگ در ابعاد مکان و زمان (پدیده خزش)، خطاهای اتفاقی و سیستماتیک در برداشت داده‌ها و انجام آزمایش‌ها و رفتارسنجی توده‌سنگ، ساده‌سازی مدل‌های عددی و تحلیلی و همچنین خطاهای انسانی می‌باشد. به‌عنوان مثال فاصله‌داری درزه‌ها به‌طور قابل توجهی در یک فضا متغیر است (تغییرات مکانی) و یا اینکه نمی‌توان یک مقدار ثابتی را به‌عنوان مقاومت فشاری تک‌محوره سنگ بکر در نظر گرفت (تصادفی). از این‌رو روش مناسب برای مقابله با عدم قطعیت، ارزیابی و مدیریت خطرات مربوط به عدم قطعیت است که می‌بایست این میزان عدم قطعیت در فرآیند تصمیم‌گیری در نظر گرفته شود. امروزه از مفاهیم آماری و احتمالاتی برای تشریح و توصیف تغییرپذیری پارامترهای ورودی انتخاب شده استفاده می‌کنند. مزیت این روش‌ها، تأکید بر موارد مجهول و ناشناخته‌ای است که در تحلیل پایداری سازه‌ها تأثیرگذار هستند (کای، ۲۰۱۱). با توجه به تغییرات طبیعی توده‌سنگ، روش‌های آماری از روش‌های قطعی واقعی‌تر هستند. برای برآورد قطعی خواص توده‌سنگ معمولاً از مقدار میانگین خواص توده‌سنگ استفاده می‌شود اما در برآورد آماری امکان در نظر گرفتن محدوده کامل اطلاعات مربوط به خواص تصادفی توده‌سنگ وجود دارد (ساری<sup>۶</sup> و همکاران، ۲۰۱۰).

در سال‌های اخیر ساخت نیروگاه‌های بزرگ زیرزمینی، ضرورت ساخت شفت<sup>۱</sup> و تونل‌های تحت فشار<sup>۲</sup> برای انتقال آب از آبگیرها<sup>۳</sup> به این نیروگاه‌ها را ایجاد نموده است. هدف اصلی در طراحی این سازه‌ها که از واحدهای زمین‌شناسی مختلف و اعماق گوناگون قبل از رسیدن به نیروگاه عبور می‌نمایند، انتقال آب با ایمنی کافی و بدون ایجاد تأثیرات زیان‌آور به محیط اطراف خود در زمان بهره‌برداری پروژه می‌باشد. این تأثیرات شامل تراوش آب از تونل، ناپداری دیواره‌ها و ایجاد شکستگی در توده‌سنگ است. با انتخاب مناسب یک پوشش بتنی یا فلزی و همچنین اتخاذ تدابیر مناسب برای تونل تحت فشار در هر قسمت و متناسب با شرایط زمین‌شناسی موجود می‌توان این تأثیرات مخرب را کنترل نمود. برای انتخاب این پوشش مناسب ضروری است که شرایط زمین‌شناسی موجود در امتداد تونل‌های تحت فشار به‌خوبی شناخته شود و واکنش واحدهای دربرگیرنده تونل نسبت به نیروهای هیدرولیکی موجود تحلیل گردد. همچنین برای استفاده از ظرفیت توده‌سنگ برای تحمل قسمتی از بار وارده و تقسیم بار<sup>۴</sup> بین پوشش و توده‌سنگ، شناخت مشخصات و کیفیت توده‌سنگ دربرگیرنده تونل‌ها ضرورت پیدا می‌کند. هرچند نوع پوشش (بتنی یا فلزی) توسط مقدار و توزیع تنش‌های برجا تعیین می‌شود ولی ضخامت پوشش با توجه به مقدار فشار داخلی و مشخصات توده‌سنگ دربرگیرنده تعیین می‌شود. تغییرات زمین‌شناسی و واکنش واحدهای دربرگیرنده تونل‌ها به‌خوبی با پارامترهای ژئومکانیکی توده‌سنگ که مهم‌ترین و کلیدی‌ترین عوامل مؤثر بر تحلیل پایداری تونل‌های تحت فشار هستند نشان داده می‌شوند. تعیین خصوصیات توده‌سنگ، از مهم‌ترین فعالیت‌هایی است که همواره در مطالعات مکانیک سنگ از اهمیت بالایی برخوردار بوده است. لازم به ذکر است این پارامترها به‌عنوان پارامترهای ورودی مدل‌سازی‌های عددی به‌طور گسترده استفاده می‌شوند.

1. Shaft
2. Pressure tunnels
3. Power intake
4. Load sharing

5. Inherent randomness

6. Sari

پارامترهای طراحی مثل پارامترهای معیار موهر-کولمب، پارامترهای مقاومتی هوک-براون یا مدول تغییرشکل پذیری توده سنگ می‌باشد. هرچند که استفاده از سیستم GSI به دلیل کیفی بودن پارامترهای ورودی آن نیاز به تجربه زیاد دارد (کای<sup>۱</sup> و همکاران، ۲۰۰۴). در سال ۱۳۹۲ ربیعی با استفاده از روش مونت کارلو، پارامترهای ژئومکانیکی توده سنگ‌های معدن گل گهر سیرجان را برآورد نمود.

با توجه به گسترش فعالیت‌های عمرانی و همچنین افزایش عمق و ابعاد سازه‌های زیرزمینی در ایران به ویژه نیروگاه‌های برق آبی زیرزمینی، ضرورت استفاده از روش‌های آماری و بررسی عدم قطعیت‌های موجود در برآورد پارامترهای ژئومکانیکی توده سنگ‌های دربرگیرنده چنین سازه‌های مهمی، بیش از پیش احساس می‌شود. بدین منظور در این مطالعه بر اساس برداشت‌های زمین‌شناسی و نیز زمین‌شناسی مهندسی صورت گرفته در تونل‌های دسترسی اطراف مغار نیروگاه، حجم بلوک و عامل شرایط سطح درزه که به عنوان عوامل مشخصه کمی مورد استفاده در این مطالعه می‌باشند محاسبه شده‌اند. در ادامه با تعیین تغییرات شاخص مقاومت زمین‌شناسی (GSI)، عدم قطعیت‌ها و تغییرات پارامترهای مقاومتی و تغییرشکل پذیری توده سنگ دربرگیرنده تونل‌های تحت فشار طرح نیروگاه تلمبه ذخیره‌ای آزاد با استفاده از روش مونت کارلو و بر اساس معیار شکست هوک-براون مورد بررسی قرار گرفته است.

### پارامترهای مقاومتی توده سنگ

پارامترهای مقاومتی توده سنگ را می‌توان از معیار گسیختگی هوک و براون اصلاح شده (هوک و همکاران، ۲۰۰۲) برای توده سنگ درزه‌دار به دست آورد (پیوست ۱). به منظور تخمین پارامترهای مقاومتی توده سنگ درزه‌دار با استفاده از معیار گسیختگی هوک و براون به سه پارامتر شامل ثابت هوک-براون برای سنگ بکر ( $m_i$ )، مقاومت فشاری تک‌محوره سنگ بکر ( $\sigma_{ci}$ ) و شاخص مقاومت زمین‌شناختی (GSI) نیاز است (هوک و براون، ۱۹۹۷).

### تعیین پارامترهای توده سنگ با استفاده از سیستم

روش‌های آماری معمولاً برای مقابله با عدم قطعیت ناشی از ماهیت تصادفی هندسه توده سنگ و تغییرات خواص ژئومکانیکی آن به کار برده می‌شوند. روش آماری اولین بار برای توضیح تغییرات ذاتی (طبیعی) مقاومت مواد ترد (شکننده) توسط وایبل<sup>۱</sup> (۱۹۳۹) استفاده شد. پس از آن استفاده از روش‌های آماری برای ارزیابی خصوصیات توده سنگ در علم مهندسی سنگ مورد توجه قرار گرفت. در ادامه از روش‌های آماری برای ترسیم توزیع فضایی درزه‌های موجود در توده سنگ استفاده شد و مشخص شد که فاصله‌داری درزه‌ها عمدتاً از توزیع نمایی پیروی می‌کند (ساری ۲۰۰۹). کیم<sup>۲</sup> و گائو<sup>۳</sup> (۱۹۹۸)، از روش مجذور کای<sup>۴</sup> ( $\chi^2$ ) برای تعیین تابع توزیع تغییرات طبیعی پارامترهای مکانیکی توده سنگ استفاده نمودند. هوک<sup>۵</sup> (۱۹۹۸) با استفاده از روش مونت کارلو و توزیع‌های نرمال فرض شده برای پارامترهای ورودی معیار هوک و براون، اقدام به تخمین پارامترهای ژئومکانیکی توده سنگ نمود. ساری<sup>۶</sup> (۲۰۰۹) مطابق با روش هوک بررسی‌هایی را با تعداد محدودی داده آماری انجام داد؛ اما به جای فرض توزیع نرمال برای متغیرهای ورودی استفاده شده در معیار هوک-براون، توزیع‌های آماری واقعی خواص ناپیوستگی‌ها و پارامترهای مقاومت سنگ بکر را در نظر گرفت. ساری همچنین در سال ۲۰۱۰ و در ادامه کارهای قبلی با استفاده از روش مونت کارلو اقدام به برآورد خواص توده سنگ نمود. بدین منظور توزیع‌های آماری مناسب برای پارامترهای ناپیوستگی‌ها و سنگ بکر یک ساختگاه مورد نظر به عنوان ورودی در سیستم طبقه‌بندی RMR لحاظ شدند. در سال ۲۰۱۱ کای از روش مونت کارلو و سیستم GSI برای توصیف توده سنگ و برآورد پارامترهای ورودی مورد نیاز در تحلیل‌های عددی استفاده کرد. از میان سیستم‌های طبقه‌بندی مهندسی توده سنگ (RMR, RQD, Q و GSI)، سیستم GSI عملاً تنها سیستم طبقه‌بندی است که دارای یک ارتباط مستقیم با

1. Weibull
2. Kim
3. Kim & Gao
4. Chi-square
5. Hoek
6. Sari

### طبقه‌بندی GSI

شاخص مقاومت زمین‌شناسی (GSI) که توسط هوک و همکاران (۱۹۹۲ و ۱۹۹۵) معرفی شده است سیستمی را برای ارزیابی میزان کاهش مقاومت توده‌های سنگی، در شرایط مختلف زمین‌شناسی، ارائه می‌نماید. پارامترهای ورودی این سیستم میزان درزه‌داری توده‌سنگ (ابعاد بلوک) و شرایط سطح درزه‌ها است. همان‌گونه که بیان شد GSI تنها سیستمی است که یک مجموعه کامل از خواص مکانیکی توده‌سنگ پارامترهای مقاومتی هوک - براون ( $m_b$ ) و ( $S$ ) (پیوست ۱) و پارامترهای موهر-کلمب ( $C$  و  $\phi$ ) (پیوست ۲) و مدول تغییرشکل‌پذیری ( $E$ ) (پیوست ۳) را برای طراحی فراهم می‌کند.

نمودار اولیه شاخص مقاومت زمین‌شناسی بر اساس مشاهده توده‌سنگ توسط افراد باتجربه و ماهر توسعه یافته است. هنگامی که این افراد در دسترس هستند استفاده از نمودار GSI بر اساس رده‌بندی توصیفی ساختار توده‌سنگ و شرایط سطح ناپیوستگی مناسب است. با افزایش استفاده از سیستم GSI هوک و همکاران (۲۰۱۳) روشی را برای محاسبه کمی GSI بر اساس عامل شرایط سطح درزه ( $J_{Cond}$ ) و ( $J_{RQD}$ ) ارائه دادند. در ادامه برای آسان شدن استفاده از این سیستم توسط افراد کم‌تجربه، کای و همکاران (۲۰۰۴) یک روش کمی که در آن  $V_b$  حجم بلوک و  $J_c$  عامل شرایط سطح درزه به‌عنوان عوامل مشخصه کمی مورد استفاده در برآورد GSI هستند را ارائه نمودند. لازم به ذکر است که این روش کمی با داده‌های آزمایش‌ها برجا اعتبارسنجی شده است. نمودار کمی GSI در شکل ۱ ارائه شده است.

در این روش، ابعاد بلوک که یک شاخص بسیار مهم از کیفیت توده‌سنگ است از فاصله‌داری، جهت‌داری، تعداد و تداوم درزه‌ها تبعیت می‌کند. ابعاد بلوک که عملاً بیان‌کننده چگالی حجمی ناپیوستگی‌های توده‌سنگ است با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود (پالمستروم، ۱۹۹۵):

$$V_b = \frac{S_1 S_2 S_3}{\sin \gamma_1 \sin \gamma_2 \sin \gamma_3} \quad (1)$$

که در آن  $S_i$  و  $\gamma_i$  به ترتیب فاصله‌داری درزه‌ها در یک دسته‌درزه و زاویه بین دسته‌درزه‌ها است (شکل ۲). در محاسبه حجم بلوک فرض می‌شود که سه دسته‌درزه وجود

داشته و این درزه‌ها تداوم داشته باشند.

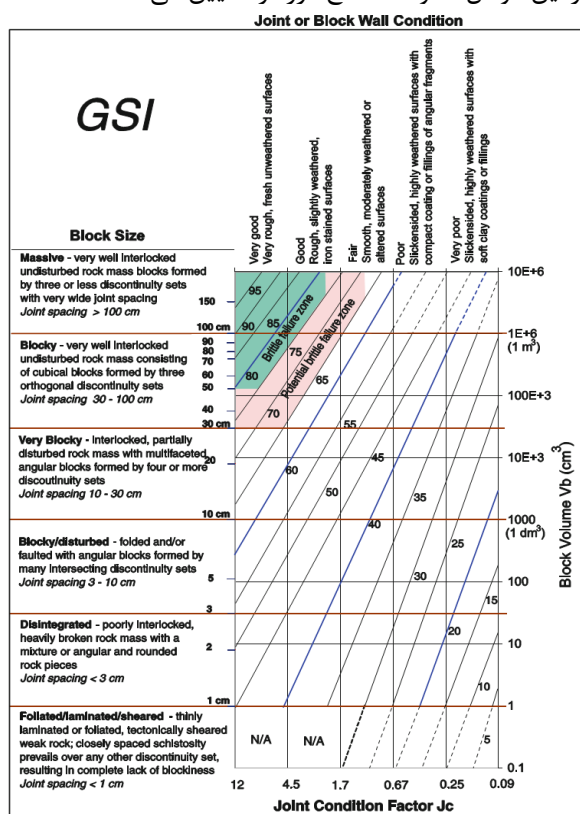
اگر درزه‌ها تداوم نداشته باشند مقاومت توده‌سنگ و پایداری کلی آن افزایش می‌یابد. عامل تداوم درزه  $P_i$  به‌صورت زیر تعریف می‌شود:

$$P_i = \begin{cases} \frac{L_i}{L}, & L_i < L \\ 1, & L_i \geq L \end{cases} \quad (2)$$

که در آن  $L_i$  طول درزه  $i$  در صفحه برداشت و  $L$  طول خط برداشت است. حجم بلوک با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود (کای و همکاران (۲۰۰۴)):

$$V_b = \frac{S_1 S_2 S_3}{\sqrt[3]{P_1 P_2 P_3} \cdot \sin \gamma_1 \sin \gamma_2 \sin \gamma_3} \quad (3)$$

در سیستم GSI، وضعیت سطح درزه‌ها با استفاده از زبری، هوازدگی و نوع مواد پرکننده آن‌ها بیان می‌شود که ترکیبی از این عوامل مقاومت سطح درزه را تعیین می‌کند.



شکل ۱: نمودار GSI کمی شده (کای و همکاران، ۲۰۰۴)

تحلیل احتمالاتی و بررسی قابلیت اعتماد در علوم مهندسی از جمله مهندسی مکانیک سنگ و ژئوتکنیک هستند. از این میان، روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو که بر اساس ورودی تصادفی پایه‌ریزی شده کاربرد وسیع‌تری نسبت به سایر روش‌ها پیدا کرده است.

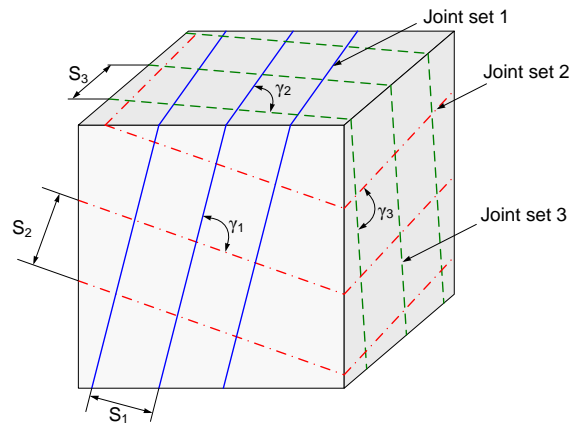
هنگامی که توزیع هر متغیر مشخص است و متغیر خروجی وابسته به متغیر ورودی است می‌توان از روش مونت‌کارلو استفاده کرد (هوک، ۲۰۰۰). روش مونت‌کارلو برای سامانه‌های پیچیده غیرخطی با درجه عدم قطعیت زیاد و سامانه‌های با ورودی‌های نامعین با موفقیت به کار می‌رود. ایراد روش مونت‌کارلو انجام شبیه‌سازی‌های زیاد و محدودیت آن ضرورت مشخص بودن توزیع آماری متغیرهای ورودی است. هنگامی که هیچ‌گونه اطلاعاتی در خصوص نوع توزیع داده‌ها موجود نباشد، توزیع نرمال یا توزیع نرمال ناقص به صورت معمول برای آن‌ها فرض می‌شود (هوک، ۲۰۰۰). لازم به ذکر است که با استفاده از نرم‌افزارهای پیشرفته‌ای نظیر @RISK که در این تحقیق مورداستفاده قرار گرفته، می‌توان بر مشکلات ناشی از تعداد نمونه‌های بسیار زیاد غلبه کرد.

@RISK به‌عنوان یک نرم‌افزار قدرتمند در تحلیل ریسک پروژه‌ها به شمار می‌رود و به‌صورت یک نرم‌افزار افزودنی بر روی نرم‌افزار اکسل نصب می‌شود. در نتیجه تلفیق @RISK با قابلیت‌های اکسل، کاربر قادر خواهد بود برای طراحی مدلی به‌منظور برآوردن نیازهای تحلیل ریسک با بهترین نحوه ممکن اقدام نماید. به‌طور کلی @RISK برنامه‌ای است که از عدم قطعیت پارامترهای ورودی برای تولید نحوه توزیع پارامتر خروجی استفاده می‌کند. این برنامه امکان اجرای مستقیم و ساده روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو به همراه معیار گسیختگی اصلاح‌شده هوک-براون را فراهم می‌کند و به کاربر اجازه ارزیابی تغییرات خواص توده سنگ را می‌دهد. همچنین می‌توان تأثیر تغییرات متغیرهای ورودی بر پارامترهای توده سنگ را مشاهده نمود (غیاث، ۱۳۹۳).

#### مطالعه موردی تونل‌های تحت فشار نیروگاه تلمبه

#### ذخیره‌ای آزاد

طرح نیروگاه تلمبه ذخیره‌ای آزاد در استان کردستان و در



شکل ۲: مشخص کردن ابعاد بلوک با استفاده از سه دسته‌درزه (پالمستروم، ۱۹۹۵)

ضریب شرایط درزه  $J_c$  از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$J_c = \frac{J_w \cdot J_s}{J_A} \quad (۴)$$

که در آن  $J_w$  معرف موج‌دار بودن سطح در مقیاس بزرگ،  $J_s$  نشان‌دهنده سطوح صاف در مقیاس کوچک و  $J_A$  عامل هوازدگی درزه‌ها است. مقدار این پارامترها را می‌توان با توجه به جداول ارائه‌شده توسط پالمستروم (۱۹۹۵) به دست آورد. بر اساس نمودار کتی ارائه‌شده در شکل ۱ و با استفاده از روش برازش سطح، کای و کایزر (۲۰۰۶) معادله زیر را برای محاسبه GSI از  $J_c$  و  $V_b$  ارائه نمودند.

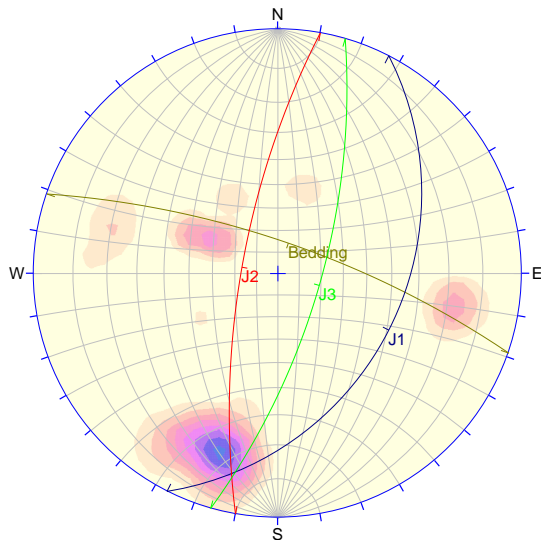
$$GSI = \frac{26.5 + 8.79 \ln J_c + 0.9 \ln V_b}{1 + 0.0151 \ln J_c - 0.0253 \ln V_b} \quad (۵)$$

که در آن  $J_c$  یک پارامتر بدون بعد و  $V_b$  حجم بلوک برحسب  $cm^3$  است. توزیع آماری پارامتر GSI را با استفاده از روش مونت‌کارلو و با به‌کارگیری متغیرهای فاصله‌داری درزه، جهت‌داری درزه، تداوم درزه و عامل شرایط سطح درزه می‌توان برآورد نمود و در ادامه با برآورد توزیع آماری سه پارامتر مقاومت فشاری تک‌محوره سنگ بکر ( $\sigma_{ci}$ )، ثابت هوک-براون ( $m_i$ ) و مدول الاستیک سنگ بکر ( $E_i$ ) و استفاده از روابط ارائه‌شده در پیوست ۱، ۲ و ۳، توزیع آماری پارامترهای مقاومت برشی توده سنگ و مدول تغییر شکل‌پذیری آن را محاسبه نمود.

#### تعیین توزیع احتمال پارامترهای مقاومتی و

#### تغییرشکل‌پذیری با استفاده از شبیه‌سازی

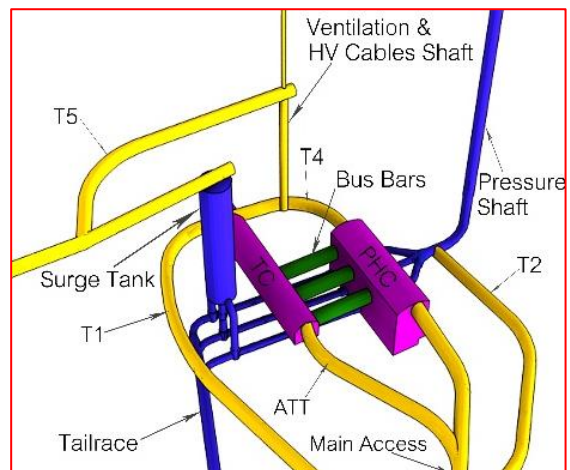
روش‌های شبیه‌سازی از مهم‌ترین و پرکاربردترین روش‌ها در



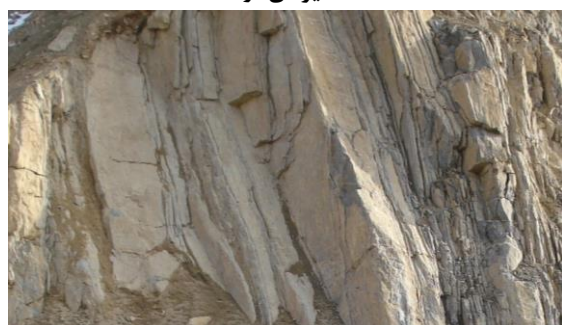
شکل ۵: تصویر استریوگرافیک ناپیوستگی‌های واحد  $K^{SS}$  در محل مغار نیروگاه

اغلب پارامترهای مقاومتی و تغییرشکل‌پذیری مورد استفاده در علم ژئومکانیک همانند مقاومت فشاری تک‌محوره، چسبندگی، زاویه اصطکاک و مدول یانگ معمولاً از توزیع نرمال پیروی می‌کنند. انواع دیگر توزیع‌ها مانند لاگ نرمال، وایبل و پواسون برای پارامترهای مورد نیاز دیگر کاربرد دارند. فاصله‌داری درزه‌ها که به همراه پایایی<sup>۱</sup> آن‌ها، بیشترین اهمیت را در تعیین ابعاد بلوک دارد و کنترل‌کننده کیفیت توده‌سنگ است از توزیع لاگ نرمال پیروی می‌کند (پاسکال و همکاران (۱۹۹۷)، راف<sup>۲</sup> و همکاران (۱۹۹۸)، ساری<sup>۳</sup> (۲۰۰۹)، سیمپسون<sup>۴</sup> (۲۰۰۰) و اودن و همکاران<sup>۵</sup> (۲۰۰۷)). برخی محققین مانند لمی و حاجی گئورگیو<sup>۶</sup> (۲۰۰۳) و ژانگ و انیشتین<sup>۷</sup> (۱۹۹۸) نشان دادند که فاصله‌داری از توزیع نمایی منفی و لاگ نرمال پیروی می‌کند و اساساً وابسته به حداقل طول اندازه‌گیری شده یعنی کمترین طول ناپیوستگی در معرض دید می‌باشد که توسط اپراتور اندازه‌گیری شده است. اگر طول اندازه‌گیری حداقل، کوچک باشد (مثلاً ۱۰ میلی‌متر) فاصله‌داری از توزیع نمایی پیروی می‌کند و اگر طول اندازه‌گیری حداقل، بزرگ باشد (مثلاً ۵۰

مجاورت رودخانه کوماسی (چم گوره) از سرشاخه‌های مهم رودخانه سیروان در حال احداث است. این طرح حدود ۷۵ کیلومتر از سنندج فاصله دارد و دارای سه واحد نیروگاه با ظرفیت نصب هر واحد ۱۷۰ مگاوات است. مجموعه‌ای از فضاهای زیرزمینی از جمله یک شفت تحت‌فشار به طول حدود ۴۵۰ متر به همراه سه تونل تحت‌فشار قبل از مغار نیروگاه قرار دارند (شکل ۳). توده‌سنگ دربرگیرنده ساختگاه نیروگاه تلمبه ذخیره‌ای آزاد شامل ماسه‌سنگ کمی دگرگون‌شده با میان‌لایه‌هایی از شیست و فیلیت ( $K^{SS}$ ) است. لایه‌های ماسه‌سنگی دارای ضخامت چندین سانتی‌متر تا حداکثر ۱ متر هستند که دارای دو دسته‌درزه به همراه یک لایه‌بندی می‌باشند (شکل ۴) (مهندسين مشاور مهتاب قدس، ۱۳۹۲). در شکل شماره ۵ تصویر استریوگرافیک ناپیوستگی‌های برداشت‌شده در اطراف سازه‌های زیرزمینی اصلی نشان داده شده است. میانگین زاویه بین آن‌ها به ترتیب ۷۷، ۸۴ و ۷۵ درجه برآورد شده است.



شکل ۳: جانمایی سازه‌های زیرزمینی طرح نیروگاه تلمبه ذخیره‌ای آزاد



شکل ۴: واحد ماسه‌سنگی موجود در محل سازه‌های زیرزمینی طرح تلمبه ذخیره‌ای آزاد که در سطح زمین رخنمون یافته

1. persistent
2. Ruf et al
3. Sari
4. Simpson
5. Odonne et al
6. Lemy & Hadjigeorgiou
7. Zhang & Einstein

اندکی هوازده، زبر، صفحه‌ای و با موج‌داری کم هستند. مقدار میانگین برای موج‌داری در مقیاس بزرگ ( $J_w$ )، صاف (هموار) بودن در مقیاس کوچک ( $J_s$ ) و هوازده‌گی درزه‌ها ( $J_A$ ) به ترتیب برابر  $1/5$ ،  $2$  و  $2$  برآورد شد. مشاهدات و برداشت‌های انجام‌شده نشان می‌دهد که میزان تغییرات این پارامترها کم است و با توجه به اندک بودن تغییرات این پارامترها به دلیل عمق زیاد ناحیه مورد مطالعه و از طرفی پیشنهادهای انجام‌شده توسط کای (۲۰۱۱)، ضریب تغییرات برای هر سه پارامتر ۸ درصد فرض شد (جدول ۱). لازم به ذکر است که اگر مقادیر نزدیک به کران باشد باید از توزیع نرمال بریده<sup>۲</sup> استفاده کرد. این بریدگی بر اساس مقدار حداکثر و حداقل برای هر پارامتر انجام می‌شود. به‌عنوان مثال  $J_w$  نباید کوچک‌تر از ۱ و بزرگ‌تر از ۳ باشد در نتیجه توزیع نرمال با میانگین ۲ و انحراف استاندارد  $0.16$  که در ۱ و ۳ بریده‌شده، توزیع  $J_w$  را نشان می‌دهد.  $J_c$  که از رابطه ( **Error!** **Reference source not found.** ) تعیین می‌شود در شکل ۷ نشان داده‌شده است. نتایج نشان می‌دهد که عامل وضعیت درزه از توزیع لاگ نرمال پیروی می‌کند اما می‌توان به‌خوبی آن را با توزیع نرمال نیز نشان داد.

جدول ۱: پارامترهای ورودی به همراه مشخصات آماری آن‌ها

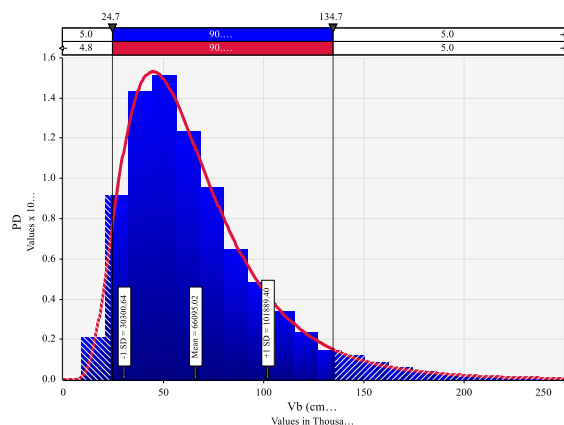
| کمیت                 | مقدار                | توزیع آماری | میانگین | ضریب تغییرات (%) |
|----------------------|----------------------|-------------|---------|------------------|
| فاصله‌داری (cm)      | لایه‌بندی            | لاگ نرمال   | ۵۰      | ۳۰               |
|                      | $J_1$                |             | ۴۰      | ۳۰               |
|                      | $J_2$                |             | ۳۰      | ۳۰               |
| <b>J<sub>w</sub></b> | <b>J<sub>w</sub></b> | نرمال       | $1/5$   | ۸                |
| <b>J<sub>s</sub></b> | <b>J<sub>s</sub></b> | نرمال       | ۲       | ۸                |
| <b>J<sub>A</sub></b> | <b>J<sub>A</sub></b> | نرمال       | ۲       | ۸                |
| <b>J<sub>c</sub></b> | <b>J<sub>c</sub></b> | لاگ نرمال   | $1/51$  | ۱۴               |
| <b>GSI</b>           | <b>GSI</b>           | لاگ نرمال   | $54/8$  | ۴                |

با استفاده از رابطه شماره (۵) GSI از حجم بلوک و عامل شرایط سطح درزه برآورد می‌شود. هرچند که تابع توزیع حجم بلوک و عامل شرایط سطح درزه از توزیع لاگ نرمال پیروی می‌کنند اما GSI محاسبه‌شده از توزیع نرمال پیروی می‌کند (شکل ۸). میانگین و انحراف استاندارد برآورد شده برای GSI به ترتیب برابر  $54/8$  و  $2/24$  است.

سانتی‌متر)، تعداد زیادی از ناپیوستگی‌های کوچک در برداشت‌های میدانی نادیده گرفته می‌شود و بنابراین فاصله‌داری ناپیوستگی‌های تعیین‌شده از رخنمون‌ها نشانگر پیروی از توزیع لاگ نرمال است (یی<sup>۱</sup> و همکاران، ۲۰۱۲). لازم به ذکر است که توزیع لاگ نرمال به دلیل همخوانی بهتر با داده‌های برداشت‌شده به‌عنوان تابع توزیع آماری فاصله‌داری درزه‌ها انتخاب شد. همچنین در این تحقیق فرض شده که درزه‌ها تداوم داشته و همدیگر را قطع می‌کنند.

لازم به ذکر است که این مطالعه بر اساس برداشت‌های صورت گرفته از درون تونل دسترسی T1 با طول کلی ۳۵۶ متر که حدود ۲۰۰ متر آن در واحد  $K^{SS}$  (ناحیه ماسه‌سنگی مورد مطالعه) قرار دارد انجام‌شده است (شکل ۳).

میانگین فاصله‌داری برای درزه‌های  $J_1$  و  $J_2$  و لایه‌بندی به ترتیب برابر ۳۰، ۴۰ و ۵۰ سانتی‌متر لحاظ شد که انحراف استاندارد آن‌ها نیز به ترتیب ۹، ۱۲ و ۱۵ سانتی‌متر برآورد شده است (جدول ۱). در ادامه با استفاده از شبیه‌سازی مونت‌کارلو، تابع توزیع آماری (PDF) حجم بلوک ( $V_b$ ) برای توده‌سنگ دربرگیرنده مغار نیروگاه با ۵۰۰۰ تکرار محاسبه شد که در شکل ۶ نشان داده‌شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود حجم بلوک از توزیع لاگ نرمال پیروی می‌کند.

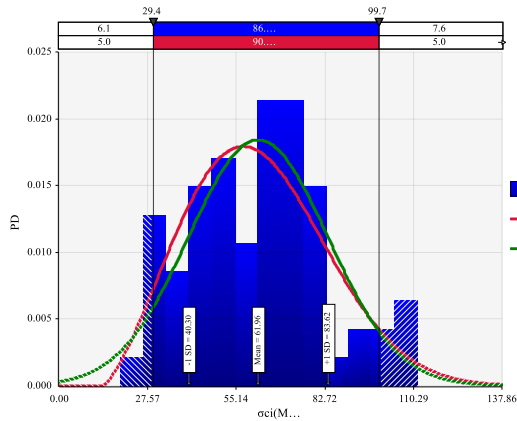


شکل ۶: تابع توزیع حجم بلوک

بر اساس برداشت‌های میدانی صورت گرفته از درون تونل دسترسی T1، ناپیوستگی‌های موجود در محل به‌طورکلی



مگاپاسکال و انحراف استاندارد آن ۲۱/۴۵ مگاپاسکال برآورد شد. تابع چگالی آماری مقاومت فشاری تک‌محوره در شکل ۹ ارائه شده است. بررسی‌ها نشان می‌دهد که توزیع وایبل بهترین برازش بوده اما توزیع نرمال نیز می‌تواند به‌خوبی آن را پوشش دهد که البته لازم است مقادیر منفی آن در این حالت حذف گردد.

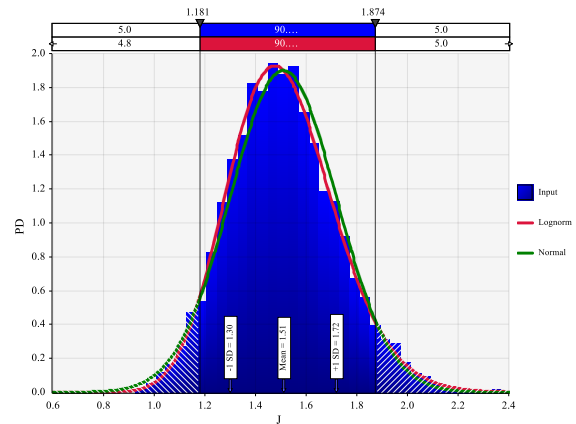


شکل ۹: تابع توزیع مقاومت فشاری تک‌محوره ( $\sigma_{ci}$ )

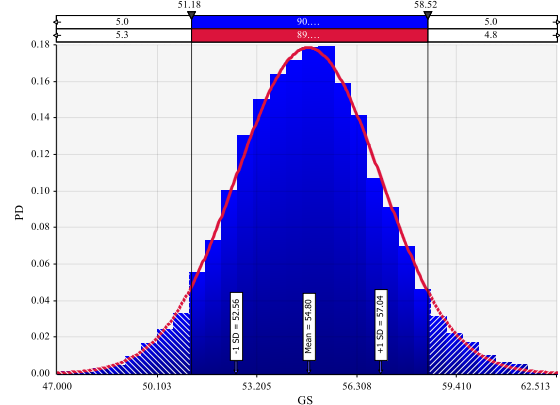
بر اساس نتایج آزمایش سه محوره گزارش شده، ثابت  $m_i$  برابر ۱۳ برآورد شده است (مهندسين مشاور مهتاب قدس، ۱۳۹۲). عدم قطعیت  $m_i$  معمولاً کم است و ضریب تغییرات آن برای انواع سنگ‌ها حدود ۵ تا ۱۰ درصد است. این پارامتر در معادله هوک - براون مؤلفه مقاومت اصطکاکی را توصیف می‌نماید و از طرفی نتایج نشان می‌دهد که تغییرات زاویه اصطکاک کم و حدود ۵ تا ۱۰ درصد است (کای، ۲۰۱۱). در نتیجه با فرض ضریب تغییرات ۱۰ درصد، انحراف استاندارد این پارامتر ۱/۳ محاسبه شد و همچنین فرض شد که  $m_i$  از توزیع نرمال پیروی می‌کند. لازم به ذکر است که با توجه به آتشباری کنترل شده در حفاری مغارها، ضریب اغتشاش توده سنگ ( $D$ ) صفر در نظر گرفته شده است.

در ادامه با استفاده از توابع توزیع  $\sigma_{ci}$  و  $m_i$  و  $GSI$ ، تابع چگالی آماری برای پارامترهای مقاومتی هوک-براون  $a$ ،  $m_b$  و  $s$  بر اساس روابط شماره ۷، ۸ و ۹ ارائه شده در پیوست و با استفاده از روش مونت کارلو محاسبه شدند که پارامترهای آماری آن‌ها در جدول شماره ۲ ارائه شده است. لازم به ذکر است که هر سه ثابت مورد مطالعه از توزیع لاگ نرمال پیروی می‌کنند.

در ادامه و با استفاده از روابط ۱۲، ۱۳ و ۱۴ موجود در



شکل ۷: تابع توزیع لاگ نرمال برای عامل وضعیت درزه



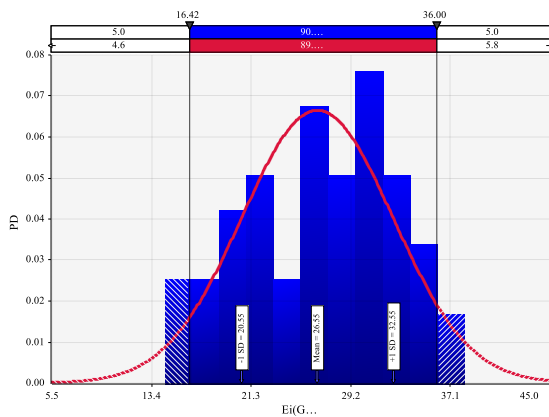
شکل ۵: تابع توزیع نرمال برای GSI

آزمایش مقاومت فشاری تک‌محوره یا نامحصور ( $UCS$ ) مرسوم‌ترین آزمایش آزمایشگاهی در مطالعات مکانیک سنگ است که با وجود ظاهری ساده، انجام دقیق آن بسیار مشکل است. ۶۴ آزمایش مقاومت فشاری روی سنگ بکر حاصل از گمانه‌های حفاری شده در واحد  $K^{SS}$  انجام شده که در محدوده ۱۹ تا ۱۱۴ مگاپاسکال قرار دارند (مهندسين مشاور مهتاب قدس، ۱۳۹۲). نتایج آزمایش‌ها نشانگر تغییرات زیاد مقاومت فشاری تک‌محوره سنگ بکر است. در نتیجه مقاومت فشاری تک‌محوره سنگ را نمی‌توان تنها با مقدار میانگین همه مقاومت‌های تعیین شده نشان داد. از طرفی با توجه به توزیع فراوانی نمونه‌ها، می‌توان از روش‌های آماری برای نشان دادن تغییرات و توزیع مقاومت فشاری تک‌محوره استفاده کرد. بدین منظور بر اساس اطلاعات آزمایش‌های مقاومت فشاری تک‌محوره، از نرم‌افزار @RISK برای تعیین تابع توزیع مقاومت فشاری تک‌محوره استفاده شد. بر این اساس میانگین مقاومت فشاری تک‌محوره ( $\sigma_{ci}$ ) برابر ۶۱/۹۶

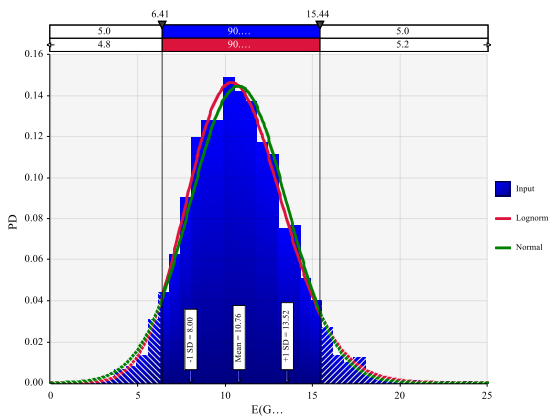


پیوست، توزیع چگالی آماری برای پارامترهای مقاومتی موهر- کولمب (c و  $\phi$ ) برآورد شد. نتایج نشان می‌دهد که زاویه اصطکاک از توزیع نرمال پیروی می‌کند اما چسبندگی دارای بهترین برازش با توزیع وایبل است که با توزیع نرمال نیز می‌توان آن را به خوبی نشان داد (اشکال ۱۰ و ۱۱). این مسئله به دلیل تأثیر مقاومت تک‌محوره سنگ بکر است، اگر  $\sigma_{ci}$  از توزیع نرمال پیروی کند چسبندگی نیز از توزیع نرمال پیروی می‌کند. میانگین مقادیر زاویه اصطکاک و چسبندگی به ترتیب ۴۱/۵ درجه و ۲/۶ مگاپاسکال و انحراف استاندارد آن‌ها نیز به ترتیب ۱/۱۳ درجه و ۰/۷۱ مگاپاسکال برآورد شده است (جدول ۲).

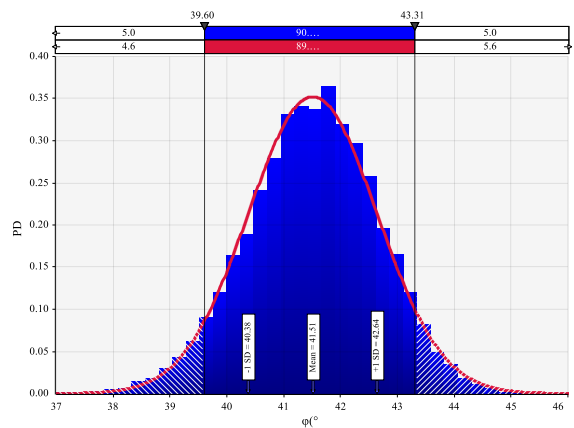
کردند (پیوست ۳)؛ بنابراین با استفاده از تابع چگالی آماری مدول سنگ بکر حاصل از نتایج آزمایش‌های آزمایشگاهی (شکل ۱۲) تابع توزیع GSI حاصل از برداشت‌های صحرایی، تابع چگالی آماری مدول تغییرشکل‌پذیری توده سنگ (E) محاسبه شد (شکل ۱۳). نتایج نشان می‌دهد که مدول توده سنگ را به خوبی می‌توان با هر دو توزیع لاگ نرمال و نرمال نشان داد؛ بنابراین مدول تغییرشکل‌پذیری ماسه‌سنگ‌های دگرگون‌شده دربرگیرنده سازه‌های زیرزمینی اصلی طرح نیروگاه آزاد دارای میانگین ۱۰/۸ و انحراف استاندارد ۲/۸ گیگاپاسکال می‌باشند؛ بنابراین مدول این توده‌سنگ‌ها در بازه‌ی ۸ تا ۱۳/۵ گیگاپاسکال قرار دارد.



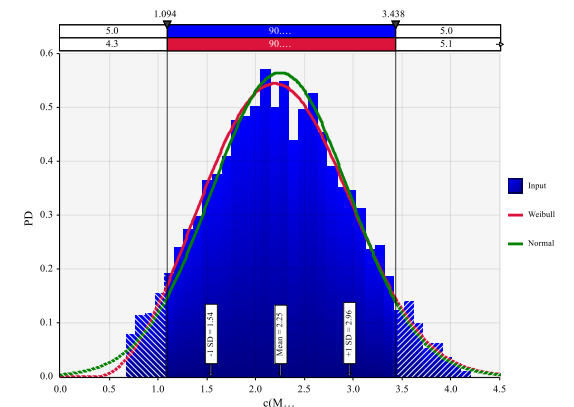
شکل ۱۲: تابع توزیع مدول تغییرشکل‌پذیری سنگ بکر



شکل ۱۳: تابع توزیع مدول تغییرشکل‌پذیری توده سنگ



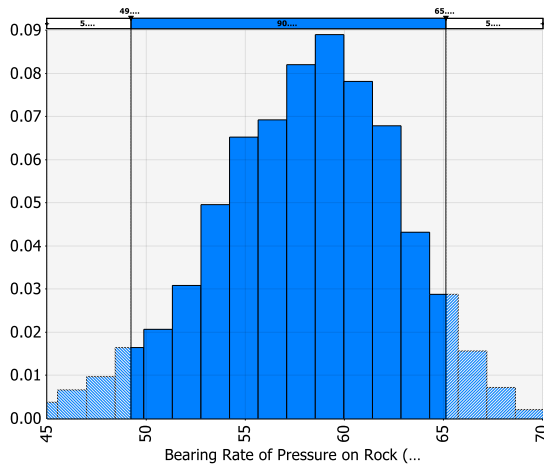
شکل ۱۰: تابع توزیع زاویه اصطکاک توده سنگ ( $\phi$ )



شکل ۱۱: تابع توزیع چسبندگی (c)

میانگین، انحراف استاندارد و ضریب تغییرات پارامترهای مقاومت و تغییرشکل‌پذیری توده سنگ به طور خلاصه در جدول ۲ ارائه شده است. ضریب تغییرات نشان‌دهنده میزان پراکندگی و تغییرات در مقادیر پارامترهای موردنظر است. به گونه‌ای که هر چه مقدار آن کمتر باشد پراکندگی کمتر

هوک و دیدریش در سال ۲۰۰۶ روش‌های تجربی موجود برای ارزیابی مدول تغییرشکل‌پذیری را موردبررسی قرار دادند. آن‌ها نتیجه گرفتند که این روش‌ها ارزیابی مطمئنی از مدول تغییرشکل‌پذیری توده سنگ ارائه نمی‌دهند و از این رو رابطه جدیدی را برای ارزیابی مدول تغییرشکل‌پذیری توده سنگ ارائه دادند و در آن از مدول سنگ بکر استفاده



شکل ۱۴: توزیع میزان مشارکت توده سنگ در تحمل فشار داخلی

### نتیجه گیری

پارامترهای ژئومکانیکی توده سنگ مانند مدول تغییرشکل-پذیری و پارامترهای مقاومتی آن از مهم ترین پارامترهای ورودی به منظور انجام تحلیل پایداری و طراحی فضاهای زیرزمینی هستند. به دلیل تغییرات ذاتی و طبیعی توده سنگ، این پارامترها همواره دارای عدم قطعیت هستند. از این رو لازم است تا این پارامترها به طور مناسبی تعیین و تغییرات آن‌ها در طراحی لحاظ گردد. از طرفی با توجه به تغییرات پارامترهای توده سنگ در نظر گرفتن یک مقدار دقیق برای خواص توده سنگ مشکل است و در طراحی با روش‌های قطعی مهندسی اغلب با مشکل انتخاب یک مقدار از میان داده‌های زیاد مواجه هستند. از این رو با استفاده از روش طراحی آماری می‌توان تغییرات پارامترهای توده سنگ را لحاظ کرده و بر مشکلات ناشی از روش‌های قطعی غلبه نمود. لازم به ذکر است تغییرات پارامترهای توده سنگ ذاتی است.

از سیستم طبقه بندی GSI می‌توان برای تعیین پارامترهای طراحی در مهندسی سنگ مانند پارامترهای مقاومتی هوک-براون یا موهر-کلمب و همچنین مدول تغییرشکل پذیری توده سنگ استفاده نمود. با استفاده از این سیستم می‌توان عدم قطعیت موجود در خواص توده سنگ ناشی از پارامترهای مقاومت سنگ بکر، فاصله داری درزه‌ها و شرایط سطح درزه‌ها را با استفاده از روش‌های شبیه سازی همانند روش مونت کارلو برآورد نمود. نتایج شبیه سازی آماری توده سنگ

بوده و عدم قطعیت نیز کمتر است. مشاهده می‌شود که از میان پارامترهای ژئومکانیکی توده سنگ کمترین میزان تغییرات مربوط به زاویه اصطکاک داخلی توده سنگ است که از نظر آماری جامعه یکنواخت تری محسوب شده و عدم قطعیت آن کمتر است. بیشترین ضریب تغییرات مربوط به مقاومت کششی توده سنگ است در نتیجه پراکندگی آن نیز بیشتر است.

جدول ۲: پارامترهای توده سنگ دربرگیرنده تونل‌های تحت فشار با استفاده از سیستم طبقه بندی GSI

| ردیف | پارامتر              | میانگین | انحراف استاندارد | ضریب تغییرات (%) |
|------|----------------------|---------|------------------|------------------|
| ۱    | $m_b$                | ۲/۵۹    | ۰/۳۲             | ۱۲/۴             |
| ۲    | $s$                  | ۰/۰۰۶۷  | ۰/۰۰۱۷           | ۲۵/۴             |
| ۳    | $a$                  | ۰/۵۰۴۲  | ۰/۰۰۰۶           | ۰/۱۳             |
| ۴    | $\varphi (^{\circ})$ | ۴۱/۵۱   | ۱/۱۳             | ۲/۷              |
| ۵    | $c(MPa)$             | ۲/۲۵    | ۰/۷۱             | ۳۱/۵             |
| ۶    | $E(GPa)$             | ۱۰/۷۶   | ۲/۷۶             | ۲۵/۷             |
| ۷    | $\sigma_t(MPa)$      | -۰/۱۶۵  | ۰/۰۷۷            | ۴۶/۷             |

در ادامه به منظور برآورد تأثیر تغییرات مدول تغییرشکل پذیری توده سنگ، شعاع ناحیه خرد شده در اطراف تونل و مدول تغییرشکل پذیری این ناحیه، با استفاده از روابط تحلیلی موجود (پیوست ۷-۴) میزان مشارکت توده سنگ در تحمل بارهای وارده ( $\lambda$ ) در تونل‌های تحت فشار پیش بینی شده در ساختگاه طرح تلمبه ذخیره‌ای آزاد مورد بررسی قرار گرفت. قطر داخلی تونل تحت فشار ۵/۴ متر و قطر حفاری شده آن ۶/۸ متر است. ضخامت پوشش فلزی مورد نیاز با توجه به حداکثر فشار داخلی موجود (۷۲۰ متر) ۳/۵ سانتی‌متر لحاظ شده است. لازم به ذکر است که برای برآورد مدول تغییرشکل پذیری ناحیه دست خورده مقدار D برابر با ۰/۸ فرض شد و شعاع این ناحیه نیز با استفاده از روش‌های عددی و تحلیلی ۲ متر در نظر گرفته شد. نتایج نشان می‌دهد که میزان باری که می‌تواند توسط توده سنگ تحمل شود با درجه اطمینان ۹۰٪ بین ۴۹ تا ۶۵ درصد قرار دارد (شکل ۱۴)؛ بنابراین با پذیرفتن ریسک ۵٪ می‌توان مشارکت توده سنگ را با توجه به پارامترهای موجود ۴۹ درصد لحاظ کرد.

$$\sigma_t = -\frac{s\sigma_{ci}}{m_b} \quad (11)$$

### ۷-۲- پارامترهای مقاومتی توده سنگ

زاویه اصطکاک و چسبندگی توده سنگ دو پارامتر مورد نیاز در تمامی تحلیل‌های ژئوتکنیکی می‌باشند. این مقادیر از طریق حل رابطه معیار اصلاح شده هوک-براون برای محدوده‌ای که تنش اصلی حداقل در بازه‌ی تعیین زاویه اصطکاک و مقاومت چسبندگی به صورت زیر ارائه شده‌اند (هوک و همکاران ۲۰۰۲):

$$\phi = \sin^{-1} \left[ \frac{6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}} \right] \quad (12)$$

$$c = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a) + (1-a)m_b\sigma_{3n}](s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + (6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1})/(1+a)(2+a)}} \quad (13)$$

که در آن

$$\sigma_{3n} = \frac{\sigma_{3max}}{\sigma_{ci}} \quad (14)$$

در رابطه ۱۴ حد بالایی تنش محصورکننده است که در آن ارتباط بین معیارهای هوک-براون و موهر-کلمب در نظر گرفته شده است.

### ۷-۳- پارامترهای تغییرشکل پذیری توده سنگ

مدول تغییرشکل پذیری وابسته به مقدار GSI بوده و از رابطه زیر برآورد می‌شود (هوک و همکاران، ۲۰۰۲):

$$E = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \text{ (GPa)} \quad (15)$$

وجود  $\sigma_{ci}$  در رابطه ۱۵ نشان‌دهنده تأثیر غیرمستقیم مدول سنگ بکر ( $E_i$ ) بروی مدول تغییرشکل پذیری توده سنگ است، زیرا بین  $E_i$  و  $\sigma_{ci}$  یک رابطه مستقیم وجود دارد. در نهایت مدول تغییرشکل پذیری توده سنگ در زده‌دار توسط هوک و دیدریش (۲۰۰۶) به صورت زیر ارائه شده است:

$$E_{tm} = E_i \left( 0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right) \quad (16)$$

### ۷-۴- اندرکنش سنگ، بتن و پوشش فلزی

در نرم‌افزار @RISK نشان می‌دهد که پارامترهای مقاومتی هوک-براون ( $m_b$  و  $s$ ) برای توده‌سنگ‌های ماسه‌سنگی دربرگیرنده تونل‌های تحت فشار طرح نیروگاه طرح آزاد از توزیع لاگ نرمال، زاویه اصطکاک از توزیع نرمال، چسبندگی و مقاومت کششی از توزیع وایبل و مدول توده‌سنگ از توزیع لاگ نرمال پیروی می‌کند؛ بنابراین با وارد نمودن توابع توزیع این پارامترها در تحلیل پایداری تونل‌های تحت فشار و استفاده از ظرفیت سنگ برای تحمل بار آب موجود در تونل‌ها می‌توان تابع توزیع زون پلاستیک در اطراف آن‌ها را برآورد نمود و در ادامه در مورد سیستم تحکیم مورد نیاز (بتن یا پوشش فلزی) و ضخامت مورد نیاز آن‌ها اظهار نظر نمود.

### پیوست

#### ۷-۱- معیار هوک و براون

معیار هوک و براون اصلاح شده برای توده‌سنگ در زده‌دار به صورت زیر ارائه شده است (هوک و همکاران، ۲۰۰۲):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (6)$$

که در آن  $m_b$ ،  $s$  و  $a$  ثابت‌های توده‌سنگ و  $\sigma_{ci}$  مقاومت فشاری تک‌محوری سنگ بکر است. هنگامی که مقدار GSI مشخص باشد، پارامترهای مقاومت هوک - براون  $m_b$ ،  $s$  و  $a$  از روابط زیر محاسبه می‌شوند (هوک و همکاران ۲۰۰۲):

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)} \quad (7)$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)} \quad (8)$$

$$a = 0.5 + \frac{1}{6} \left( e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (9)$$

که در آن  $m_i$  ثابت هوک-براون برای سنگ بکر و  $D$  عامل اغتشاش ناشی از انفجار و آزادسازی تنش‌ها در توده‌سنگ می‌باشد. با فرض مقدار صفر برای  $\sigma_3$  در رابطه‌ی ۶، مقاومت فشاری تک‌محوره توده‌سنگ به صورت زیر برآورد می‌شود:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} . s^a \quad (10)$$

اگر در معیار هوک-براون مقدار  $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_t$  قرار داده شود مقاومت کششی به صورت زیر تعیین می‌شود:

Design, Rock Mech. Rock Eng. vol. 44, no. 4, pp. 379-399.

6- Cai, M. Kaiser, P. K. (2006), Visualization of rock mass classification systems. Geotechnical and Geological Engineering, 24(4), 1089-1102.

7- Hoek E, (1998), Reliability of Hoek-Brown estimates of rock mass properties and their impact on design, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. vol. 35, no. 1, pp. 63-68.

8- Hoek E, Brown ET, (1997), Practical estimates of rock mass strength. Int J Rock Mech Min Sci 34(8): 1165-86.

9- Hoek E, Carranza-Torres C, Corkum B, (2002), Hoek-Brown failure criterion - 2002 Edition, 5th North Am. Rock Mech. Symp. vol. 1, pp. 267-273.

10- Hoek E, Carter TG, Diederichs MS, (2013), Quantification of the Geological Strength Index Chart, 47th US Rock Mech. Symp.

11- Hoek E, Diederichs MS, (2006), Empirical estimation of rock mass modulus, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. vol. 43, no. 2, pp. 203-215.

12- Hoek, E. (2000), Practical Rock Engineering, Evert Hoek Consulting Engineer Inc.

13- Hoek, E. Kaiser P.K. and Bawden W.F. (1995), Support of underground excavations in hard rock. Rotterdam, Balkema.

14- Hoek, E. Wood D. and Shah S.(1992), A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses. Proc. Rock Characterization, Symp. Int. Soc. Rock Mech.: Eurock '92, (ed. J.A. Hudson), 209-214. London, Brit. Geotech.

15- Kim K, Gao H, (1998), Probabilistic approaches to estimating variation in the mechanical properties of rock masses, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr. vol. 32, no. 2, pp. 111-120.

16- Lemy F, Hadji Georgiou J, (2003), Discontinuity trace map construction using photographs of rock exposures, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. vol. 40, no. 6, pp. 903-917.

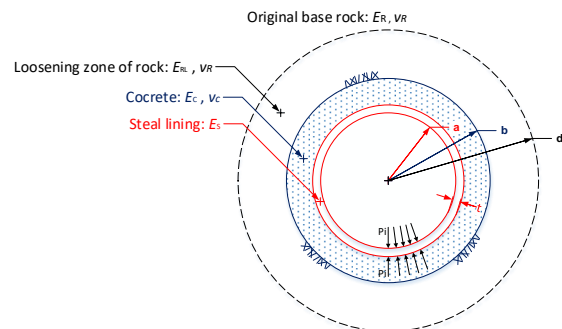
17- Odonne F, Lézin C, Massonnat G, Escadeillas G, (2007), The relationship between joint aperture, spacing distribution, vertical dimension and carbonate stratification: An example from the Kimmeridgian limestones of Pointe-du-Chay (France), J. Struct. Geol. vol. 29, no. 5, pp. 746-758.

18- Palmstrom, A. (1995), RMi-A system for characterising rock mass strength for use in rock engineering. Journal of Rock Mechanics and Tunnelling Technology, 1(2), 69-108.

19- Pascal C, Angelier J, Cacas MC, Hancock PL, (1997), Distribution of joints: probabilistic modelling and case study near Cardiff (Wales, U.K.), J. Struct. Geol. vol. 19, no. 10, pp. 1273-1284.

20- Ruf JC, Rust KA, Engelder T (1998), Investigating the effect of mechanical discontinuities on joint spacing, Tectonophysics, vol. 295, pp. 245-257.

21- Sari M. (2009), The stochastic assessment of strength



شکل ۱ - پارامترهای طراحی تحلیلی پوشش فلزی

$$\lambda = \frac{C_1 C_2}{C_1 C_2 + (C_2 C_3 - C_4) t'} \quad 17$$

$$C_1 = \frac{E_{RL}}{E_R}, C_2 = \frac{\left(\frac{d}{b}\right)^2 + 1}{\left(\frac{d}{b}\right)^2 - 1} - \nu_R + (1 + \nu_R) C_1$$

$$C_3 = C_1 \frac{E_S}{E_C} \ln \frac{b}{a} + \frac{E_S}{E_R} \left[ \frac{\left(\frac{d}{b}\right)^2 + 1}{\left(\frac{d}{b}\right)^2 + 1} \right] + \nu_R \quad 18$$

$$C_4 = 4 \frac{E_S}{E_R} \frac{\left(\frac{d}{b}\right)^2}{\left[\left(\frac{d}{b}\right)^2 - 1\right]^2}$$

سنگ، مدول سنگ خردشده، مدول بتن، مدول پوشش فلزی و  $E_S, E_C, E_{RL}, E_R$  به ترتیب مدول سنگ

و نسبت پواسون سنگ می‌باشند. مقادیر  $a, b$  و  $d$  نیز در شکل ۱ نشان داده شده است.

## منابع

۱- ربیعی وزیری، م، (۱۳۹۲)، تحلیل احتمالاتی خواص توده سنگ مورد مطالعاتی: معدن آهن شماره یک گل گهر، دانشکده فنی و مهندسی بخش مهندسی معدن، دانشگاه شهید باهنر کرمان

۲- غیاث، مجید. مقدمه‌ای بر روش شبیه‌سازی مونت کارلو، بسپارش، فصلنامه علمی-ترویجی، سال چهارم، شماره ۱، ص ۶۷-۷۷، ۱۳۹۳.

۳- مهتاب قدس، مطالعات مرحله دوم نیروگاه تلمبه ذخیره‌ای آزاد، گزارش مطالعات و طراحی‌های مکانیک سنگ نیروگاه تلمبه ذخیره‌ای آزاد، شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران، ۱۳۹۲

4- Cai M, Kaiser PK, Uno H, Tasaka Y, Minami M, (2004), Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., vol. 41, no. 1, pp. 3-19.

5- Cai M, (2011), Rock Mass Characterization and Rock Property Variability Considerations for Tunnel and Cavern

and deformability characteristics for a pyroclastic rock mass, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* vol. 46, no. 3, pp. 613–626.

22- Sari M, Karpuz C, Ayday C, (2010), Estimating rock mass properties using Monte Carlo simulation: Ankara andesites, *Comput. Geosci.* vol. 36, no. 7, pp. 959–969.

23- Simpson GDH, (2000), Synmetamorphic vein spacing distributions: Characterisation and origin of a distribution of veins from NW Sardinia, Italy, *J. Struct. Geol.* vol. 22, pp. 335–348.

24- Weibull W.(1939), A statistical theory of the strength of material. *Proc. Roy. Swedish Int. Eng. Res.* 151:1.

25- Ye J, Zhang Y, Sun J, Wu F, (2012), Correction of the probabilistic density function of discontinuities spacing considering the statistical error based on negative exponential distribution, *J. Struct. Geol.* vol. 40, pp. 17–28.

26- Zhang L, Einstein HH, (1998), Estimating the Mean Trace Length of Rock Discontinuities, *Rock Mech. Rock Eng.* vol. 31, pp. 217–235.