

مقایسه مقاومت تک‌محوره مدل عددی و آزمایشگاهی توده‌سنگ درزه‌دار

مصطفی اسدی‌زاده^{۱*}، رضا رحمان‌نژاد^۲

۱- دانشجوی دکتری مکانیک سنگ، دانشکده مهندسی معدن، دانشگاه تهران

۲- استاد، بخش مهندسی معدن، دانشگاه شهید باهنر کرمان

(دریافت فروردین ۹۱، پذیرش آذر ۹۳)

چکیده

ارزیابی مقاومت توده سنگ در انتخاب محل مناسب، طراحی و اجرای موفق پروژه‌های معدنی و عمرانی از ملزومات اولیه است. مقاومت فشاری سنگ بکر می‌تواند به کمک آزمون‌های استاندارد آزمایشگاهی تعیین شود، درحالی‌که تعیین این پارامتر برای توده سنگ به‌شدت درزه‌دار خیلی مشکل است. تخمین سریع این خصوصیت جهت ارزیابی اولیه، به‌طور قابل‌ملاحظه‌ای هزینه آزمایش‌های صحرایی را کاهش می‌دهد. آزمون‌های آزمایشگاهی زیادی به وسیله محققین مختلف بر روی توده سنگ درزه‌دار با ترکیب درزه‌های متفاوت برای تعیین مقاومت فشاری تک محوری انجام شده است. در این تحقیق، مدل‌های آزمایشگاهی، به کمک روش المان مجزا در حالت سه بعدی به کمک نرم‌افزار 3DEC مدل‌سازی گردیده و تغییرات مقاومت حداکثر نسبت به تغییرات شیب درزه‌ها و گام یا قفل‌شدگی موردبررسی قرار گرفته است و نتایج حاصل از مدل‌سازی سه‌بعدی با نتایج آزمایشگاهی و نتایج حاصل از مدل‌سازی دو بعدی (نرم‌افزار UDEC) مورد مقایسه قرار گرفت است و ملاحظه شد که نتایج مدل‌سازی سه بعدی اختلاف کمتری نسبت به مدل‌سازی دو بعدی از نتایج آزمایشگاهی را نشان می‌دهند.

کلمات کلیدی

مقاومت فشاری تک‌محوره، توده سنگ، 3DEC، UDEC

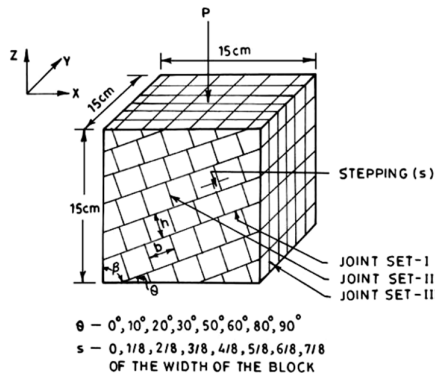
۱- مقدمه

RMR و Q استفاده می‌کند و بر اساس تجربه‌های مهندسی حاصل از پروژه‌های گذشته است، یکی از روش‌های غیرمستقیم ساده و رایج برای ارزیابی مقاومت توده سنگ درزه‌دار است. در این روش، خصوصیات توده سنگ بر حسب یک شاخص طبقه‌بندی توده سنگ که معرف کیفیت کلی توده سنگ است، معرفی می‌شود. به منظور بررسی نقش الگوی درزه‌داری توده سنگ و مقاومت آن، محققین بسیاری مقاومت توده سنگ را به کمک شاخص‌های ژئومکانیکی بیان کرده‌اند [۷-۲۶]. روش‌های تحلیلی به دلیل ارائه نتایجی که متغیرهای مهم و کنترل‌کننده حل مسئله را شامل می‌شوند، در ژئومکانیک بسیار مفید هستند. از طرفی روش‌های تحلیلی تنها برای سیستم شکستگی منظم و ساده قابل استفاده است. از این رو این محدودیت، کاربرد روش‌های تحلیلی را برای سنگ‌های با سیستم شکستگی پیچیده غیرممکن می‌سازد. در این موارد، استفاده از روش‌های عددی برای تحلیلی رفتار مقاومتی توده سنگ‌های درزه‌دار روشی مناسب و کارگشا است.

با پیشرفت علوم رایانه و ظهور رایانه‌های پر سرعت، کاربرد روش‌های عددی در محیط‌های پیوسته و ناپیوسته برای مدل‌سازی رفتار مقاومتی توده‌سنگ درزه‌دار پیشرفت‌های زیادی حاصل شده است. روش‌های FEM (روش المان محدود) و DEM (روش المان مجزا) رایج‌ترین روش‌های عددی در مسائل مهندسی سنگ است [۲۷-۲۸]. از آنجاکه روش المان محدود بر اساس فرضیه محیط‌های پیوسته است، تحلیل مؤثر و قابل اعتماد تعداد زیادی شکستگی با اندازه‌ها و جهات متفاوت امر بسیار دشوار است. روش المان مجزا ابتدا به وسیله کاندال (۱۹۷۱) معرفی و سپس توسط وی و محققین دیگر توسعه داده شد [۲۹ و ۳۱]. جهت حصول درک جامع‌تری از روش المان مجزا به مرجع [۳۲] ارجاع داده می‌شود.

در این مقاله، مطالعات آزمایشگاهی که بر روی توده‌های بلوکی درزه‌دار به وسیله سینگ و همکاران [۳]، انجام شده است با استفاده از روش المان مجزا و به کمک نرم‌افزار 3DEC، مدل‌سازی عددی شده است. در این تحقیق، بیش از ۵۰ نمونه عددی با ترکیب متنوعی از درزه‌ها تحت بارگذاری تک محوره قرار گرفته است. مدل‌های عددی به کمک آزمون‌های آزمایشگاهی کالیبره

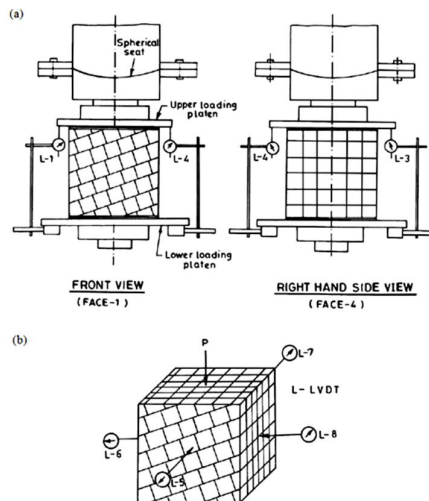
ارزیابی صحیح از مقاومت توده سنگ جهت طراحی شیب، فونداسیون و حفاریات زیرزمینی امری ضروری است. عامل‌های سنگ بکر و خصوصیات درزه‌ها عکس‌العمل توده سنگ را کنترل می‌کنند. اگر توده خیلی شکسته شده نباشد و سیستم درزه‌ها کم باشند، توده سنگ به صورت ناهمسانگرد رفتار می‌کند. مقاومت توده سنگ در این حالت به مقاومت قطعات بکر و آزادی حرکت آن‌ها که در حقیقت به تعداد، جهت یافتگی، فاصله‌داری و مقاومت برشی ناپیوستگی‌ها وابسته است [۱]. اندازه‌گیری مستقیم خصوصیات مکانیکی سنگ‌های درزه‌دار، با آزمون‌های معمولی آزمایشگاهی با مشکلاتی مانند وجود ناپیوستگی‌های متعدد، پیچیدگی ذاتی پارامترهای هندسی و مشکل بودن ارزیابی خصوصیات هندسی و ژئومکانیکی توده سنگ درزه‌دار روبه‌رو است. مهم‌ترین این مشکلات عبارتند از: ۱- نیاز به آزمایش توده سنگ درزه‌دار با حجم زیاد، به طوری که مساوی و یا بزرگ‌تر از حجم اولیه معرف^۱ (REV) باشد؛ ۲- ناشناخته بودن هندسه سیستم شکستگی قبل از آزمایش [۲]. آزمون‌های آزمایشگاهی که بر روی توده سنگ درزه‌دار انجام می‌شود [۳-۶]، نه تنها نمی‌تواند همه پارامترهای ناشناخته برجا را شامل شود و بلکه روش‌های متعددی برای تخمین‌های قابل اعتماد موردنیاز است. محققین بسیاری مقاومت توده سنگ درزه‌دار را مورد بررسی قرار داده‌اند. امروزه روش‌های موجود برای تخمین مقاومت توده سنگ به دو گروه عمده روش‌های مستقیم و غیرمستقیم تقسیم می‌شوند. روش‌های مستقیم شامل روش‌های تجربی انجام‌شده در آزمایشگاه یا به صورت برجا است. به دلیل وجود شکستگی‌ها با اندازه‌ها، جهت‌ها و موقعیت مکانی متفاوت در نمونه‌های بزرگ مقیاس، آزمون‌های آزمایشگاهی انجام‌شده بر روی نمونه‌های بکر نمی‌تواند معرف رفتار مقاومتی توده سنگ درزه‌دار باشد. به منظور حل این مشکل و به دست آوردن نتایج واقعی رفتار مقاومتی و توده سنگ درزه‌دار باید حجم‌های بزرگی از سنگ درزه‌دار در سطوح دلخواه تنش آزمایش شود، با وجود اینکه این امر با استفاده از آزمون‌های صحرایی برجا قابل استفاده است ولی امروزه با امکانات آزمایشگاهی سنتی امکان‌پذیر نیست. از طرفی، روش‌های تجربی که از سیستم طبقه‌بندی توده سنگ مانند، RQD،



شکل ۱: نمایی از ترکیب دسته درزه های شبیه سازی شده [۳]

همچنان که در شکل ۱ دیده می شود قطعات مکعبی به گونه ای روی هم قرار گرفته اند که سه دسته درزه در نمونه بلوکی ایجاد شده است. دسته درزه اول پیوسته و دارای شیب θ نسبت به افق است، دسته درزه دوم عمود بر دسته درزه اول و دارای گام S است و دسته درزه سوم در همه نمونه ها دارای امتداد قائم است. نمونه هایی با ترکیب های متنوعی از پارامترهای (θ) و (S) به وسیله سینگ و همکاران آزمایش شده است [۳].

نمونه ها تحت شرایط بارگذاری تک محوره و با اعمال بار محوری بر روی صفحات بارگذاری در قسمت فوقانی آزمایش شده اند. تغییر شکل نمونه ها در جهت افقی و قائم به کمک LVDT های نصب شده در اطراف نمونه اندازه گیری شده است (شکل ۲).



شکل ۲: اندازه گیری جابجایی ها: الف- در جهت افقی ب- در جهت قائم [۶]

شده است. تأثیر جهت داری دسته درزه ها و گام آن ها بر مقاومت تک محوری نمونه درزه دار مورد بررسی قرار گرفته است و نتایج حاصله با نتایج آزمایشگاهی و مدل سازی دو بعدی انجام شده به وسیله سینگ و همکاران مورد مقایسه قرار گرفته است. از آنجاکه آزمون های برجا جهت تعیین مقاومت فشاری توده سنگ پرهزینه و وقت گیر هستند، با مدل سازی عددی می توان تعداد آزمایش های برجا را کاهش و بهینه کرد.

۲- تحقیقات گذشته

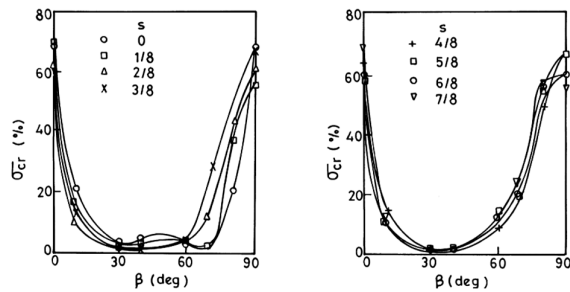
۲-۱- آزمون های انجام شده

به منظور بررسی رفتار مقاومتی توده سنگ درزه دار منظم، آزمون های آزمایشگاهی گسترده ای به وسیله سینگ و همکاران [۳۳] انجام شده است. به منظور مطالعه بیشتر جزئیات کامل این تحقیقات به منابع [۳-۵] ارجاع داده می شود. سینگ و همکاران بیش از ۵۰ نمونه بلوکی شبه سنگی درزه دار را تحت آزمایش تک محوری مورد بررسی قرار دادند. نمونه های آزمایش شده از مخلوط آهک و شن است. خصوصیات مصالح مورداستفاده در آزمایش ها در جدول ۱ ارائه شده است. قطعات نمونه ها به ابعاد $15 \times 15 \times 15$ میلی متر است و این قطعات به منظور بررسی تأثیر جهت شیب و گام بر رفتار مقاومتی توده سنگ به دقت در کنار هم قرار گرفته اند.

جدول ۱: خصوصیات مصالح مورداستفاده در آزمایش ها [۳]

مقدار	خصوصیات
۱۶/۸۶	وزن مخصوص خشک، γ_d (kN/m ³)
۳۶/۹۴	تخلخل (%)
۱۷/۱۳	مقاومت فشاری تک محوره، σ_{ci} (MPa)
۲/۴۹	مقاومت برزیلی، σ_{ti} (MPa)
۵/۳۴	مدول تانژانتی، E_i (GPa)
۰/۱۹	نسبت پواسون، ν
۴/۶۷	چسبندگی، c_i (MPa)
۳۳	زاویه اصطکاک مصالح بکر، Φ_i (deg)
۳۷	زاویه اصطکاک در طول درزه، Φ_j (deg)
EM	طبقه بندی دیر- میلر (۱۹۶۶)

ابعاد نمونه ها $15 \times 15 \times 15$ سانتیمتر است و به طور متوسط ۲۶۰ قطعه در هر نمونه وجود دارد. شکل ۱ ترکیب درزه ها را نشان می دهد.



شکل ۴: رفتار ناهمسانگرد مقاومت فشاری تک محوره [۴]

۳- مدل‌سازی عددی

۳-۱- مدل‌سازی عددی در 3DEC

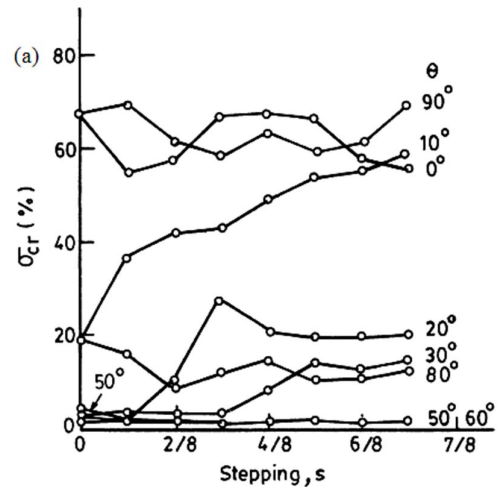
نرم‌افزار 3DEC یک برنامه عددی سه بعدی بر اساس روش المان مجزا است که برای تحلیل عددی محیط‌های ناپیوسته مورد استفاده قرار می‌گیرد. این نرم‌افزار می‌تواند پاسخ مکانیکی محیط‌های ناپیوسته (مانند توده سنگ‌های درزه‌دار) که در معرض بارهای استاتیکی یا دینامیکی قرار دارند را شبیه‌سازی کند. محیط‌های ناپیوسته معرف محیطی با تجمع بلوک‌های مجزا است. ناپیوستگی‌ها به صورت شرایط مرزی بین قطعات عمل می‌کنند و در این روش امکان جابجایی‌های بزرگ در طول ناپیوستگی‌ها و چرخش بلوک‌ها در مدل لحاظ شده است. قطعه‌های منفرد می‌توانند صلب یا تغییرشکل پذیر باشند. قطعه‌های تغییرشکل پذیر به کمک مش‌بندی به شبکه‌ای از المان‌های تفاضل محدود تقسیم می‌شود و هر المان مطابق قانون تنش-کرنش خطی یا غیرخطی از پیش تعیین شده، در مقابل بارهای خارجی یا داخلی عکس‌العمل نشان می‌دهد. همچنین حرکت نسبی ناپیوستگی‌ها در دو جهت نرمال و برشی به وسیله روابط خطی یا غیرخطی نیرو-جابجایی کنترل می‌شود [۳۴]. دو جنبه مهم مدل‌سازی یک سیستم ناپیوستگی رفتار ناپیوستگی و رفتار مصالح بکر است. نرم‌افزار 3DEC حاوی چندین مدل رفتاری مناسب برای مصالح بکر و سیستم ناپیوستگی‌ها است. این نرم‌افزار بر اساس محاسبات لاگرانژی استوار است که برای مدل‌سازی جابجایی‌های بزرگ و سیستم‌های بلوکی تغییرشکل پذیر مناسب است [۳۴].

۳-۲- مراحل مدل‌سازی در نرم‌افزار 3DEC

شرایط تنش و کرنش در این مسئله خیلی پیچیده نیست.

۲-۲- آزمون‌های آزمایشگاهی

به منظور تعیین مقاومت فشاری نمونه‌های ایجادشده آزمون‌های فشاری تک محوره متعددی بر روی نمونه‌ها انجام شده است. معرف مقاومت فشاری حداکثر نمونه‌های آزمایش شده هست. با تغییر مقادیر پارامترهای (θ) و (S) ، تغییرات مقاومت فشاری تک محوره توده سنگ مورد بررسی قرار گرفته است. تأثیر پارامتر گام (S) بر مقاومت فشاری تک محوره نمونه‌های آزمایش شده در شکل ۳ نشان داده شده است.

شکل ۳: تأثیر پارامتر گام (S) بر مقاومت فشاری نمونه‌های درزه‌دار [۳]

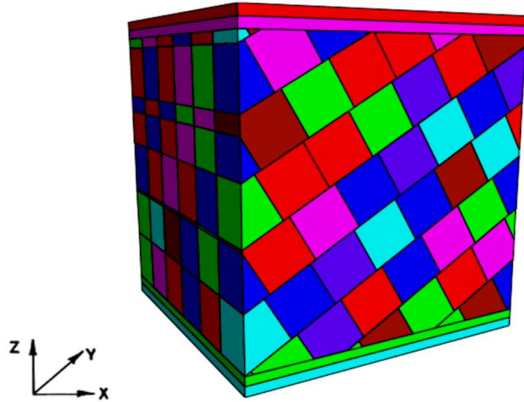
مقاومت فشاری توده سنگ به صورت معادله ۱ ارائه شده است:

$$\sigma_{cr} = \sigma_{cj} / \sigma_{ci} \quad (1)$$

که در آن σ_c مقاومت فشاری است و پایین نویسی I و J به ترتیب معرف سنگ بکر و توده درزه‌دار است. σ_{cr} نسبت مقاومت فشاری نمونه درزه‌دار به نمونه بکر است [۳]. تغییرات مقاومت فشاری تک محوره نمونه‌ها بر حسب تغییرات زاویه شیب β در شکل ۴ نشان داده شده است که در آن θ زاویه بین امتداد بارگذاری و درزه اصلی و β زاویه امتداد درزه اصلی نسبت به افق است و رابطه این دو پارامتر به صورت $\beta = 90 - \theta$ است [۳].

طوری هر بلوک $25 \times 25 \times 25$ میلی‌متری از دو المان هرمی تشکیل شده است.

ب- درزه‌ها با دستورهای **jset** و **hide dip** ایجاد شده‌اند. درزه‌های افقی در بالا و پایین مدل و در فصل مشترک صفحات آهنی و فصل مشترک صفحات آهنی و بلوک سنگی ایجاد شده است. نمایی از مدل ساخته شده در نرم‌افزار 3DEC در شکل ۶ نشان داده شده است.



شکل ۶: نمایی از مدل ساخته شده در نرم‌افزار 3DEC

۳-۴- مدل‌های رفتاری مصالح و خصوصیات آن

در نرم‌افزار 3DEC می‌توان مواد را صلب و یا تغییر شکل پذیر در نظر گرفت. به صورت پیش فرض بلوک‌ها صلب هستند. در این تحقیق مدل رفتاری سنگ بکر موهر-کلمب انتخاب شده است و مدل رفتاری درزه‌ها تسلیم پیوسته^۲ انتخاب شده است. مدل تسلیم پیوسته رفتارهای غیرخطی که در مرحله پلاستیک مشاهده می‌شود را نیز مورد توجه قرار می‌دهد، بنابراین، این مدل نسبت به مدل لغزش کلمب^۳ واقعی‌تر است [۳۵]. در مدل تسلیم پیوسته درزه عکس‌العمل بار نرمال به صورت معادله ۴ بیان می‌شود:

$$\Delta \sigma_n = k_n \Delta u_n \quad (4)$$

که در آن k_n سختی نرمال است و به صورت رابطه ۵ تعریف می‌شود:

$$k_n = a_n \sigma_n^{e_n} \quad (5)$$

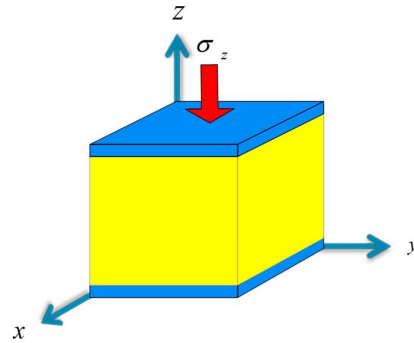
که در آن a_n و e_n پارامترهای مدل هستند. همچنان که از این رابطه می‌توان دید با افزایش تنش نرمال، سختی قائم افزایش می‌یابد.

در بارگذاری برشی، مدل با افزایش تنش برشی رفتار غیرخطی و برگشتناپذیری را از خود نشان می‌دهد. افزایش

همچنان که در شکل ۵ دیده می‌شود بر اساس قانون هوک حالت تنش و کرنش در این مسئله به صورت معادله‌های ۲ و ۳ است:

$$\sigma_x = \sigma_y = 0, \sigma_z \neq 0 \quad (2)$$

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = -\frac{1}{E} \sigma_z, \varepsilon_z = \frac{1}{E} \sigma_z \quad (3)$$



شکل ۵: حالت تنش در آزمایش فشاری تک محوره

از آنجاکه مقادیر کرنش $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$ در هر سه جهت صفر نیست و ابعاد نمونه در جهت X و Y برابر هست بنابراین فرض کرنش صفحه‌ای نمی‌تواند خیلی دقیق باشد؛ بنابراین به منظور بررسی عددی آزمون‌های آزمایشگاهی در مقیاس کامل نرم‌افزار 3DEC انتخاب شده است.

توده سنگ به صورت مجموعه‌ای از بلوک‌های مجزا که به وسیله درزه‌ها از هم جدا شده‌اند مدل شده است. در اینجا درزه‌ها به صورت سطح تماس (interface) بین بلوک‌ها مدل شده‌اند. مدل سازی عددی برای شیب‌های (θ) : صفر، ۱۰، ۳۰، ۵۰، ۶۰، ۸۰ و ۹۰ درجه و مقادیر (S): ۰/۱۲۵، ۰/۲۵، ۰/۳۷۵، ۰/۵، ۰/۶۲۵، ۰/۷۵ و ۰/۸۷۵ عرض بلوک (b)، انجام شده است. ۵۶ مدل در این مطالعه ایجاد و مورد بررسی قرار گرفته است. خصوصیات مصالح در همه مدل‌ها یکسان در نظر گرفته شده است. در ادامه مراحل گام به گام ساخت مدل در نرم‌افزار 3DEC توضیح داده شده است.

۳-۳- هندسه مدل

هندسه مدل توده سنگ درزه‌دار در نرم‌افزار 3DEC به صورت زیر ایجاد شده است:

الف- بلوک سنگی و صفحات آهنی به کمک دستور **poly brick** ترسیم شده است. ابعاد بلوک‌ها $25 \times 25 \times 25$ میلی‌متر است. از المان هرمی شکل استفاده شده است به

جابه جایی جانبی در نقطه وسط کناره قائم مدل در حین بارگذاری به وسیله برنامه FISH ثبت شده است. بعد از این که بار اعمالی به بالای صفحه به مقاومت پیک می رسد، با افزایش تغییر شکل تنش کاهش می یابد. مدل سازی زمانی به پایان می رسد که تنش محوری در مقایسه با مقاومت پیک کم می شود.

جدول ۳: خصوصیات درزه ها در مدل 3DEC [۶]

سنگ به سنگ	سنگ به آهن	آهن به آهن	خصوصیات
تسلیم پیوسته	تسلیم پیوسته	لغزش کلمب	مدل رفتاری درزه
۱۱۱۹۰ MPa/m	۱۱۱۹۰ MPa/m	۱۰ ^۶ MPa/m	سختی نرمال درزه
۵۸۸۶ MPa/m	۵۸۸۶ MPa/m	۱۰ ^۵ MPa/m	سختی برشی درزه
۰/۶۲۷۱	۰/۶۲۷۱	-	نما سختی نرمال درزه
۰/۰	۰/۰	-	نما سختی برشی درزه
۳۷°	۳۰°	-	زاویه اصطکاک اولیه درزه
۳۰°	۲۸°	-	زاویه اصطکاک باقیمانده درزه
-	-	۱۰ MPa	چسبندگی درزه
-	-	۱۰ ^۴ MPa	مقاومت کششی درزه
-	-	۲۸°	زاویه اصطکاک درزه

۴- نتایج مدل سازی

خروجی مدل سازی به کمک نرم افزار 3DEC به صورت فایل های تاریخچه تنش محوری، کرنش محوری و کرنش جانبی بر حسب گام های زمانی است. مقاومت فشاری حداکثر σ_{Cr} و مدول تانژانتی E_r در ۵۰٪ مقاومت حداکثر با استفاده از منحنی های تنش-کرنش نمونه های مدل شده، محاسبه شده است. مقایسه نتایج مدل سازی عددی (3DEC) حاصل از این تحقیق با مدل سازی آزمایشگاهی و دو بعدی (UDEc) انجام شده به وسیله سینگ و همکاران [۶]، در ارتباط با تأثیر پارامتر گام (S) بر مقاومت فشاری تک محوره توده سنگ در شکل ۷ نشان داده شده است.

همچنین مقایسه بین نتایج مدل سازی سه بعدی (3DEC) با مدل سازی آزمایشگاهی و دو بعدی (UDEc) در ارتباط با تأثیر زاویه β بر ناهمسانگردی مقاومت فشاری تک محوره در شکل ۸ نشان داده شده است.

تنش برشی به صورت رابطه ۶ تعریف شده است:

$$\Delta\tau = k_s \Delta u_s \quad (6)$$

که در آن k_s سختی برشی و به صورت رابطه ۷ تعریف می شود:

$$k_s = a_s \sigma_n^{e_n} \quad (7)$$

معادلات سختی که به صورت روابط ۵ و ۷ تعریف شده اند ساده ترین روابطی هستند که به داده های تجربی حاصل شده است. ممکن است که با توجه به نوع داده ها توابع پیچیده تری (مانند توابع هذلولوی) مناسب تشخیص داده شود [۳۴].

جزئیات بیشتر در مورد نحوه تعیین سختی های برشی و نرمال ناپیوستگی های مدل را می توان در منبع شماره ۶ مطالعه کرد. سختی برشی و نرمال ناپیوستگی های مدل به صورت رابطه ۸ ارائه شده است:

$$k_n = 11190.0 (\sigma_n)^{0.627} \quad (8)$$

$$k_s = 588.6 \text{ MPa/m}$$

خصوصیات مصالح و درزه ها در مدل 3DEC به ترتیب در جدول های ۲ و ۳ نشان داده شده است.

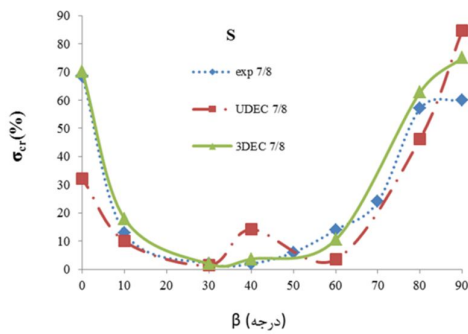
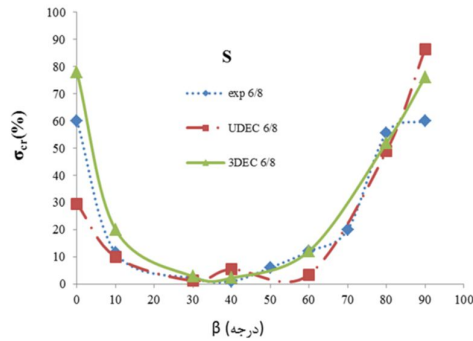
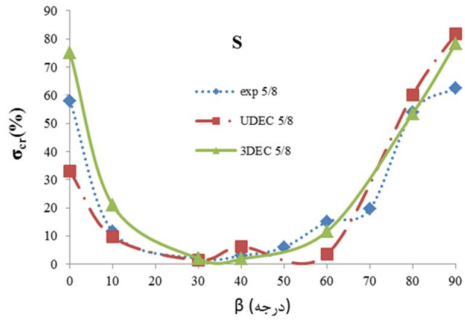
جدول ۲: خصوصیات مواد در مدل 3DEC [۶]

سنگ	صفحات آهنی	خصوصیات
موهر- کلمب	الاستیک خطی	مدل رفتاری
۱۶۸۶ kg/m ³	۷۸۰۰ kg/m ³	وزن مخصوص
۲۸۷۶ MPa	۱۸۵۰۰۰ MPa	مدول بالک
۲۲۴۵ MPa	-	مدول برشی
۴/۶۷ MPa	-	چسبندگی
۳۳°	-	زاویه اصطکاک
۲/۴۹ MPa	-	مقاومت کششی

۳-۵- اعمال بار محوری

در این تحقیق بار به صورت تنش در گام هایی متوالی و در جهت Z بر روی صفحات بارگذاری اعمال شده است. مرز پایین مدل در جهت X و Y ثابت شده است و جابجایی مرزهای جانبی مدل آزاد و بدون تنش هستند (شکل ۶).

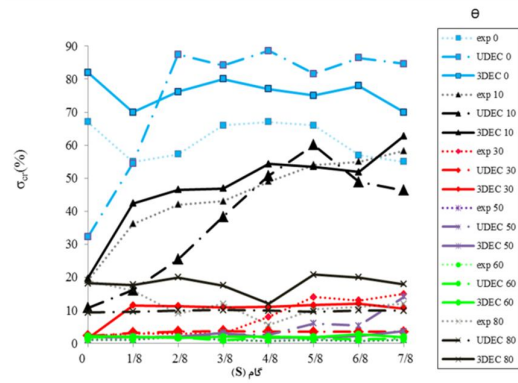
جابه جایی ها در جهت قائم و افق به وسیله برنامه FISH ثبت شده است. محیط FISH یک زبان برنامه نویسی شبیه C است که امکان برنامه نویسی پیچیده، انجام محاسبات و دسترسی به ساختار داده های اولیه را برای محقق فراهم می کند. متوسط جابه جایی قائم صفحات بارگذاری بالایی و



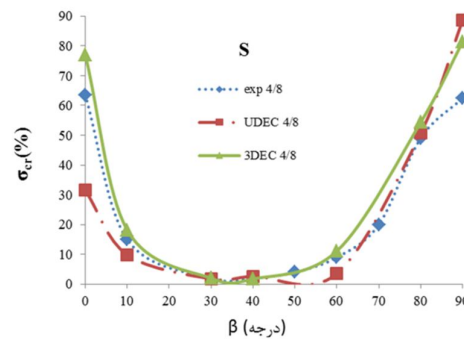
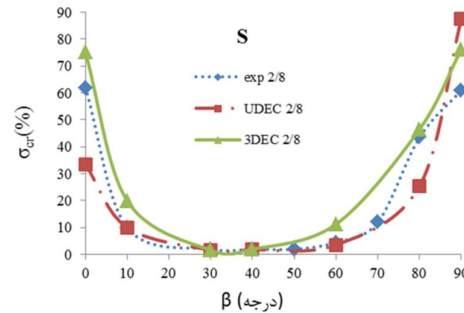
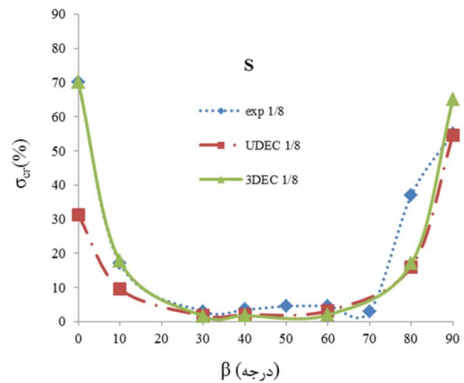
شکل ۸: مقایسه تأثیر زاویه (β) بر مقاومت فشاری تک‌محوره توده‌سنگ در گام‌های مختلف و در مدل‌های آزمایشگاهی و عددی

۵- مقایسه خطای مدل‌سازی دوبعدی (UDEC) و سه‌بعدی (3DEC)

در ادامه تحلیل آماری خطای مدل‌سازی دو بعدی (UDEC) و سه بعدی (3DEC) مورد بررسی قرار گرفته است. مقایسه پارامترهای آماری خطای مدل‌سازی دو بعدی و سه بعدی مقاومت فشاری تک‌محوره توده‌سنگ در جدول ۴ ارائه شده است. همچنان که می‌توان مشاهده کرد متوسط، واریانس و انحراف از معیار خطا در مدل سه بعدی کمتر از مدل دو بعدی است. از آنجاکه مدل سه بعدی شرایط آزمایش مدل فیزیکی را به صورت کامل‌تری مدل



شکل ۹: مقایسه تأثیر گام بر روی مقاومت فشاری تک‌محوره توده‌سنگ در مدل‌های آزمایشگاهی و عددی



• نتایج مدل 3DEC نشان می‌دهد که در زاویه $\beta = 0$ با افزایش متغیر گام مقاومت توده درزه‌دار به‌طور متناوب افزایش و کاهش است و این روند کاهشی و افزایشی مطابق با نتایج آزمایشگاهی است. نتایج مدل دو بعدی نشان می‌دهد که با تغییر گام از صفر تا $1/4$ مقاومت افزایش می‌یابد و با افزایش گام از $1/4$ تا $7/8$ نتایج مدل UDEC از نتایج مدل آزمایشگاهی و مدل سه بعدی تبعیت می‌کند. به‌طور کلی نتایج مدل دو بعدی و سه بعدی نتایج دست بالایی از مقاومت توده درزه‌دار ناپیوسته ارائه می‌دهند و نتایج مدل 3DEC به نتایج آزمایشگاهی نزدیک‌تر است.

• در زاویه $\beta = 10$ ، با افزایش گام درزه‌ها مقاومت توده درزه‌دار نمونه آزمایشگاهی، مدل 3DEC افزایش می‌یابد و نتایج مدل UDEC از گام صفر تا $5/8$ افزایش و از گام $5/8$ به بعد کاهش می‌یابد.

• در زاویه $\beta = 30$ ، نتایج مدل 3DEC نشان می‌دهد که با افزایش گام از صفر به $1/8$ مقاومت افزایش و از گام $1/8$ به بعد مقاومت تغییر نمی‌کند و نتایج UDEC نشان می‌دهد که با افزایش گام مقاومت ثابت باقی می‌ماند. این در حالی است که نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد که مقاومت از گام صفر تا $3/8$ ثابت و از گام $3/8$ تا $5/8$ افزایش سپس از گام $5/8$ به بعد ثابت باقی می‌ماند.

• در زاویه $\beta = 50$ ، با افزایش گام درزه‌ها، مقاومت توده درزه‌دار نمونه آزمایشگاهی و مدل 3DEC ثابت باقی می‌ماند و نتایج مدل UDEC از گام $5/8$ به بعد افزایش مقاومت را نشان می‌دهند.

• در زاویه $\beta = 60$ ، مقاومت توده درزه‌دار هر سه مدل نسبت به تغییرات گام درزه ثابت باقی می‌ماند و σ_{cr} در کمترین مقدار خود است.

• در زاویه $\beta = 80$ ، نتایج مدل 3DEC کاهش در گام $4/8$ نشان می‌دهد و در گام‌های دیگر مقاومت نسبت به تغییرات گام، بدون تغییر است. نشان می‌دهد، مقاومت توده درزه‌دار هر مدل UDEC نسبت به تغییرات گام درزه ثابت و بدون تغییر است. این در حالی است که نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد که از گام صفر تا $4/8$ مقاومت کاهش می‌یابد و از گام $5/8$ به بعد مقاومت توده سنگ متأثر از گام درزه نیست.

می‌کند، می‌توان مشاهده کرد که نتایج این تحقیق نزدیک بودن نتایج مدل سه بعدی و آزمایشگاهی در مقایسه با نتایج مدل دو بعدی را نشان می‌دهد.

جدول ۴: مقایسه پارامترهای آماری خطای مدل سازی دو بعدی و سه بعدی مقاومت فشاری تک‌محوره توده‌سنگ با مدل آزمایشگاهی

پارامترهای خطا	متوسط	انحراف از معیار
UDEC	۵۷/۸۶	۹۵/۶۳
3DEC	۳۶/۲۳	۴۱/۴۹۵

به کمک نرم‌افزار Easy fit بهترین منحنی توزیع بر خطای روش‌های دو بعدی و سه بعدی برازش داده شده است. به این منظور از روش‌های برازش Chi-Squared و Kolmogorov Smirnov استفاده شده است. بهترین برازش به کمک روش‌های مذکور بر خطای روش دو بعدی (UDEC) و سه بعدی (3DEC) به ترتیب در جداول ۵ و ۶ نشان داده شده است.

جدول ۵: منحنی توزیع خطای مدل سازی دو بعدی (UDEC)

پارامتر	Kolmogorov Smirnov	Chi-Squared
منحنی توزیع	Wakeby	Pareto
P-Value	۰/۸۶۵	۰/۸۰۲

جدول ۶: منحنی توزیع خطای مدل سازی سه بعدی (3DEC)

پارامتر	Kolmogorov Smirnov	Chi-Squared
منحنی توزیع	Dagum	Log-Logistic
P-Value	۰/۹۴۱	۰/۷۰۹

۶- بحث و نتیجه گیری

در این تحقیق تأثیر پارامتر گام (S) و زاویه دسته درزه (I) نسبت به افق (β) بر رفتار مقاومتی توده‌سنگ به کمک روش المان مجزا در حالت سه بعدی مورد مطالعه قرار گرفت و در ادامه، نتایج حاصل از این تحقیق با نتایج مدل دو بعدی و نتایج آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار گرفت و خطای دو روش دو بعدی و سه بعدی نسبت به نتایج آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفت.

نتایج تأثیر پارامتر گام بر مقاومت توده درزه‌دار:

[7]. Bieniawski, ZT. 1974. Geomechanics classification of rock masses and its application in tunnelling. In: Proceedings of the third congress of the international society for rock mechanics. Denver, pp 23-32.

[8]. Bieniawski, ZT. 1979. The geomechanics classification in rock engineering applications. In: Proceedings of the fourth congress of ISRM, vol 2, Montreux, pp 41-48

[9]. Serafim, JL, Pereira, JP. 1983. Considerations on the geomechanical classification of Beniawski: experience from case histories. In: Proceedings of symposium on engineering geology and underground openings, Lisbon, pp 1133-1144.

[10]. Boyd, RD. 1993. Elastic properties of jointed rock masses with regard to their rock mass rating value. In: Cripps JC et al (eds) The engineering geology of weak rock. Balkema, Rotterdam, pp 329-336.

[11]. Hoek, E., 1994, Strength of rock and rock masses, ISRM New J 2(2):4-16.

[12]. Mitri, HS, Edrissi R, Henning J. 1994. Finite element modelling of cable-bolted slopes in hard rock ground mines. In: Presented at the SME annual meeting. Albuquerque, New Mexico, pp 94-116

[13]. Hoek, E., Kaiser, PK., Bawden, WF. 1995. Support of underground excavations in hard rock. Balkema, Rotterdam, p 215.

[14]. Hoek, E., Carranza-Torres, C., Corkum, B. 2002, Hoek-Brown failure criterion -2002 edition. In: Proceedings of 5th North American Rock Mechanics Symposium and Tunneling Association of Canada Conference: NARMS-TAC, pp. 267-271

[15]. Hoek, E., Brown, ET. 1997. Practical estimates of rock mass strength. Int. J. Rock Mech. Min. Sci 40, 701-710.

[16]. Hoek, E., Diederichs, MS. 2006, Empirical estimation of rock mass modulus, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 43,203-215.

[17]. Verman, M., Singh, B., Viladkar, MN, Jethwa, JL. 1997. Effect of tunnel depth on modulus of deformation of rock mass. Rock Mech Rock Eng 30(3), 121-127.

[18]. Sonmez, H., Ulusay, R. 1999. Modifications to the geological strength index (GSI) and their applicability to stability of slopes, Int J Rock Mech Min Sci 36,743-760.

[19]. Palmström, A., Singh, R. 2001. The deformation modulus of rock masses—comparisons between in situ tests and indirect estimates, Tunnel Undergr Space Technol 16,115-131.

[20] Barton, N. 2002. Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design, Int J Rock Mech Min Sci 39,185-216.

[21]. Kayabasi, A., Gokceoglu, C., Ercanoglu, M, 2003, estimating the deformation modulus of rock masses: a comparative study. Int J Rock Mech Min Sci 40, 55-63.

نتایج تأثیر زاویه درزه بر مقاومت توده درزه‌دار در گام‌های مختلف:

- منحنی ناهمسانگردی مقاومت فشاری تک محوره در هر سه مدل U شکل است.
- در هر سه مدل، در گام‌های ۱/۸، ۲/۸، ۳/۸، ۴/۸ حداقل مقدار مقاومت در بازه ۲۰ تا ۷۰ درجه است. نتایج حاصل از نرم‌افزار UDEC با این که نشان می‌دهد در گام‌های ۵/۸، ۶/۸، ۷/۸ حداقل مقدار مقاومت در بازه $20 < \beta < 70$ حاصل شده است اما در زاویه ۴۰ درجه مقدار مقاومت با نتایج آزمایشگاهی اختلاف اندکی را نشان می‌دهد. همچنان که می‌توان دید در مدل سه بعدی در زاویه ۴۰ درجه این اختلاف به حداقل مقدار خود رسیده است.
- در همه گام‌ها، مدل UDEC نتایج دست پایین به دست داده است و نتایج مدل 3DEC به نتایج مدل آزمایشگاهی نزدیک‌تر است.

مقایسه خطای نتایج مدل دوبعدی و سه بعدی نشان می‌دهد که مدل سه بعدی داری متوسط و واریانس خطای کمتری است. همچنین نتایج نشان می‌دهد که مدل توزیع خطای روش دو بعدی و سه بعدی به روش Wakeby و Kolmogorov Smirnov، به ترتیب توزیع Dagum است.

۷- مراجع

[1]. Hoek k. 1983, Strength of jointed rock masses. Géotechnique Journal. 23, 3, pp 187-223.

[2]. Noorian Bidgoli, M., Zhao, z., Jing, L. 2013, Numerical evaluation of strength and deformability of fractured rocks. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering 5, 419-430.

[3]. Singh, M. and Rao, K. S. and Ramamurthy, T. 2002. Strength and Deformational Behavior of a Jointed Rock Mass. J. Rock Mechanics and Rock Engineering, 35, 1, pp. 45-64.

[4]. Singh M, Rao K.S. 2005a, Bearing capacity of shallow foundations in anisotropic non Hoek-Brown rock masses, ASCE Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering 131 (8), 1014-1023.

[5]. Singh M, Rao K.S. 2005b, Empirical methods to estimate the strength of jointed rock masses, Engineering Geology 77, 127-137.

[6]. Singh M. and Singh, B. 2008, High lateral strain ratio in jointed rock masses, Engineering Geology 98: 75-85.

-
- 1- Representative Elementary Volume
 - 2- Continues yielding
 - 3- Coulomb slip

- [22]. 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* 41, 3–19.
- [23]. Zhang, L., Einstein, HH. 2004. Using RQD to estimate the deformation modulus of rock masses, *Int J Rock Mech Min Sci* 41,337–341.
- [24]. Sonmez, H., Gokceoglu, C., Ulusay, R. 2004, Indirect determination of the modulus of deformation of rock masses based on GSI system, *Int J Rock Mech Min Sci* 41,849–857.
- [25]. Sonmez, H., Gokceoglu, C., Nefesalioglu, HA., Kayabasi, A. 2006. Estimation of rock modulus: for intact rocks with an artificial neural network and for rock masses with a new empirical equation, *Int J Rock Mech Min Sci* 43,224–235.
- [26]. Agan, C. 2014, Determination of the deformation modulus of dispersible-intercalated-jointed cherts using the Menard pressuremeter test. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 65, 20 – 28.
- [27]. Pouya, A., Ghoreychi, M. 2001, Determination of rock mass strength properties by homogenization. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 25(13), 1285–303.
- [28]. Sitharam, TG. 2009. Equivalent continuum analyses of jointed rock mass: some case studies. *International Journal of the JCRM* 5(1), 39–51.
- [29]. Lemos, J. V., Halt, RD., Cundall, PA. 1985. A generalized distinct element program for modelling jointed rock mass. In: *Proceedings of the International Symposium on Fundamentals of Rock Joints*. Centek, p. 335–43.
- [30]. Lorig, L. J., Brady, B. H. G., Cundall, P, A. 1986. Hybrid distinct element-boundary element analysis of jointed rock, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts* 23(4), 303–12.
- [31]. Cundall, PA. 1988. Formulation of a three-dimensional distinct element model. Part I. A scheme to detect and represent contacts in a system composed of many polyhedral blocks, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 25(3), 107–16.
- [32]. Jing, L., Stephansson, O. 2007. *Fundamentals of discrete element methods for rock engineering: theory and applications (developments in geotechnical engineering)*. Amsterdam, Netherlands: Elsevier Science BV.
- [33]. Singh, M. 1997, *Engineering behaviour of jointed model materials*, Ph.D. Thesis, IIT, New Delhi, India.
- [34]. Itasca (2007), *3 Dimensional Distinct Element Code*, Minneapolis, USA.
- [35]. Franklin J. A., Dusseault M. B. 1989, *Rock engineering*. McGraw-Hill, New York.

Comparison Study between Numerical and Physical Modelling of UCS of Jointed Rock Mass

M. Asadizadeh^{1*}, R. Rahmancejad²

1- PhD Student of Mining, Dept. of Mining Engineering, Tehran University, Iran

2- Professor, Dept. of Mining Engineering, Shahid Bahooonar University of Kerman, Iran

*Corresponding Author: m.asadizadeh@ut.ac.ir
(Received April 2012, Accepted December 2014)

Abstract

An accurate assessment of strength of jointed rock masses is one of the most important requirements in the site selection, design and successful execution of mining engineering and geotechnical projects. The strength of intact rock can be determined through standardized laboratory tests, although this is very difficult for heavily jointed rock masses. A quick estimation of these properties for preliminary evaluation of alternate sites will considerably reduce field tests costs. A large number of laboratory tests on a jointed rock mass with various joint configurations had been done by many researchers in order to determine the strength of jointed rock under uniaxial loading. In this present paper, an attempt has been made to compare the results between numerical simulation of experimental modeling on strength and deformability of jointed block masses. For this purpose, numerical simulation of experimental tests for rock mass modulus and strength has been done by 3 Dimensional Distinct Element Code (3DEC). Results showed that numerical simulation and experimental testes have a good agreement and numerical simulation can be used in order to estimate deformation modulus of rock mass.

Key Words

Numerical Simulation, Uniaxial Compression Test, Jointed Rock Mass, Strength, 3DEC, UDEC