

وزارت علوم، تحقیقات و فناوری



دانشگاه دامغان

دانشکده علوم زمین

عنوان درس:

مکانیک سنگ

Rock Mechanics

(کارشناسی ارشد زمین‌شناسی مهندسی)



دکتر داود فریدونی

عضو هیأت علمی دانشکده علوم زمین

دانشگاه دامغان

عنوان درس (فارسی)		تعداد	نوع واحد	جبرانی	دروس پیشنهاد	
مکانیک سنگ		واحد			۲+۲	پایه
عنوان درس (انگلیسی)		تعداد	واحد	الزامی	عملی	ریاضیات مهندسی پیشرفته
Rock Mechanics		ساعت	۳۲+۶۸	اختیاری	نظری	زمین شناسی مهندسی پیشرفته ۱
					عملی	
اهداف کلی درس		آموزش تکمیلی عملی				
اهداف رفتاری		سفر علمی		کارگاه		
آشنایی با خصوصیات مهندسی سنگ، تعیین شاخص های مهندسی از طریق انجام آزمایش های مکانیک سنگ، ارزیابی پایداری دامنه های سنگی، رده بندی مهندسی سنگ ها		دارد		ندارد		
		آزمایشگاه		سمینار		
سرفصل یا رؤس مطالب:						
<p>۱. مقدمه</p> <p>تعریف، تاریخچه، کاربرد مکانیک سنگ در طرح های مهندسی</p> <p>۲. ویژگی های مهندسی سنگ بکر</p> <p>ویژگیهای فیزیکی (تخلخل، رطوبت، درجه اشباع، وزن واحد حجم و...)، ویژگیهای شاخص، ویژگیهای مکانیکی (مقاومت، مدول کششی الاستیته)، عوامل موثر روی ویژگیهای مکانیکی (کانی شناسی، پالت و ساخت، ...)، رده بندی مهندسی سنگ بکر، معیارهای گسیختگی سنگ بکر، آزمون های متداول در مکانیک سنگ</p> <p>۳. ویژگی های مهندسی توده سنگ</p> <p>سطوح ضعیف در توده سنگ، روش های میدانی برداشت ناپیوستگی ها، مشخصات ناپیوستگی ها و روش ثبت آنها، مطالعه ناپیوستگی ها با استفاده از مغزه های حفاری و آزمون های زمین فیزیکی درون چاه، مقاومت برشی ناپیوستگی ها و روش های تعیین آن، مقاومت توده سنگ، دگرشکلی توده سنگ، آزمون های برجای متداول توده سنگ، رده بندی مهندسی توده سنگ، معیارهای گسیختگی در توده سنگ</p> <p>۴. آب در سنگ</p> <p>کلیات، تاثیر آب روی ویژگی های سنگ، حرکت آب در سنگ، نفوذپذیری و اندازه گیری های آزمایشگاهی و صحرائی آن، فشار آب در سنگ</p> <p>۵. پایداری شیب های سنگی</p> <p>کلیات، سازوکارهای گسیختگی شیب ها، نقش ناپیوستگی ها در گسیختگی شیب ها، ضریب ایمنی، تاثیر فشار آب بر پایداری، انواع گسیختگی ها (صفحه ای، گوه ای، واژگون و ...) در سنگ (تعریف، روش های تحلیل و تثبیت)، ابزاربندی</p>						



<p>واحد عملی</p> <p>آزمون های ویژگیهای فیزیکی</p> <p>وزن مخصوص- جذب آب ظاهری و حقیقی، دوام پذیری، سایش (لوس آنجلس)، ارزش ضربه ای، سلامت سنگ، ارزش فشارشی</p> <p>آزمون های ویژگی های مکانیکی</p> <p>تک محوری، سه محوری، مقاومت برشی تابوستگی ها، بار نقطه ای، کشش برزیلی، برش مستقیم، چکش اسمیت</p>			
روش ارزیابی:			
بروزه	آزمون های نهایی		میان ترم
	آزمون عملکردی	آزمون نوشتاری	
فهرست منابع:			
<p>۱. فاروق حسینی، م. (مترجم)، ۱۳۷۶، درآمدي بر مکانیک سنگ، انتشارات دانشگاه تهران.</p> <p>2. Brown, E.T. (ed.), 1981, Rock characterization testing & monitoring, ISRM.</p> <p>3. Goodman, R.E., 1989, Introduction to rock mechanics, John Wiley & Sons.</p> <p>4. Hoek, E., 2006, Rock engineering, Available in: www.Roescience.com</p> <p>5. Hoek, E. & Bray, J.W., 1981, Rock slope engineering, The institution of Mining and Metallurgy, London.</p> <p>6. Priest, S.D., 1985, Hemispherical projection methods in rock mechanics, George Allen & Unwin.</p> <p>7. Priest, S.D., 1993, Discontinuity analysis for rock engineering, Chapman & Hall.</p> <p>8. Wyllie, D.C. and Mah, C.W., 2006, Rock slope engineering, Spon Press.</p>			

فهرست مطالب درس (تئوری)

فصل اول: مقدمه

فصل دوم: ویژگی‌های مهندسی سنگ بکر

فصل سوم: ویژگی‌های مهندسی ناپیوستگی‌ها

فصل چهارم: ویژگی‌های مهندسی توده سنگ

فصل پنجم: معیارهای گسیختگی

فصل ششم: جریان آب در سنگ

فصل هفتم: پایداری شیروانی‌های سنگی (فصل‌های ۱، ۲، ۳، ۴، ۵، ۶، ۷، ۸، ۹ و ۱۴ کتاب اصول مهندسی شیروانی‌های سنگی)

فهرست مطالب درس (عملی)

قسمت اول: انجام برخی از آزمایش‌های تعیین ویژگی‌های فیزیکی سنگ‌ها

قسمت دوم: انجام برخی از آزمایش‌های تعیین ویژگی‌های مکانیکی سنگ‌ها

برخی منابع مورد استفاده در درس

۱- منابع فارسی

- رژوفسکی و.، نوویک و.گ.، ترجمه محمد دانش، ۱۳۷۱، فیزیک سنگ، مرکز انتشارات صنعت فولاد
- ریچارد گودمن، ترجمه محمد دانش، ۱۳۷۴، درآمدی بر مکانیک سنگ، مرکز انتشارات صنعت فولاد
- فاروق حسینی، محمد، ۱۳۷۹، وتوکوری و کاتسویاما (مؤلفین)، درآمدی بر مکانیک سنگ، نشر سالکان، ۲۹۶ صفحه
- فرانکلین، جلد اول، ترجمه محمد دانش، ۱۳۷۴، مهندسی سنگ، مرکز انتشارات صنعت فولاد
- فرانکلین، جلد دوم، ترجمه محمد دانش، ۱۳۷۴، مهندسی سنگ، مرکز انتشارات صنعت فولاد
- فریدونی داود، ۱۳۹۴، اصول مهندسی شیروانی‌های سنگی، انتشارات دانش مانا، ۳۰۶ صفحه
- لادریان، اصغر، ۱۳۷۸، اصول مکانیک سنگ، دانشگاه صنعتی اصفهان

۲- منابع انگلیسی

- Brady B.H.G., Brown E.T., 2005, **Rock Mechanics for underground mining**, Third edition, KLUWER ACADEMIC PUBLISHERS, p.643.
- Franklin J.A., Dussealt M.B., 1989, **Rock Engineering**, Published by McGraw Hill, p.600.
- Giani G.P., 1992, **Rock Slope Stability Analysis**, A.A. Balkema, p. 361.
- Goodman R.E. 1989, **Introduction to Rock Mechanics**, John Wiley & Sons Inc. New York, pp.562.
- Hoek E. & Brown E.T., 1980, **Under Ground Excavation in Rock**, London: Institution of Mining and Metallurgy, p.527.
- Hoek E., 2007, **Practical Rock Engineering**, <http://rockeng.utoronto.ca/rok/Hoek/Hoeknote2007.htm>, P.313.
- Hoek E., Bray S.W., 1981, **Rock slope Engineering**, Third Edition, The Institution of Mining and Metallurgy, London, p. 358.
- Hoek E., Brown E.T., 1980, **Underground Excavation in Rock**, Institution of Mining and Metallurgy, London.
- Hudson J.A. & Harrison J.P., 2000, **Engineering rock mechanics, an introduction to the principles**, Elsevier Science Ltd. p.458
- Inyang H.I., Bruell C.J., 2000. **Remediation in Rock Masses**, Published by ASCE Press, p.250.
- Jaeger C., 1979, **Rock Mechanics and Engineering**, Cambridge Uni. Press.
- Mogi K., 2007, **Experimental Rock Mechanics**, Taylor & Francis Group, London, UK, p.358.
- Pusch R., 1995, **Rock Mechanics on a Geological Base**, Elsevier, Amsterdam, p.498.
- Vutukuri V.S., Katsuyama K., 1994, **Introduction to Rock Mechanics**, Industrial Publishing & Consulting, Inc, Tokyo, p. 275.
- Zhao J., 2007, **Rock Mechanics for Civil Engineers**,

فصل اول:

مقدمه

۱-۱- تعاریف

سنگ از دیدگاه‌های مختلف دارای تعاریف متفاوتی می‌باشد. در این خصوص، تعاریف زمین‌شناسی و مهندسی سنگ نیز با یکدیگر متفاوت است. در زمین‌شناسی سنگ‌ها موادی تعریف می‌شوند که از مجموعه یک یا چند کانی تشکیل شده‌اند. در صورتی که در علوم مهندسی سنگ‌ها مصالح سخت متشکل از دانه‌های متصل به هم می‌باشند که مقاومت آنها بیشتر از یک مگاپاسکال باشد و در مجاورت آب دچار وارفنگی نشوند. سنگ‌ها یکی از مهمترین مصالح ساختمانی در ساخت اکثر پروژه‌های عمرانی در داخل یا بر روی آنها احداث می‌شوند. همچنین سنگها بعنوان مصالح ساختمانی در ساخت اکثر پروژه‌ها بکار می‌روند. بررسی خواص مهندسی^۱ و مقاومتی آنها یکی از کارهایی است که باید قبل از احداث پروژه صورت گیرد. بطور کلی خواص مهندسی سنگها را می‌توان به دو دسته خواص فیزیکی^۲ و خواص مکانیکی^۳ طبقه‌بندی نمود. شناخت خواص فیزیکی سنگها جزء مراحل اولیه مطالعه آنها و تعیین کننده ویژگی‌های مهندسی آنها است. خواص فیزیکی تقریباً در بیشتر کارهای عمرانی، معدنی، نفت، گاز و آب که بگونه‌ای با زمین ارتباط، دارند مطرح است. از مهمترین خواص فیزیکی سنگها می‌توان به چگالی^۴، تخلخل^۵، نسبت پوکی^۶، درصد جذب آب^۷، درصد هوا^۸، پایداری در شرایط خیس و خشک بودن، لایه‌بندی و تورق، ترکیب دانه‌بندی، بافت و ساختمان سنگ اشاره نمود. خواص مکانیکی سنگها به کلیه خواصی گفته می‌شود که رفتار سنگ را در ارتباط با نیروهای وارد بر سنگ نشان داده و تغییرات آنها را با تغییر شکل‌های حاصله از این نیروها و با در نظر گرفتن زمان یا بدون آن، مشخص می‌سازد. بدیهی است که در بررسی خواص مکانیکی غالباً بنحوی خواص فیزیکی سنگ نیز مد نظر می‌باشد.

مطالعه خواص مهندسی سنگ‌ها بخشی از علم مکانیک سنگ است. طبق تعریف مکانیک سنگ مبحثی از علوم مهندسی است که در آن چگونگی رفتار سنگ در برابر عوامل درونی و بیرونی و تغییرات آنها مورد بحث قرار می‌گیرد و چون رفتار سنگ بستگی کامل به ویژگی‌های فیزیکی و مکانیکی آن دارد، از اینرو بررسی آن گروه از خواص سنگ‌ها که در این مورد حائز اهمیت هستند نیز بخشی از مبحث مکانیک سنگ است.

-
1. Engineering properties
 2. Physical properties
 3. Mechanical properties
 4. Density
 5. Porosity
 6. Void Ratio
 7. Water absorption
 8. Air percent

۱-۲- تاریخچه

سنگ یکی از مصالح ساختمانی می‌باشد که از دیرباز توجه انسان را به خود جلب کرده است و تا کنون آثار و سازه‌های بزرگی نظیر تخت جمشید، اهرام ثلاثه مصر، کاخ‌های امپراطوری روم و بسیاری از سازه‌های دیگر در نقاط مختلف دنیا توسط سنگ ساخته شده‌اند. بطور کلی یک سازه مهندسی ممکن است از سنگ یا در سنگ ساخته شود. به عبارت دیگر سنگ می‌تواند به عنوان مصالح ساختمانی یا به عنوان محل اجرای پروژه عمرانی بکار برده شود. همچنین سنگها را می‌توان به صورت طبیعی یا با ایجاد تغییرات بر روی آن به عنوان مصالح ساختمانی به کار برد. به عنوان مثال، قلوه سنگ و شن ماسه طبیعی سنگی می‌باشند که بصورت دست نخورده و طبیعی مورد استفاده قرار می‌گیرند. در بسیاری از موارد با ایجاد تغییرات و کار بر روی سنگها آنها را به عنوان مصالح ساختمانی مورد استفاده قرار می‌دهند مانند سنگ لاشه، مالون، سنگ برش خورده به منظور نماسازی، کفپوش، پوشش، دیوارها، سنگ قرنیز و شن و ماسه خرد شده.

۱-۳- کاربرد مکانیک سنگ در پروژه‌های مهندسی

از مهمترین کاربردهای علم مکانیک سنگ در اجرای پروژه‌های مهندسی می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- ۱- ارزیابی خواص مقاومتی و تغییر شکل‌پذیری سنگ‌های ساختگاه پروژه‌های مهندسی
- ۲- ارزیابی و تحلیل پایداری پروژه‌های سنگی سطحی و زیرزمینی مانند شیروانی‌های سنگی و تونل‌ها
- ۳- ارزیابی ویژگی‌های وابسته به زمان در پی سازه‌های مهندسی
- ۴- ارزیابی ویژگی‌های دوام داری و زوال‌پذیری سنگ‌های ساختمانی

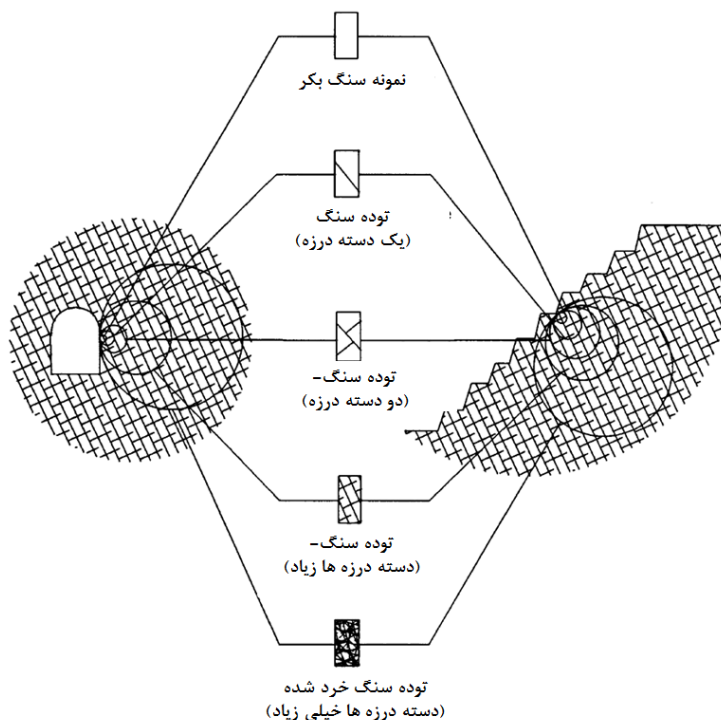
فصل دوم:

ویژگی‌های مهندسی سنگ بکر

۲-۱- مقدمه

سنگ‌های مختلف موجود در پوسته زمین هیچگاه کاملاً سالم و عاری از شکستگی و سطوح ضعف ساختاری نیستند و همواره در اثر عملکرد فرآیندهای مختلف زمین‌شناسی در آنها درزه و شکستگی‌هایی ایجاد می‌شود. این شکستگی‌ها که تحت عنوان کلی ناپیوستگی^۱ نامیده می‌شوند، رفتار مهندسی سنگ‌ها را تحت تأثیر قرار می‌دهند. با توجه به وجود ناپیوستگی‌ها در سنگ، می‌توان پاسخ سنگ‌ها در برابر نیروهای وارد شده به آنها را به دو دسته متمایز تقسیم نمود، یکی رفتار مکانیکی سنگ بکر^۲ و دیگری رفتار مکانیکی توده‌سنگ^۳. طبق تعریف، سنگ بکر عبارت از سنگی است که فاقد هر گونه ناپیوستگی ساختاری بوده و در واقع سالم و دست نخورده باشد، در حالی که توده‌سنگ متشکل از سنگ بکر به اضافه ناپیوستگی‌ها و سطوح ضعف ساختاری موجود در سنگ‌ها می‌باشد. سنگ‌ها در مقیاس صحرایی اکثراً حاوی ناپیوستگی‌هایی هستند و به صورت توده سنگ در نظر گرفته می‌شوند. در حالی که در مقیاس آزمایشگاهی فاقد درز و شکاف می‌باشند و به عنوان سنگ بکر تلقی می‌شوند (شکل ۲-۱). همانگونه که ملاحظه می‌شود با کوچکتر شدن مقیاس، سنگ از حالت توده سنگ به سنگ بکر تبدیل می‌شود، زیرا ناپیوستگی‌ها در نمونه‌های کوچک حضور ندارند. بنابراین مطالعه عملی سنگ بکر عمدتاً توسط بررسی‌های آزمایشگاهی نمونه‌های سنگ بکر که از مغزه‌های حفاری تهیه شده‌اند، انجام می‌گیرد. در حالی که مطالعه توده‌های سنگی توسط آزمون‌ها و بررسی‌های صحرایی و آزمایشگاهی صورت می‌گیرد. از اینگونه بررسی‌ها گاه تحت عنوان مهندسی سنگ^۴ یا مهندسی مکانیک سنگ نام برده می‌شود.

-
1. Discontinuity
 2. Intact rock
 3. Rock mass
 4. Rock engineering



شکل ۲-۱- با کوچکتر شدن مقیاس، سنگ از حالت توده سنگ به سنگ بکر تبدیل می شود

مطالعه خصوصیات مهندسی سنگ بکر شامل بررسی ویژگی های مختلف فیزیکی و مکانیکی آن می باشد که در ادامه به شرح مختصر این ویژگی ها پرداخته می شود.

۲-۲- ویژگی های فیزیکی سنگ بکر

تعیین ویژگی های فیزیکی سنگ ها، از ابتدایی ترین بخش مطالعه آنها می باشد. خواص فیزیکی تقریباً با تمام بخش های دیگر از قبیل طبقه بندی، حفاری، استخراج و اکتشاف معادن، پایداری سازه های سنگی، لرزه شناسی، مقاومت توده های سنگی و روش های اجرایی مرتبط می باشند. مهمترین ویژگی های فیزیکی سنگ بکر به شرح زیر است:

۲-۲-۱- چگالی

چگالی^۱ هر جسم، جرم واحد حجم آن جسم می باشد که با ρ نمایش داده می شود و واحد آن kg/m^3 یا gr/cm^3 می باشد. چگالی سنگ ها به ترکیب کانی ها و عناصر تشکیل دهنده آنها، میزان تراکم در طی شکل گیری و زمان تشکیل سنگ بستگی دارد. بطور کلی سنگ های آذرین و دگرگونی دارای چگالی بیشتری نسبت به سنگ های رسوبی می باشند. چگالی سنگ ها از طریق رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$\rho = \frac{m}{V} \quad (1-2)$$

در این رابطه، m جرم نمونه سنگ و V حجم آن می باشد.

۲-۲-۲- وزن واحد حجم

گاهی بجای چگالی از پارامتر دیگری به نام وزن واحد حجم^۱ استفاده می‌شود که با γ نمایش داده می‌شود و واحد آن N/m^3 است. وزن واحد حجم از طریق رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (2-2)$$

در این رابطه، W وزن نمونه سنگ می‌باشد. وزن واحد حجم و چگالی مطابق رابطه زیر با یکدیگر ارتباط دارند:

$$\gamma = \rho \cdot g \quad (3-2)$$

در این رابطه، g شتاب ثقل زمین است که برابر 9.81 m/s^2 می‌باشد.

۳-۲-۲- وزن مخصوص

وزن مخصوص^۲ عبارت است از نسبت وزن واحد حجم هر جسم به وزن واحد حجم آب مقطر در دمای ۴ درجه سلسیوس، که کمیتی بدون بعد می‌باشد. از آنجایی که وزن واحد حجم آب مقطر در دمای ۴ درجه سلسیوس برابر ۱ گرم بر سانتیمتر مکعب می‌باشد، بنابراین وزن مخصوص با وزن واحد حجم نمونه برابر است. اگر به هر دلیلی وزن واحد حجم آب از مقدار مذکور تغییر کند دیگر وزن واحد حجم سنگ و وزن مخصوص آن با هم برابر نمی‌باشند. وزن مخصوص از طریق رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$G_s = \frac{\gamma}{\gamma_w} \quad (4-2)$$

در این رابطه γ وزن واحد حجم نمونه سنگ و γ_w وزن واحد حجم آب می‌باشد.

۴-۲-۲- تخلخل

بر خلاف تصور سنگ‌ها اجسامی کاملاً توپر نبوده و همیشه حاوی خلل و فرج به صورت حفره‌های کم و بیش مرتبط و شکاف‌ها یا حفره‌های مجزا هستند. طبق تعریف تخلخل^۳ عبارت است از نسبت حجم فضاهای خالی موجود در سنگ به حجم کل سنگ که بصورت درصد بیان می‌شود و از طریق رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$n = \frac{V_v}{V_T} \times 100 \quad (5-2)$$

در این رابطه، n تخلخل، V_v حجم فضاهای خالی و V_T حجم کل سنگ است.

۵-۲-۲- نسبت تخلخل

نسبت تخلخل^۱ عبارت است از نسبت حجم فضاهای خالی موجود در نمونه سنگ به حجم قسمت جامد آن که بصورت یک عدد اعشاری بیان می‌گردد و از طریق رابطه زیر قابل محاسبه است:

1. Unit weight
2. Specific gravity
3. Porosity

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (۶-۲)$$

در این رابطه، e نسبت تخلخل، V_v حجم فضاهای خالی موجود در سنگ و V_s حجم مواد جامد موجود در سنگ می‌باشد. بین تخلخل و نسبت تخلخل روابط زیر برقرار است:

$$e = \frac{n}{1-n} \quad (۷-۲)$$

$$n = \frac{e}{1+e} \quad (۸-۲)$$

۲-۲-۶- درصد رطوبت

درصد رطوبت یا آب محتوا^۲ عبارت است از نسبت میزان آب موجود در نمونه سنگ که ممکن است بصورت طبیعی یا غیر طبیعی در آن وارد شده باشد به وزن خشک نمونه که از طریق رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad (۹-۲)$$

در این رابطه، W_w وزن آب موجود در نمونه و W_s وزن قسمت جامد نمونه می‌باشد.

۲-۲-۷- جذب آب

جذب آب^۳ بیانگر حداکثر مقدار آبی است که نمونه سنگ می‌تواند به خود جذب کند تا به درجه اشباع برسد. بنابراین حجم آب جذب شده در این حالت معادل حجم خلل و فرج یا به عبارتی تخلخل سنگ می‌باشد. به بیان دیگر درصد جذب آب همان درصد رطوبت سنگ است در زمانی که سنگ اشباع از آب باشد. میزان جذب آب در سنگ‌ها بسیار متفاوت بوده و گاه ممکن است در یک نوع سنگ تغییرات زیادی در درصد جذب آب مشاهده شود. اما به طور کلی مقدار درصد جذب آب سنگ‌های آذرین خیلی کمتر از سنگ‌های دگرگونی و رسوبی می‌باشد. برای اندازه‌گیری درصد جذب آب سنگ می‌توان از روش استاندارد ASTM-C-97 استفاده کرد. درصد جذب آب از طریق رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$W_a = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad (۱۰-۲)$$

در این رابطه، W_w وزن آب موجود در نمونه و W_s وزن قسمت جامد نمونه می‌باشد.

۲-۳- ویژگی‌های شاخص سنگ بکر

مهمترین ویژگی‌های شاخص سنگ‌ها به شرح زیر می‌باشند:

۲-۳-۱- سرعت سیر موج در سنگ

در آزمایشگاه، اندازه‌گیری سرعت سیر موج در سنگ بر مبنای استانداردهای ISRM (2007) و ASTM-D-2845 (1996a) صورت می‌گیرد. این روش اغلب به منظور تعیین ثابت‌های دینامیکی سنگ‌ها بکار می‌رود. از آنجایی که این روش یک روش

1. Void ratio
2. Water content
3. Water Absorption

غیر مخرب می‌باشد، بنابراین در مهندسی زمین‌شناسی و ژئوتکنیک کاربرد گسترده‌ای پیدا کرده است (شارما و سینگ ۲۰۰۸).^۱ سرعت سیر امواج طولی^۲ در سنگ‌ها علاوه بر ویژگی‌های الاستیک، ترکیب و جهت‌یابی کانی‌های تشکیل دهنده سنگ (گودمن ۱۹۸۹، گیاندر و دنیس ۱۹۸۶)^۳، به عواملی نظیر وزن مخصوص، تخلخل، مقاومت، میزان ترک‌های موجود در سنگ‌ها و درجه هوازدگی آنها نیز بستگی دارد (کوسو ۱۹۷۰)^۴. در شکل (۵) دستگاه و نحوه انجام آزمایش تعیین سرعت سیر موج در سنگ نشان داده شده است. روش استفاده از سرعت سیر موج در سنگ‌ها مناسب‌ترین روش برای تعیین ثابت‌های الاستیک دینامیکی آنها می‌باشد (ASTM-D-2845 1996a). ثابت‌های الاستیک سنگ‌های شامل مدول الاستیسیته (E_d) و مدول برشی (G)، نسبت پواسون (ν) و مدول حجمی (K) می‌باشند.



شکل ۲-۲- دستگاه و نحوه انجام آزمایش تعیین سرعت سیر موج در سنگ

بر اساس طبقه‌بندی آنون (۱۹۷۹)، سنگ‌های مختلف بر اساس سرعت سیر موج مطابق جول (۱-۲) طبقه‌بندی می‌شوند.

جدول ۱-۲- طبقه بندی سنگ‌ها بر اساس سرعت سیر موج (آنون ۱۹۷۹)

توصیف سرعت	سرعت سیر موج (m/s)	کلاس
خیلی کم	کمتر از ۲۵۰۰	۱
کم	۲۵۰۰ تا ۳۵۰۰	۲
متوسط	۳۵۰۰ تا ۴۰۰۰	۳
زیاد	۴۰۰۰ تا ۵۰۰۰	۴
خیلی زیاد	بیشتر از ۵۰۰۰	۵

مهمترین عوامل مؤثر بر سرعت سیر موج در سنگ‌ها عبارتند از:

- ۱- نوع سنگ: در سنگ‌های با درجه تراکم بیشتر که اغلب شامل سنگ‌های آذرین و دگرگونی هستند، سرعت عبور امواج بیشتر است.
- ۲- بافت سنگ: سرعت امواج متأثر از اندازه دانه‌های تشکیل دهنده سنگ است به نحوی که به‌طور کلی سرعت در سنگ‌های دانه‌ریز بیشتر از سنگ‌های دانه‌درشت می‌باشد.
- ۳- چگالی: عموماً افزایش چگالی باعث افزایش سرعت امواج می‌گردد و رابطه بین این دو ممکن است خطی یا غیر خطی باشد.

1. Sharma and Singh 2008
2. P-waves
3. Guyander and Denis 1989
4. Kossev 1970

۴- تخلخل: سرعت انتشار امواج با افزایش تخلخل کاهش می‌یابد و این پدیده هم در سنگ خشک و هم در سنگ اشباع شده، صادق است. تجربه نشان داده است که با افزایش تخلخل، سرعت موج برشی به سرعت کاهش می‌یابد.

۵- ناهمسانگردی: زاویه سطوح ناهمسانگردی با راستای سرعت موج، از عوامل مهم تأثیرگذار بر سرعت موج می‌باشد. سرعت موج در امتداد موازی با سطح تورق در هر دو حالت اشباع و رطوبت طبیعی، همواره بیشتر از سرعت عبور امواج در جهت عمود بر این سطح است.

۶- سطح تنش: با افزایش سطح تنش، سرعت نیز افزایش پیدا می‌کند. در تنش‌های کم، افزایش شدید سرعت ناشی از کم شدن خلل و فرج، مسدود شدن ترک‌ها و شکستگی‌های ریز و افزایش تماس مکانیکی دانه‌های تشکیل دهنده همراه است. افزایش سرعت در تنش‌های بالاتر، معلول بروز تغییرات در برخی از ویژگی‌های ذاتی سنگ همچون ایجاد تراکم در شبکه بلورها است.

۷- مقدار رطوبت: مرطوب بودن سنگ معمولاً باعث بالا رفتن سرعت امواج طولی می‌شود ولی از آنجا که امواج عرضی از بخش جامد سنگ عبور می‌کنند، میزان رطوبت تأثیر چندانی روی سرعت آن‌ها ندارد. در صورتی که سنگ کاملاً اشباع فرض شود، سرعت امواج در سنگ‌هایی که تخلخل زیادی دارند، کمتر از سنگ‌هایی است که تخلخل کمی دارند، زیرا که سرعت امواج طولی در آب کم‌تر از سنگ است.

۸- درجه حرارت: معمولاً با افزایش درجه حرارت، سرعت موج و نیز ثابت‌های الاستیک سنگ کاهش می‌یابد.

۲-۳-۲- شاخص دوام- وارفنگی

دوام یک قطعه سنگ تخمینی از قابلیت پایداری آن در برابر عوامل مؤثر در هوازگی است که بستگی به اندازه، شکل، مقاومت، مدت زمان حضور سنگ در برابر عوامل محیطی دارد (Sims, 1991; Bell, 1993). همچنین، این ویژگی معرف قابلیت تخریب سنگ‌های مختلف به صورت تجزیه شیمیایی و شکسته شدن و قطعه قطعه شدن آنها بصورت فیزیکی تحت تأثیر عواملی نظیر پوسته شدن، هیدراسیون، انحلال، اکسیداسیون و سایش می‌باشد (Gupta and Ahmed, 2007) که به شدت متأثر از ترکیب کانی شناسی سنگ‌ها است. آزمایش دوام- وارفنگی ابتدا توسط فرانکلین و چندرا (۱۹۷۱) پیشنهاد شده و سپس توسط انجمن بین‌المللی مکانیک سنگ (ISRM (1981) و استاندارد آمریکایی برای آزمایش مصالح ASTM-D-4644 (1990) به صورت استاندارد درآمده است. برای انجام این آزمایش مطابق با استاندارد ابتدا ۱۰ قطعه ۴۰ تا ۶۰ گرمی از هر نمونه سنگ را طوری تهیه کرده که فاقد گوشه‌های نیز باشند. سپس این نمونه‌ها در دستگاه آزمایش که حاوی یک ظرف آب و یک استوانه مشبک است برای مدت ۱۰ دقیقه و با سرعت ۲۰ دور در دقیقه چرخانده می‌شوند (شکل ۲-۳). قطر سوراخ‌های استوانه مشبک ۲ میلیمتر است. سنگ‌ها در اثر مجاورت با محلول درون ظرف و برخورد با جدار استوانه برخورد با یکدیگر دچار تخریب شده و رسوبات ناشی از تخریب در ته ظرف ته‌نشین می‌شوند. بعد از انجام آزمایش نمونه‌ها را در آون برای مدت ۲۴ ساعت و در دمای ۱۰۵ درجه سانتیگراد خشک کرده و افت وزنی آنها محاسبه می‌شود. افت وزنی نمونه‌ها بعد از انجام هر چرخه از آزمایش تحت عنوان شاخص دوام (Id) در نظر گرفته می‌شود. دمای محلول آزمایش باید ۲۰ درجه سانتیگراد باشد. بر اساس طبقه‌بندی‌های فرانکلین و چندرا (۱۹۷۲) و گمبل (۱۹۷۱)، سنگ‌های مختلف بر اساس شاخص دوام- وارفنگی مطابق جدول‌های (۲-۲) و (۲-۳) رده‌بندی می‌شوند.



شکل ۲-۳- دستگاه آزمایش دوام- وارفنگی سنگ

جدول ۲-۲- طبقه‌بندی سنگ‌ها بر اساس شاخص دوام- وارفنگی (فرانکلین و چاندرایا ۱۹۷۲)

توصیف دوام سنگ	شاخص دوام مرحله دوم (Id_1) (%)
خیلی ضعیف	۰-۲۵
خیلی ضعیف	۲۵-۵۰
متوسط	۵۰-۷۵
کمی با دوام	۷۵-۹۰
با دوام	۹۰-۹۵
خیلی با دوام	۹۵-۱۰۰

جدول ۳-۲- طبقه بندی سنگ‌ها بر اساس شاخص دوام- وارفنگی (گمبل ۱۹۷۱)

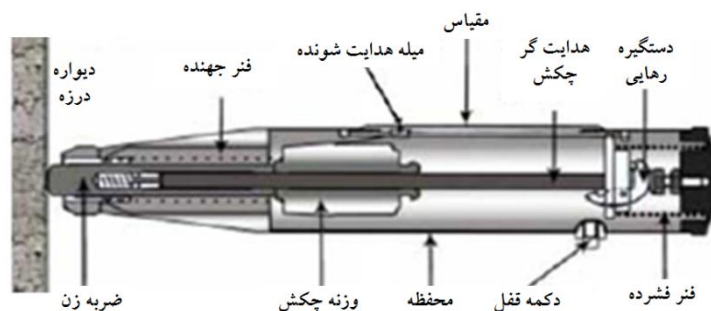
توصیف دوام سنگ	شاخص دوام مرحله دوم (Id_2) (%)
خیلی ضعیف	۰-۳۰
خیلی ضعیف	۳۰-۶۰
متوسط	۶۰-۸۵
کمی با دوام	۸۵-۹۵
با دوام	۹۵-۹۸
خیلی با دوام	۹۸-۱۰۰

۳-۳-۲- سختی بازگشتی اشمیت

امروزه برای تعیین مقاومت فشاری سنگ‌ها در بسیاری از موارد از چکش اشمیت استفاده می‌گردد. استفاده از این وسیله اولین بار توسط یک مهندس سوئیسی به نام ارنست اشمیت (۱۹۸۴)^۱ انجام گرفت و اکنون با نام آزمایش چکش اشمیت شناخته می‌شود که توسط انجمن بین‌المللی مکانیک سنگ (ISRM) (1978) و ASTM-D-5873 (2001) به صورت استاندارد درآمده است. مطابق شکل (۲-۴) چکش اشمیت دارای یک میله فولادی است که در تماس با سطح سنگ یا سطح درزه قرار داده می‌شود. در داخل چکش وزنه‌ای وجود دارد که با مقدار انرژی معینی بر میله فولادی ضربه می‌زند و پس از ضربه زدن، وزنه باز می‌شود و در همین حال، شاخص متصل به وزنه مقدار بازگشت را نشان می‌دهد. در واقع مکانیسم عمل چکش اشمیت استوار بر ضربه زدن یک میله فولادی (سندان) بر روی سطح درزه و بازگشت آن و قرائت عدد مربوطه از روی شاخص چکش می‌باشد. همانگونه که می‌دانیم مقدار عدد قرائت شده در این آزمایش همان فاصله بازگشت وزنه است که بستگی به سختی سطحی دارد که میله فولادی چکش با آن برخورد می‌کند. بر حسب مکانیزم عمل و مقدار انرژی رها شده توسط چکش

1. Schmidt 1984

اشمیت، دو نوع چکش اشمیت وجود دارد که به نام تیپ‌های L و N معروف می‌باشند. انرژی مؤثر چکش اشمیت تیپ L برابر 0.735 نیوتن متر می‌باشد که فقط یک سوم انرژی تأثیر چکش تیپ N که دارای انرژی تأثیر 2.207 نیوتن متر است. عدد بازگشتی را می‌توان توسط منحنی کالیبره موجود در روی چکش به مقاومت فشاری سنگ ارتباط داد. منحنی کالیبره برای مقاومت فشاری در این روش دارای حساسیت بسیار بالایی بوده و تحت تأثیر عوامل متعددی از جمله نوع سنگ، وزن واحد حجم آن، میزان تخلخل، درصد رطوبت، درجه هوازدهی، امتداد قرارگیری چکش نسبت به سطح سنگ در هنگام انجام آزمایش و غیره قرار دارد.



شکل ۲-۴- ساختمان چکش اشمیت

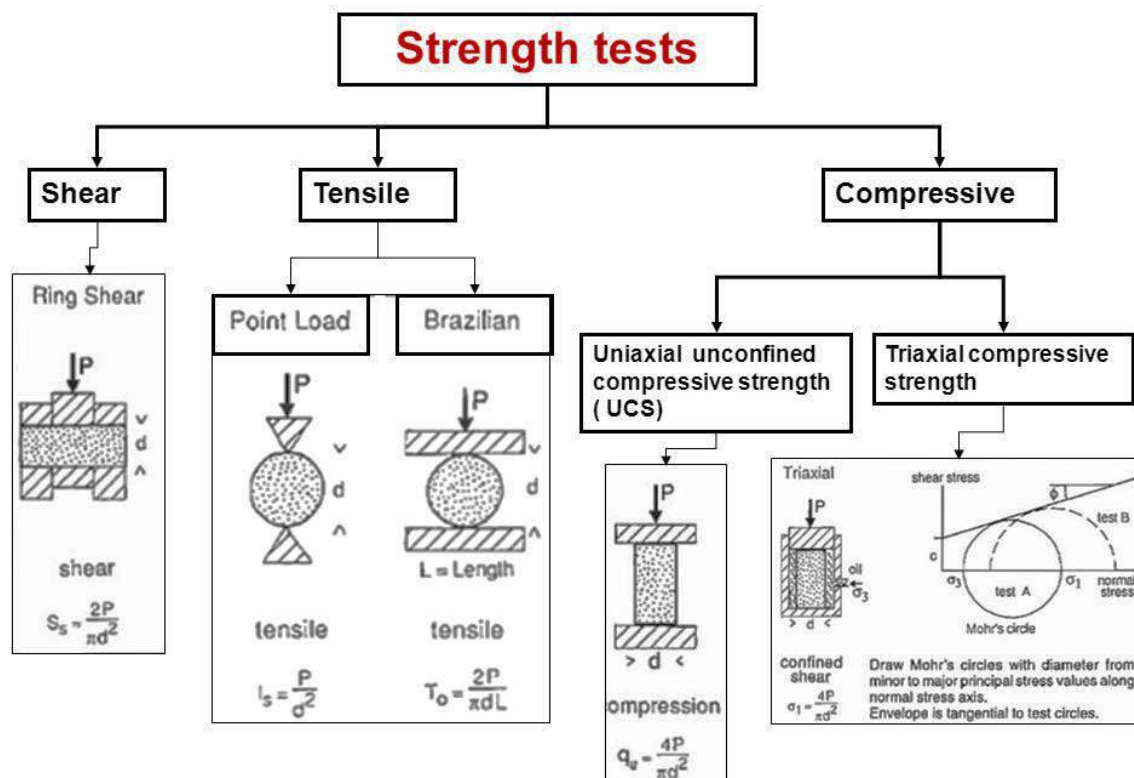
در هنگام استفاده از چکش اشمیت بر روی سطوح درزه سنگ، برای هر نمونه حداقل باید ۲۰ آزمایش انجام شود، سپس نیمی از داده‌ها که دارای کمترین مقدار هستند حذف می‌گردند و از بقیه میانگین‌گیری می‌شود. از آنجایی که جهت بکارگیری چکش اشمیت در حین کاربرد بر روی عدد بازگشتی موثر است، بنابراین بایستی نتایج با توجه به جهت بکارگیری چکش مطابق جدول (۲-۳) تصحیح گردد. برای این منظور مقادیری که در جدول دارای علامت مثبت هستند به مقدار میانگین عدد بازگشتی اضافه شده و مقادیر دارای علامت منفی از مقدار میانگین کسر می‌گردند. اگر زاویه قرارگیری چکش نسبت به سطح افق صفر باشد، یعنی چکش افقی قرار گیرد نیازی به تصحیح عدد بازگشتی نمی‌باشد. همچنین در صورتی که عدد واجهش محاسبه شده مضربی از عدد ۱۰ نبود باید از درونبایی برای محاسبه مقدار تصحیح استفاده نمود.

جدول ۲-۳- تصحیح سختی اشمیت برای واجهش‌های غیر افقی

مقدار تصحیح برای زاویه انحراف				تعداد واجهش (R)
به سمت پائین		به سمت بالا		
-۹۰	-۴۵	+۴۵	+۹۰	
+۳/۲	+۲/۴	-	-	۱۰
+۳/۴	+۲/۵	-۳/۵	-۵/۴	۲۰
+۳/۱	+۲/۳	-۳/۱	-۴/۷	۳۰
+۲/۷	+۲/۰	-۲/۶	-۳/۹	۴۰
+۲/۲	+۱/۶	-۲/۱	-۳/۱	۵۰
+۱/۷	+۱/۳	-۱/۶	-۲/۳	۶۰

۲-۴- ویژگی‌های مکانیکی سنگ بکر

ویژگی‌های مکانیکی سنگ‌ها خواصی می‌باشند که رفتار سنگ‌ها را در برابر نیروهای وارد شده به آنها بررسی می‌کنند. با توجه به ماهیت نیروی اعمال شده به سنگ، این ویژگی‌ها متفاوت هستند. به عبارت دیگر، مقاومت سنگ‌های مختلف در برابر نیروهای دارای ماهیت مختلف، متفاوت می‌باشد. در مکانیک سنگ مقاومت سنگ‌ها در برابر سه نوع از نیروها بیشتر مد نظر می‌باشد که عبارتند از نیروهای فشاری، نیروهای کششی و نیروهای برشی. بنابراین سه گروه آزمایشات فشاری، کششی و برشی که در شکل (۲-۵) ارائه شده‌اند بیشتر مورد استفاده قرار می‌گیرد.



شکل ۲-۵- مهمترین آزمایشات مقاومتی مورد استفاده در مکانیک سنگ

از آنجایی که به منظور انجام آزمایشات مختلف بر روی نمونه‌های بکر نیاز به رعایت پاره‌ای از ضوابط می‌باشد لذا به هنگام نمونه برداری و یا تهیه نمونه‌های مورد نظر بر اساس استاندارد^۱ ISRM نیاز است که دقت نظر و توجه کافی به هنگام انتخاب یا تهیه نمونه صورت گیرد. همچنین در کارهای صحرایی باید سعی لازم در انتخاب بهترین نمونه و تفکیک لیتولوژی توده سنگ به بخش‌های با شرایط مشخص لیتولوژی صورت گرفته و سپس از هر تیپ خاص سنگ، نمونه‌های لازم انتخاب و جهت انجام آزمایشات مورد نیاز به آزمایشگاه حمل گردند.

۲-۴-۱- مقاومت فشاری تک‌محوری

آزمایش مقاومت فشاری تک‌محوری یا نامحور^۲ مرسوم‌ترین آزمون آزمایشگاهی برای مطالعه ویژگی‌های مکانیکی سنگ بکر می‌باشد که با وجود ظاهری ساده، انجام دقیق آن بسیار مشکل است. این آزمایش به عنوان آزمایش پایه در اکثر

1. International Society for Rock Mechanics (ISRM)
2. Uniaxial or Unconfined Compressive Strength (UCS)

پروژه‌های مهندسی انجام گرفته و بندرت اتفاق می‌افتد که در پروژه‌های مقاومت فشاری تک‌محوری مورد نیاز نباشد. اگر چه این آزمایش عمدتاً به عنوان شاخصی برای مقایسه سنگ‌ها شناخته می‌شود، لیکن کاربردهای وسیع دیگری نیز در حل مسائل عملی مکانیک‌سنگ پیدا کرده است. همچنین مقاومت فشاری ماده‌سنگ یا سنگ‌بکر به عنوان یک پارامتر اصلی در اکثر سیستم‌های طبقه‌بندی مهندسی توده‌سنگ نیز مورد توجه قرار گرفته است. مقاومت فشاری تک‌محوری سنگ‌بکر، حد بالای مقاومت توده‌سنگ است.

آزمایش مقاومت فشاری تک‌محوری بر روی مغزه‌های استوانه‌ای شکل انجام می‌شود. برای انجام این آزمایش از دستگاه آزمایشی که در واقع جک اعمال نیروی فشاری است استفاده می‌گردد. شکل (۲-۶) نمونه‌ای از دستگاه آزمایش مقاومت فشاری تک‌محوری و نحوه انجام این آزمایش را نشان می‌دهد. مقدار عددی مقاومت فشاری تک‌محوری از تقسیم حداکثر بار وارد بر نمونه توسط دستگاه آزمایش به سطح مقطع اولیه آن و از طریق رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\sigma_c = \frac{F}{A} \quad (۱۱-۲)$$



شکل ۲-۶- نمونه‌ای از دستگاه آزمایش مقاومت فشاری تک‌محوری و نحوه انجام آزمایش

با انجام آزمایش مقاومت فشاری تک‌محوری می‌توان مدول الاستیسیته و یا مدول یانگ^۱ و نسبت پواسون^۲ نمونه سنگ را محاسبه نمود. طبق تعریف مدول الاستیسیته نسبت تغییرات تنش به تغییرات کرنش محوری نمونه می‌باشد. برای اندازه‌گیری تغییرات کرنش نمونه در آزمایش مقاومت فشاری تک‌محوری باید بر روی نمونه گیج‌های اندازه‌گیری کرنش^۳ یا تغییرشکل نصب نمود. این گیج‌ها قادرند تغییر شکل نمونه را در جهت محوری و قطری اندازه‌گیری کنند. مدول الاستیسیته از طریق رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \quad (۱۲-۲)$$

نسبت پواسون، نسبت تغییرشکل قطری به تغییرشکل محوری نمونه می‌باشد که یک پارامتر بدون بعد بوده و از طریق رابطه زیر قابل محاسبه است:

1. Young or elasticity modulus
2. Poisson ratio
3. Strain gauge

$$v = \frac{\Delta \varepsilon_d}{\Delta \varepsilon_a} \quad (۱۳-۲)$$

آزمایش تعیین مقاومت فشاری تک‌محوری سنگ‌ها معمولاً طبق استانداردهای ASTM-D-2938 و ISRM (1979) صورت می‌گیرد. جزئیات این استانداردها به منظور تهیه نمونه و انجام آزمایش مقاومت فشاری تک‌محوری سنگ‌ها در جدول (۱-۲) ارائه شده است.

جدول ۲-۱- جزئیات استانداردهای ISRM (1979) و ASTM-D-2938 (1995)

برای تعیین مقاومت فشاری تک‌محوری سنگ

استاندارد	ISRM	ASTM-D-2938
شکل نمونه	استوانه‌ای	استوانه‌ای
حداقل قطر نمونه (D)	۵۴ mm	۴۷ mm
نسبت ارتفاع به قطر نمونه (L/D)	۲/۵-۳	۲- ۲/۵
انحراف از قائم سطوح انتهایی نسبت به محور بارگذاری	۰/۰۰۱ Rad	۰/۲۵ °
حداکثر ناصافی سطوح انتهایی نمونه	۰/۰۲ mm	۰/۰۲۵ mm
حداکثر ناهمواری سطوح جانبی	۰/۳ mm	۰/۵ mm
دقت اندازه‌گیری ارتفاع (H)	۱ mm	-
دقت اندازه‌گیری قطر (D)	۰/۱ mm	-
قطر صفحات بارگذاری (D _p)	D ≤ D _p ≤ D+۲	D ≤ D _p ≤ ۲D
حداکثر ضخامت صفحات بارگذاری	D/۳ یا ۱۵mm	-
سختی صفحات بارگذاری	۵۸	۵۸
حداکثر زبری صفحات بارگذاری	۰/۰۰۵ mm	۰/۰۱۳ mm صفحات نو ۰/۰۲۵ mm صفحات در حال کار
نرخ بارگذاری	۰/۵ - ۱ MPa/s	-
زمان شکستن نمونه	۵ - ۱۰ دقیقه	۵ - ۱۵ دقیقه
حداقل تعداد نمونه	۵	۱۰

عوامل موثر بر مقاومت فشاری تک‌محوری را می‌توان به سه دسته عوامل داخلی یا ذاتی، عوامل آزمایشگاهی و عوامل محیطی طبقه‌بندی نمود. عوامل داخلی وابسته به خصوصیات ذاتی سنگ بوده، در حالی که عوامل آزمایشگاهی و محیطی بستگی به روش آزمایش، دستگاه آزمایش، شرایط محیط و مهارت شخص آزمایش کننده دارند. این عوامل شامل موارد زیر می‌باشند:

- ۱- عوامل داخلی یا ذاتی: ترکیب کانی‌شناسی، چگالی و تخلخل، ابعاد و شکل دانه‌های سنگ و ناهمسانگردی
 - ۲- عوامل آزمایشگاهی: تأثیر سطوح انتهایی نمونه و صفحات بارگذاری، اندازه نمونه، شکل نمونه (نسبت ارتفاع به قطر نمونه L/D)، سرعت بارگذاری، سفتی ماشین آزمایش، چرخه‌های بارگذاری
 - ۳- عوامل محیطی: درصد رطوبت نمونه، نوع سیال منفذی و درجه حرارت محیط
- مقاومت فشاری تک‌محوری یک پارامتر بسیار مهم برای طبقه‌بندی سنگ‌بکر می‌باشد. استاپلدون (۱۹۷۱)^۱ و ISRM 2007 یک طبقه‌بندی برای سنگ‌بکر بر مبنای مقاومت فشاری تک‌محوری ارائه نموده‌اند که در جدول (۲-۲) ارائه شده است.

جدول ۲-۲- طبقه‌بندی سنگ‌بکر بر مبنای مقاومت فشاری تک‌محوری

(استاپلدون ۱۹۷۱ و ISRM 2007)

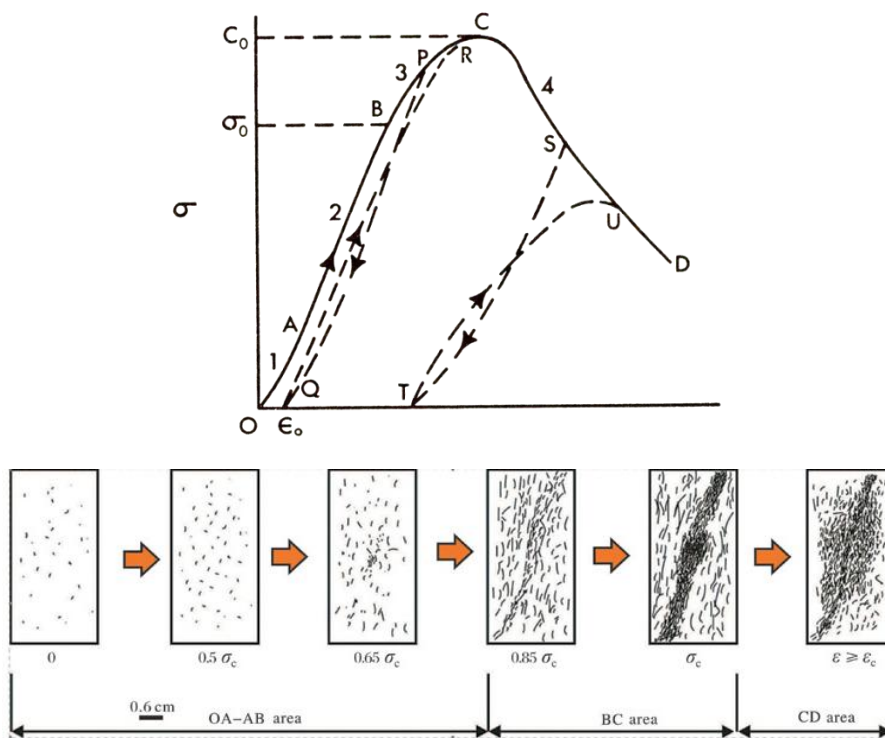
توصیف	نشانه	مقاومت فشاری تک‌محوری (MPa)
فوق العاده ضعیف	EW	۰/۲۵-۱
خیلی ضعیف	VW	۱-۵
ضعیف	W	۵-۲۵
متوسط	MS	۲۵-۵۰
قوی	S	۵۰-۱۰۰
خیلی قوی	VS	۱۰۰-۲۵۰
فوق العاده قوی	ES	> ۲۵۰

۲-۴-۱-۱- منحنی کامل تنش- کرنش سنگ

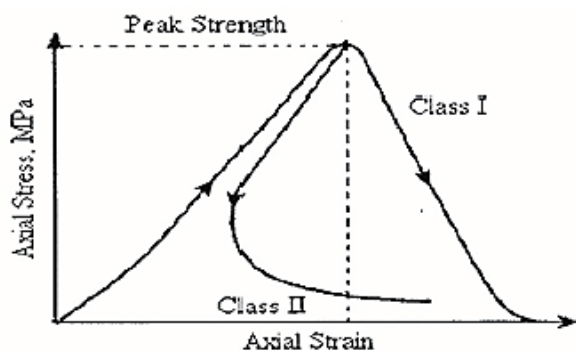
حاصل انجام آزمایش مقاومت فشاری تک محوری، منحنی تنش- کرنش می‌باشد که تصویر کلی آن در سنگ‌ها در شکل (۲-۷) نمایش داده شده است. این منحنی از قسمت‌های زیر تشکیل شده است:

- ۱- نقطه O: نقطه شروع آزمایش است. در این نقطه تنش و کرنش هر دو صفر می‌باشند.
- ۲- قسمت OA: منحنی در این قسمت دارای شیب افزایشی است. این بدان معنی است که به افزایش تغییرشکل نرخ افزایش تنش افزایش می‌یابد. این موضوع به دلیل بسته شدن تخلخل نمونه سنگ است.
- ۳- قسمت AB: در این قسمت منحنی دارای شیب ثابت است و این یعنی اینکه نرخ افزایش کرنش ثابت است و رفتار سنگ حالت الاستیک دارد. شیب این قسمت از منحنی معرف مدول الاستیسیته سنگ می‌باشد.
- ۴- نقطه B: این نقطه، نقطه تسلیم^۱ نمونه نامیده می‌شود. در این نقطه رفتار نمونه از حالت الاستیک به حالت پلاستیک تغییر می‌یابد.
- ۵- قسمت BC: در این قسمت منحنی دارای شیب کاهشی است و این یعنی اینکه نرخ افزایش کرنش کاهش می‌یابد. رفتار سنگ در این قسمت حالت پلاستیک دارد.
- ۶- نقطه C: نقطه حداکثر تحمل تنش نمونه یا نقطه پیک است. تصویر این نقطه در روی محور تنش در واقع همان مقاومت فشاری تک‌محوری سنگ می‌باشد.
- ۷- قسمت CD: این قسمت معرف رفتار بعد از شکست یا گسیختگی نمونه است. بعد از نقطه پیک مقاومت، ممکن است سنگ‌ها یکی از دو رفتار زیر را از خود نشان دهند (شکل ۲-۸):
 - حالت شکل پذیر^۲: به ماده ای اطلاق می‌شود که تحت شرایطی بتواند دگر شکلی پایداری را بدون از دست دادن قابلیت تاب آوری خود در زیر بار تحمل کند.
 - حالت شکننده^۴: به ماده‌ای اطلاق می‌شود که تحت شرایطی قابلیت تاب آوری آن در زیر بار با افزایش دگر شکلی کاهش یابد.

1. Stapeldoun 1971
 2. Yeild point
 3. Ductile
 4. Brittle



شکل ۲-۷- منحنی کلی تنش- کرنش سنگ‌ها و رفتار نمونه در مراحل مختلف بارگذاری



شکل ۲-۸- رفتار سنگ‌ها بعد از نقطه پیک مقاومت

۲-۴-۱-۳- رده بندی سنگ‌ها بکر بر اساس شکل منحنی تنش- کرنش

بر اساس شکل منحنی تنش- کرنش، سنگ‌های به شش گروه مختلف مطابق شکل (۲-۹) طبقه‌بندی می‌شوند. این شش گروه عبارتند از:

گروه اول، رفتار الاستیک: منحنی تنش- کرنش این گروه از سنگ‌ها به شکل یک خط مستقیم و دارای شیب ثابت است که تا نقطه مقاوم نهایی ادامه دارد. وقوع شکست در این سنگ‌ها به صورت انفجاری رخ می‌دهد. این گروه شامل بازالت، دیاباز، کوارتزیت و دولومیت‌ها و سنگ آهک‌های مقاوم که رفتار ترد و شکننده دارند، می‌باشد.

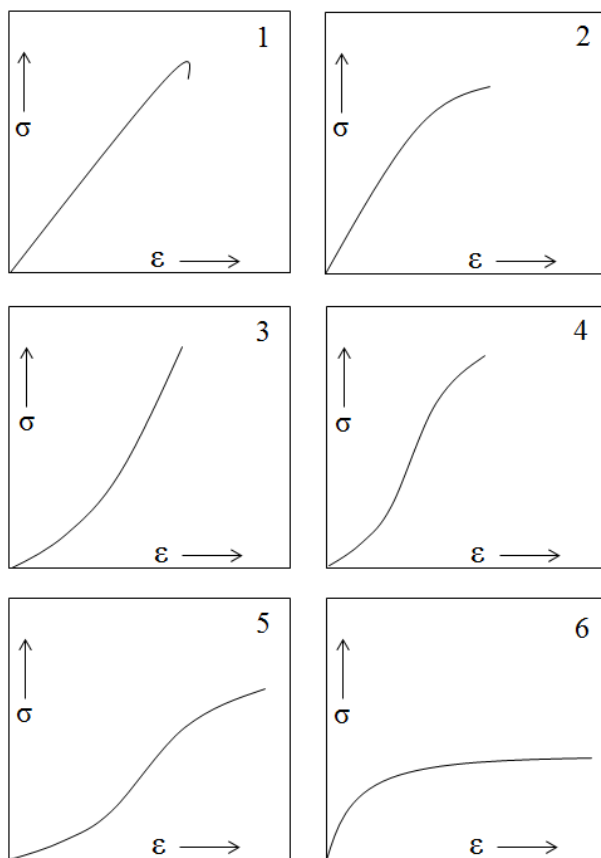
گروه دوم، رفتار الاستیک- پلاستیک: منحنی تنش- کرنش این گروه از سنگ‌ها ابتدا خط مستقیم و با ادامه بارگذاری حالت غیرخطی به خود می‌گیرد. این رفتار خاص آهک‌های سست و توف می‌باشد.

گروه سوم، رفتار پلاستیک-الاستیک: منحنی تنش- کرنش این گروه از سنگ‌ها در ابتدا به صورت منحنی است و با ادامه بارگذاری حالت خطی پیدا می‌کند. این رفتار در ماسه‌سنگ، گرانیت، و سنگ‌های ناهمسانگردی مانند اسلیت، فیلیت و شیست که در جهت موازی بر سطوح ناهمسانگردی آنها مغزه‌گیری شده است مشاهده می‌شود.

گروه چهارم، رفتار پلاستیک-الاستیک- پلاستیک: منحنی تنش- کرنش این گروه از سنگ‌ها به صورت S ایستاده است. یعنی در ابتدای بارگذاری به صورت منحنی است و با ادامه بارگذاری حالت خطی و مجدداً حالت منحنی به خود می‌گیرد. این نوع رفتار در گنیس و مرمر دیده می‌شود.

گروه پنجم، رفتار رفتار پلاستیک-الاستیک- پلاستیک: منحنی تنش- کرنش این گروه از سنگ‌ها به صورت S خوابیده است. یعنی در ابتدای بارگذاری به صورت منحنی است و با ادامه بارگذاری حالت خطی و مجدداً حالت منحنی به خود می‌گیرد. این نوع رفتار در سنگ‌های ناهمسانگردی مانند اسلیت، فیلیت و شیست که در جهت عمود بر سطوح ناهمسانگردی آنها مغزه‌گیری شده است مشاهده می‌شود.

گروه ششم، رفتار الاستیک- پلاستیک- خزش: منحنی تنش- کرنش این گروه از سنگ‌ها ابتدا خط مستقیم و با ادامه بارگذاری حالت غیرخطی و در نهایت حالت تقریباً افقی به خود می‌گیرد. این رفتار خاص سنگ‌های تبخیری مانند سنگ گچ و سنگ نمک است که در ابتدای بارگذاری رفتار الاستیک و در ادامه رفتار پلاستیک و در نهایت رفتار وابسته به زمان و تحت تنش ثابت از خود بروز می‌دهند.

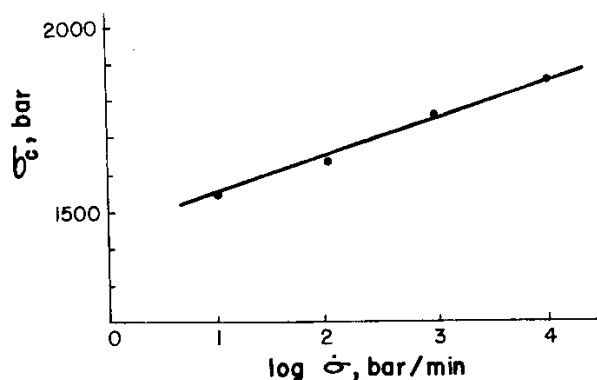


شکل ۲-۹- انواع منحنی تنش- کرنش در سنگ‌ها

۲-۴-۱-۳- تاثیر زمان بر رفتار مکانیکی سنگ

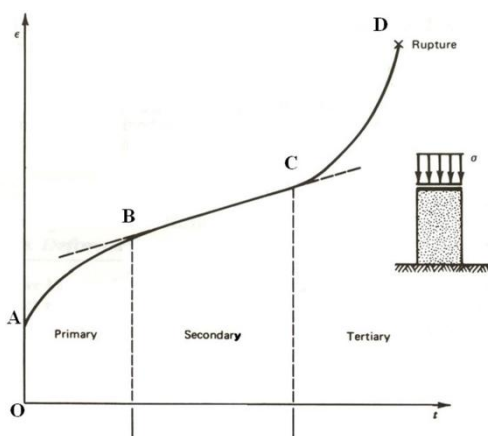
تاثیر زمان بر رفتار مکانیکی سنگ‌ها را می‌توان در دو قسمت مجزا و به شرح زیر مطالعه نمود:

۱- سرعت بارگذاری^۱: با افزایش سرعت بارگذاری مقاومت سنگ‌ها افزایش می‌یابد. همانطور که در شکل (۲-۱۰) نمایش داده شده است با افزایش سرعت اعمال بار به نمونه، مقاومت فشاری تک محوری به صورت خطی افزایش می‌یابد.



شکل ۲-۱۰- تغییرات مقاومت فشاری تک محوری با افزایش سرعت اعمال بار به نمونه

۲- خزش^۲: تغییر شکل پیوسته و آهسته سنگ‌ها تحت تنش ثابت در طول زمان خزش نامیده می‌شود. در شکل (۲-۱۱) منحنی خزش سنگ‌ها ارائه شده است.



شکل ۲-۱۱- منحنی خزش سنگ‌ها

۲-۴-۱-۳- انواع مدول‌های الاستیسیته

بر اساس شکل (۲-۱۲) انواع مدول‌های الاستیسیته در سنگ‌ها به شرح زیر است:

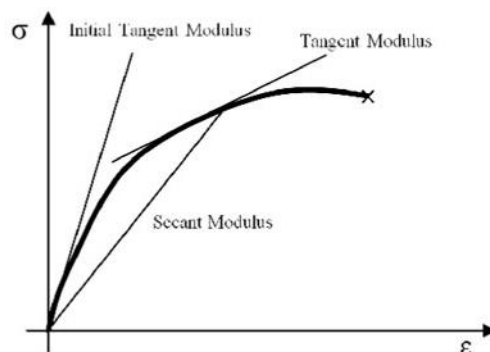
۱- مدول الاستیسیته مماسی^۱: اگر در هر نقطه از منحنی تنش کرنش مماسی بر منحنی رسم شود شیب خط مزبور بعنوان مدول مماسی در آن نقطه تعریف می‌شود. معمولاً برای مقایسه، مدول مماسی در نقطه ۵۰ درصد مقاومت نهایی سنگ مورد استفاده قرار می‌گیرد.

1. Rate of loading
2. Creep

۲- مدول متقاطع^۲: چنانچه از مبدا مختصات پاره خطی به هر نقطه از منحنی تنش- کرنش شیب خط بدست آمده به عنوان مدول متقاطع در نظر گرفته می‌شود.
نامیده می‌شود.

۳- مدول متوسط^۳: شیب قسمت مستقیم الخط منحنی تنش- کرنش می‌باشد.

۴- مدول اولیه^۴: اگر از مبدا مختصات پاره خطی به منحنی تنش- کرنش مماس شود، شیب خط بدست آمده به عنوان مدول اولیه در نظر گرفته می‌شود.



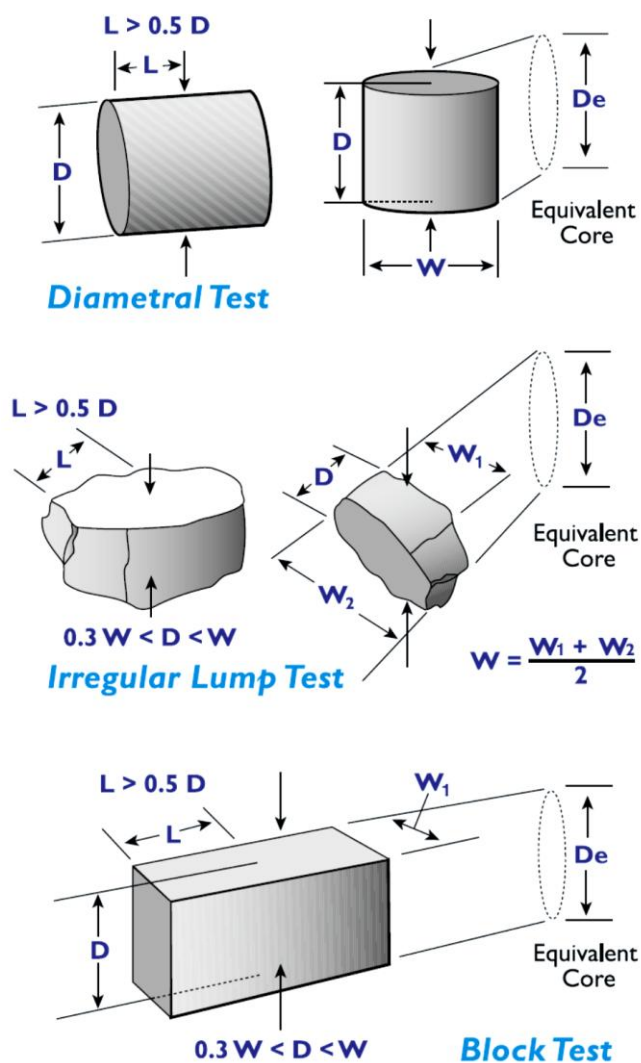
شکل ۲-۱۲- انواع مدول‌های الاستیسیته در سنگ‌ها

۲-۴-۲- مقاومت بار نقطه‌ای

امروزه آزمایش بار نقطه‌ای^۵ به‌عنوان استاندارد برای تعیین مقاومت فشاری تک‌محوری و طبقه‌بندی سنگ‌بکر بکار می‌رود. این آزمایش علاوه بر تخمین مناسبی که اغلب موارد از مقاومت فشاری تک‌محوری به دست می‌دهد از مزایای مختلفی از جمله موارد زیر برخوردار است.

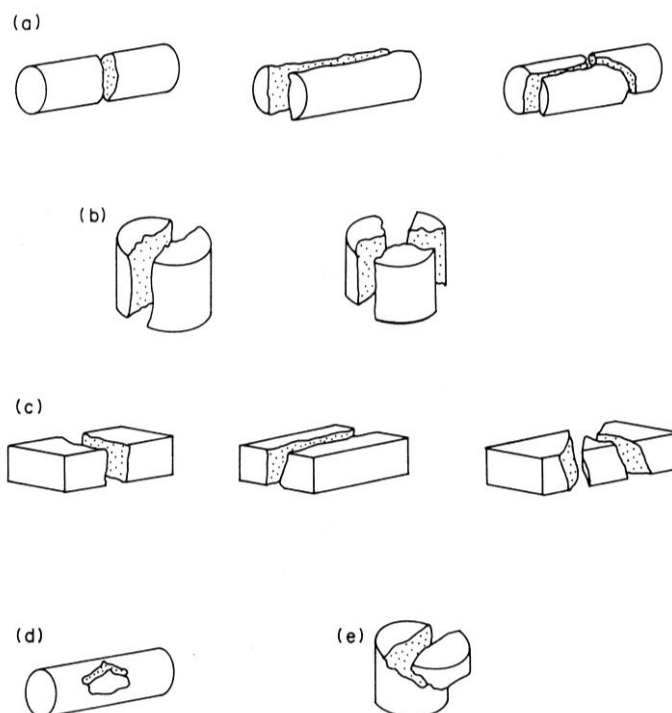
- ۱- در این آزمایش اعمال نیروی کمتری لازم است، در نتیجه دستگاه آزمایش کوچک و قابل حمل می‌باشد.
 - ۲- هزینه انجام آزمایش کم است و به این دلیل با هزینه ثابت، آزمایش‌های بیشتری می‌توان انجام داد و در نتیجه در مواردی که تنوع سنگ‌شناسی زیاد است، اطلاعات کافی و مناسبی می‌توان بدست آورد.
 - ۳- سنگ‌های خرد شده یا شکسته نیز قابل آزمایش مجدد می‌باشند.
 - ۴- نتایج بدست آمده، پراکندگی کمتری نسبت به آزمایش تک‌محوری نشان می‌دهد، و اندازه‌گیری مقاومت ناهمسانی ساده‌تر است.
- آزمایش مقاومت بار نقطه‌ای به سه روش آزمایش قطری یا مغزه‌ای^۶، آزمایش محوری^۷ و آزمایش فاقد شکل منظم هندسی، بلوکی یا کلوخه‌ای^۸ انجام می‌شود.
- اشکال هندسی نمونه‌ها، جهت انجام آزمایش بار نقطه‌ای در شکل (۲-۱۳) نشان داده شده است.

-
1. Tangent modulus, Et
 2. Secant modulus, Es
 3. Average modulus, Ea
 4. Initial modulus, Ei
 5. Point Load Strength Test
 6. Diametral test
 7. Axial test
 8. Block and irregular lump test



شکل ۲-۱۳- شکل هندسی نمونه ها در آزمایش بار نقطه‌ای

نکته مهمی که در این آزمون باید بدان توجه شود، این است که سطح شکست باید از دو نقطه بارگذاری بگذرد و در غیر این صورت آزمایش باید تکرار شود. شکل (۲-۱۴) حالات مختلف گسیختگی قابل قبول و غیر قابل قبول در آزمایش بارگذاری نقطه‌ای را نشان می‌دهد.



شکل ۲-۱۴- حالات مختلف گسیختگی در آزمایش بارگذاری نقطه‌ای

(a) گسیختگی قابل قبول در آزمایش قطری، (b) گسیختگی قابل قبول در آزمایش محوری، (c) گسیختگی قابل قبول در آزمایش بلوکی، (d) گسیختگی غیرقابل قبول در آزمایش محوری، (e) گسیختگی غیر قابل قبول در آزمایش محوری.

این آزمایش در مرسوم‌ترین شیوه خود روی مغزه‌های سنگی و بصورت قطری انجام می‌گیرد، اما تلاش‌های زیادی صورت گرفته است تا کاربرد این روش برای نمونه‌هایی با شکل‌های دیگر تعمیم داده شود. شاخص مقاومت بار نقطه‌ای از طریق رابطه زیر قابل محاسبه است.

$$I_s = \frac{P}{D_e^2} \quad (14-2)$$

در این رابطه، P بار وارده و D_e قطر مغزه معادل می‌باشد.

برای تعیین مقاومت فشار تک‌محوری با استفاده از شاخص بار نقطه‌ای می‌توان از روابط زیر استفاده نمود:

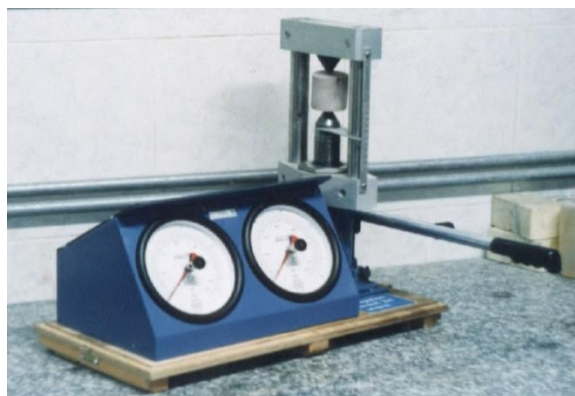
$$\sigma_c = (14 + 0.175D)I_{s(50)} \quad (15-2)$$

در این رابطه، $I_{s(50)} = F \times I_s$ و $F = \left(\frac{D_e}{50}\right)^{\frac{1}{2}}$ می‌باشند که D قطر نمونه بر حسب میلی‌متر و I_s شاخص بار نقطه‌ای^۱

است. برای تعیین مقاومت کششی سنگ‌ها با استفاده از آزمون بار نقطه‌ای می‌توان از رابطه زیر استفاده نمود:

$$\sigma_t = 0.94I_s \quad (16-2)$$

شکل (۱۵-۲) دستگاه آزمایش شاخص بار نقطه‌ای را نشان می‌دهد.



شکل ۲-۱۵- دستگاه آزمایش شاخص مقاومت بار نقطه‌ای

آزمایش شاخص مقاومت بار نقطه‌ای سنگ‌ها مطابق استانداردهای (2007) ISRM و ASTM-D-5731 صورت می‌گیرد که جزئیات این استانداردها در جدول (۲-۳) ارائه شده است. شاخص مقاومت بار نقطه‌ای را می‌توان به عنوان پارامتری در طبقه‌بندی سنگ بکر و همچنین در طبقه‌بندی توده‌سنگ بکار برد. استفاده از این شاخص در طبقه‌بندی توده‌سنگ در بخش طبقه‌بندی ژئومکانیکی (RMR) ارائه خواهد گردید. برای طبقه‌بندی سنگ بکر می‌توان شاخص مقاومت بار نقطه‌ای را بصورتی که در جدول (۲-۴) ارائه شده است بکار برد.

یکی از موارد استفاده از شاخص مقاومت بار نقطه‌ای تعیین مقاومت فشاری تک‌محوری سنگ‌ها می‌باشد. بر اساس مقاومت بار نقطه‌ای و مقاومت فشاری تک‌محوری، طبقه‌بندی دیگری برای سنگ‌ها توسط براش و فرانکلین^۱ (۱۹۷۲) ارائه شده است که مطابق جدول (۲-۵) می‌باشد.

جدول ۲-۳- جزئیات استانداردهای (2007) ISRM و ASTM-D-5731

برای تعیین شاخص بار نقطه‌ای

<p>آزمایش قطری: استوانه‌ای با نسبت</p> $L/D > 1$ <p>آزمایش محوری: استوانه‌ای با نسبت $1/3 < L/D < 1$</p> <p>آزمایش بلوکی و کلوخه‌ای: $1/3 < D/W < 1$</p> <p>تعداد نمونه‌های بلوکی و استوانه‌های حداقل ۱۰ عدد</p> <p>تعداد نمونه‌های کلوخه‌ای حداقل ۲۰ عدد</p>	نمونه‌ها
<p>۱۰ تا ۶۰ ثانیه</p>	مدت انجام آزمایش
$I_s = P/D_e^2$ $I_{s(50)} = F \cdot I_s$ $F = (D_e/50)^{1/2}$ <p>برای آزمایش قطری: $D_e = D$</p> <p>برای سایر آزمایش‌ها: $D_e^2 = (4WD)/\pi$</p>	محاسبات
<p>D: فاصله بین فک‌ها (قطر نمونه)</p> <p>D_e: قطر مغزه معادل</p> <p>L: طول نمونه</p> <p>W: عرض نمونه</p>	علائم

1. Brash and Franklin 1972

جدول ۲-۴- طبقه بندی سنگ بکر بر اساس شاخص مقاومت بار نقطه‌ای

شاخص مقاومت بار نقطه‌ای (MPa)		توصیف	رده سنگ
طبقه بندی بینیاوسکی (۱۹۸۹)	طبقه بندی دیبر (۱۹۶۷)		
> ۸	> ۱۰	مقاومت خیلی بالا	A یا ۱
۴ - ۸	۵ - ۱۰	مقاومت بالا	B یا ۲
۲ - ۴	۲/۵ - ۵	مقاومت متوسط	C یا ۳
۱ - ۲	۱/۵ - ۲/۵	مقاومت پایین	D یا ۴
۰ - ۱	۰ - ۱/۵	مقاومت خیلی پایین	E یا ۵

جدول ۲-۵- طبقه بندی سنگ‌ها بر اساس شاخص بار نقطه‌ای (براش و فرانکلین ۱۹۷۲)

مقاومت فشاری تک محوری (MPa)	شاخص مقاومت بار نقطه‌ای (MPa)	توصیف
> ۱۶۰	> ۱۰	مقاومت شدیداً بالا
۶۰ - ۱۶۰	۳ - ۱۰	مقاومت خیلی بالا
۱۶ - ۶۰	۱ - ۳	مقاومت بالا
۵ - ۱۶	۰/۳ - ۱	مقاومت متوسط
۱/۶ - ۵	۰/۱ - ۰/۳	مقاومت پایین
۰/۵ - ۱/۶	۰/۰۳ - ۰/۱	مقاومت خیلی پایین
< ۰/۵	< ۰/۰۳	مقاومت شدیداً پایین

۲-۴-۳- مقاومت فشاری سه محوری

یکی از مهمترین آزمایش‌های مکانیک سنگ برای پی بردن به رفتار واقعی سنگ در مقابل بارهای وارده در محل، آزمایش مقاومت فشاری سه محوری است. این آزمایش برای محاسبه ظرفیت مجاز باربری پی‌سنگ‌ها، طراحی سدها، مطالعه مکانیزم ایجاد گسل‌ها و چین خوردگی‌ها و حفاری‌های زیرزمینی کاربرد دارد. با انجام این آزمایش، پوش گسیختگی سنگ ترسیم و بر اساس آن پارامترهای مقاومتی سنگ تعیین می‌گردد.

روش معمول در انجام آزمایش تراکمی سه محوری این است که ابتدا نمونه استوانه‌ای شکل سنگ در یک پوشش عایق که سلول هوک نامیده می‌شود، قرار داده می‌شود (شکل ۲-۱۶). سپس فشار محصورکننده را به کل نمونه وارد می‌نمایند (یعنی $\sigma_1 = \sigma_3 = p$). بعد ضمن ثابت نگه داشتن فشار جانبی، بار محوری $\sigma_1 - p$ بر نمونه استوانه‌ای شکل سنگ اعمال می‌شود، تا زمانی که نمونه شکسته می‌شود. معمولاً سیال محصورکننده برای اعمال فشار جانبی، روغن هیدرولیک و غشاء مورد استفاده لاستیک مقاوم به روغن است. وقتی که بار اعمال شده شروع به کاهش نمود و یا به مقدار ثابتی رسید یا اینکه تغییر شکل معین شده حاصل شد، شکست در نمونه اتفاق افتاده است.



شکل ۲-۱۶- نحوه جایگذاری نمونه استوانه‌ای سنگ در سلول هوک

بر اساس روش‌های پیشنهادی (ISRM (2007) روش انجام آزمایش به این ترتیب است که هنگامیکه نمونه در فشار $\sigma_{3(I)}$ به مرحله شکست نزدیک می‌شود با ثابت نگه‌داشتن فشار محوری فشار جانبی را افزایش می‌دهند تا به $\sigma_{3(II)}$ برسد سپس فشار قائم را افزایش می‌دهند تا تحت این شرایط نمونه به مرحله شکست برسد و مجدداً با نزدیک شدن به مرحله شکست، فشار محوری را ثابت نگه داشته، فشار همه جانبه را به $\sigma_{3(III)}$ می‌رسانند و این عمل تا چند مرحله ادامه می‌یابد.

مهمترین عوامل مؤثر بر مقاومت فشاری سه محوری عبارتند از:

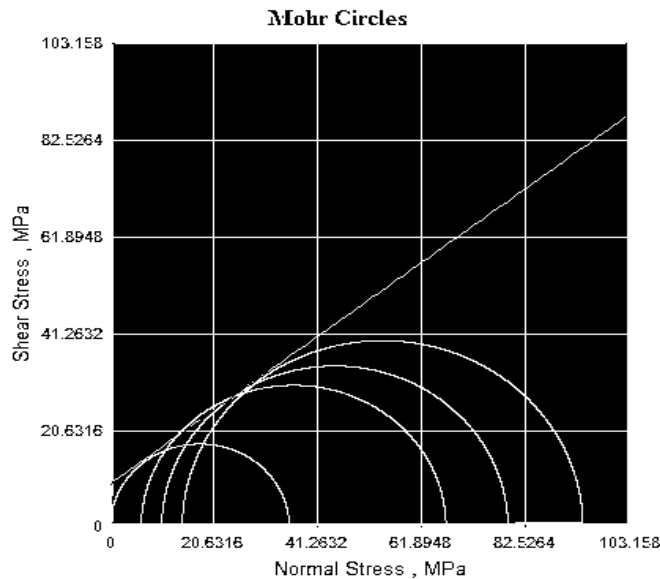
- ۱- فشار جانبی: با افزایش فشار جانبی مقاومت فشاری سنگ افزایش می‌یابد.
 - ۲- فشار منفذی: افزایش فشار منفذی باعث کاهش مقاومت فشاری سنگ می‌گردد.
 - ۳- درجه حرارت: معمولاً درجه حرارت موجب کاهش مقاومت فشاری و افزایش تغییر شکل‌پذیری سنگ می‌شود.
 - ۴- نرخ کرنش: با افزایش سرعت بارگذاری مقاومت سنگ‌ها افزایش می‌یابد.
 - ۵- نسبت ارتفاع به قطر: مقاومت نهایی سنگ‌ها در فشار جانبی ۰/۱ مگاپاسکال شدیداً وابسته به نسبت ارتفاع به قطر می‌باشد، اما در فشارهای جانبی بالا مستقل از این نسبت است.
 - ۶- ترکیب شیمیایی سیال منفذی: تحقیقات نشان داده است که وجود مایعات فعال از نظر شیمیایی، مقاومت سنگ را نسبت به حالتی که از مایع غیرفعال اشباع شده باشد، کاهش می‌دهد.
- مقاومت فشاری سه محوری نمونه از تقسیم حداکثر بار محوری بر مساحت مقطع اولیه نمونه محاسبه می‌گردد:

$$\sigma_1 = \frac{P}{A} \quad (1-5)$$

برای تعیین میزان چسبندگی (c) و زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) به دو طریق می‌توان عمل کرد:

- ۱- استفاده از دواير موهر و پوش گسیختگی موهر- کولمب:

در این روش ابتدا دواير موهر مربوط به آزمایش‌های انجام شده رسم می‌گردد. این دواير برای هر آزمایش به مرکز $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ و به شعاع $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ در یک دستگاه مختصات تنش برشی - تنش عمودی ترسیم شده و سپس بهترین خط ممکن به این دواير مماس می‌گردد (شکل ۲-۱۷). اگر پوش به صورت خطی مستقیم باشد، زاویه این خط با افق زاویه اصطکاک و عرض از مبدا آن چسبندگی سنگ (c) می‌باشد. چنانچه منحنی پوش غیر خطی باشد، برای تعیین c و ϕ لازم است که در نقطه تماس پوش با هر دایره موهر خطی به پوش مماس شده و زاویه شیب و عرض از مبدا آن بعنوان c و ϕ در نظر گرفته شود. بدین ترتیب برای هر فشار جانبی یک چسبندگی و یک زاویه اصطکاک داخلی مجزا خواهیم داشت. عبارتی در این موارد c و ϕ به سطح تنش عمودی یا تنش جانبی بستگی دارد.



شکل ۲-۱۷- دایره موهر در آزمایش سه محوری

۲- استفاده از نمودار $(\sigma_1 - \sigma_3)$:

در این روش فشار جانبی و مقادیر مقاومت مربوط به هر یک از فشارهای جانبی در نموداری به صورت نقاط مجزا پیاده می‌شود. پوش مقاومت $(\sigma_1 - \sigma_3)$ از برازش منحنی بر این نقاط بدست می‌آید. این منحنی ممکن است خطی بوده و یا بتوان آنرا به چند قسمت خطی تقسیم نمود. بدین ترتیب شیب (m) و عرض از مبدا (b) هر قسمت خطی مشخص می‌باشد. با داشتن پارامترهای m و b می‌توان طبق تئوری شکست کولمب مقادیر c و ϕ را از روابط زیر تعیین نمود:

$$\phi = \arcsin \frac{m-1}{m+1} \quad (2-5)$$

$$c = b \frac{1 - \sin \phi}{2 \cos \phi} \quad (3-5)$$

۲-۴-۴- مقاومت کششی

مقاومت کششی عبارت است از حداکثر تنش کششی که یک ماده می‌تواند تحمل نماید تا به مرحله گسیختگی برسد. اطلاع از رفتار سنگ‌ها در کشش و میزان مقاومت کششی آنها، در تحلیل پایداری سقف و کف فضاهای زیرزمینی، بررسی پایداری شیروانی‌های سنگی، در زونهای کششی و همچنین حفاری و آتشکاری اهمیت بسیاری دارد. بطور کلی آگاهی از مقاومت کششی سنگ‌ها، یکی از پیش شرط‌های مهم موفقیت در طراحی معادن، تونل‌ها، شیروانی‌ها و کنترل مؤثر لایه‌ها و طبقات زمین می‌باشد و ما را در درک مکانیسم‌های خرابی در چنین حالاتی یاری می‌کند.

سنگ‌ها و بطور کلی تمامی مواد شکننده، ذاتاً در کشش بسیار ضعیف‌تر از فشار عمل می‌کنند. بدین ترتیب علت وقوع اکثر گسیختگی‌ها و ریزش‌ها در معادن، تونل‌ها، مغارها و سایر سازه‌های مهندسی، ایجاد تنش‌های کششی در آنها می‌باشد. این پدیده اهمیت شناخت مکانیسم‌های گسیختگی کششی و نحوه تحلیل و مقابله با آنها را بخوبی آشکار می‌سازد. روش‌های متنوعی برای اندازه‌گیری مقاومت کششی سنگ‌ها ابداع شده‌است که به طور کلی می‌توان آنها را به دو نوع آزمایش کشش مستقیم و آزمایش‌های کششی غیر مستقیم تقسیم نمود.

بهترین روش اندازه‌گیری مقاومت کششی سنگ، کشیدن مستقیم آن می‌باشد که آزمایش کشش مستقیم یا کشش تک‌محوری نامیده می‌شود. روش انجام این آزمایش مشابه آزمایش مقاومت فشاری تک محوری است با این تفاوت که به جای استفاده از نیروی فشاری، نیروی کششی به نمونه اعمال می‌شود. انجام دقیق آزمایش کشش مستقیم با مشکلات فراوان و صرف هزینه‌های زیاد همراه است که استفاده از آنرا به‌عنوان یک روش آزمایشگاهی متداول، محدود نموده است. به همین دلیل برای تعیین مقاومت کششی سنگ‌ها معمولاً از روش‌های غیر مستقیم و بخصوص آزمایش برزیلی^۱ و آزمایش مقاومت خمشی استفاده می‌شود. به‌منظور انجام آزمایش برزیلی، از دستگاه آزمایش مقاومت بار نقطه‌ای استفاده می‌شود با این تفاوت که فک‌های دستگاه قوسی شکل می‌باشند. در این روش، نمونه قرصی شکل سنگ در داخل دو فک دستگاه تحت فشار قرار می‌گیرد و در جهت عمود بر محور فشار نمونه تحت کشش است. با اندازه‌گیری حداکثر نیروی وارده و مشخص بودن قطر و ضخامت نمونه، مقاومت کششی آن قابل محاسبه است. در شکل (۲-۱۱) فک‌های دستگاه آزمایش مقاومت کششی برزیلی و در جدول (۲-۱۸) مقایسه استانداردهای (2007) ISRM و ASTM-D-3967 برای انجام این آزمایش ارائه شده است.



شکل ۲-۱۸- فک‌های دستگاه آزمایش تعیین مقاومت کششی به روش برزیلی

جدول ۲-۶ - پارامترهای مؤثر در استانداردهای (2007) ISRM و ASTM-D-3967 برای آزمایش کشش غیر مستقیم (برزیلی)

پارامتر	ISRM	ASTM-D-3967
قطر نمونه (mm)	۵۴	۴۲/۲
نسبت ضخامت به قطر نمونه	۰/۵	۰/۵ - ۰/۷۵
دقت اندازه‌گیری ابعاد نمونه	-	۰/۲۵
حداکثر زبری سطح جانبی	۰/۰۲۵	۰/۵
حداکثر زبری سطوح انتهایی	۰/۲۵	-
انحراف از قائم سطوح انتهایی (درجه)	۰/۲۵	۰/۵
سطوح بارگذاری	قوسی	مسطح یا قوسی
مدت زمان آزمایش	۱۵ - ۳۰ ثانیه	۱۰ دقیقه
سرعت بارگذاری	۲۰۰ N/S	۵۰۰ - ۳۰۰۰ Psi / min
تعداد نمونه‌ها	۱۰	۱۰
رابطه محاسبه مقاومت کششی غیر مستقیم	$\sigma_t = 0.636 P/Dt$	$\sigma_t = 2P / \pi Dt$

۲-۵- طبقه‌بندی مهندسی سنگ بکر

به‌منظور طبقه‌بندی مهندسی سنگ بکر، معمولاً از روش‌های پیشنهادی دیبر و میلر (۱۹۶۶)^۱ و پروتودیاکونوف (۱۹۲۶)^۲ استفاده می‌شود.

۲-۵-۱- طبقه‌بندی دیبر و میلر

دیبر و میلر (۱۹۶۶) برای سنگ‌بکر، رده‌بندی ارائه نمودند که اساس آن بر دو ویژگی مهم سنگ‌ها استوار است. این دو ویژگی عبارتند از:

۱- مقاومت فشاری تک‌محوری

۲- مدول الاستیسیته یا مدول دگر شکلی^۳

از نظر مقاومت فشاری تک‌محوری، سنگ‌ها در یکی از گروه‌های جدول (۲-۷) قرار می‌گیرند.

جدول ۲-۷- حدود مقادیر مقاومت فشاری تک‌محوری برای رده‌بندی سنگ‌ها

گروه	توصیف مقاومت	مقاومت فشاری تک‌محوری	
		پوند بر اینچ مربع (PSI)	کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع
A	خیلی زیاد	>۳۲۰۰۰	>۲۲۵۰
B	زیاد	۱۶۰۰۰-۳۲۰۰۰	۱۱۲۵-۲۲۵۰
C	متوسط	۸۰۰۰-۱۶۰۰۰	۵۶۲-۱۱۲۵
D	کم	۴۰۰۰-۸۰۰۰	۲۸۱-۵۶۲
E	خیلی کم	<۴۰۰۰	<۲۸۱

در طبقه‌بندی دیبر و میلر (۱۹۶۶) بجای استفاده مستقیم از مدول الاستیسیته، از نسبت مدولی (M_R)^۴ استفاده می‌گردد که عبارت است از:

$$M_R = \frac{E}{\sigma_c} \quad (۲-۱۷)$$

در این رابطه، E مدول الاستیسیته مماسی و σ_c مقاومت فشاری تک‌محوری سنگ می‌باشند. در این رده‌بندی، بر اساس نسبت مدولی، سنگ‌ها مطابق جدول (۲-۸) طبقه‌بندی می‌شوند.

جدول ۲-۸- رده بندی مهندسی سنگ بکر براساس نسبت مدولی

گروه	توصیف	نسبت مدولی (M_R)
H	بالا	> ۵۰۰
M	متوسط	۲۰۰-۵۰۰
L	پایین	< ۲۰۰

1. Deer and Miller 1966
2. Protodiakonov 1926
3. Elastisityt or deformability modulus
4. Modulus Ratio, MR

در طبقه‌بندی دیپیر و میلر (۱۹۶۶)، مدول الاستیسیته با انجام آزمایش مقاومت فشاری تک‌محوری تعیین می‌گردد. همچنین می‌توان مدول الاستیسیته سنگ‌ها را از طریق رابطه تجربی زیر نیز محاسبه نمود (دیپیر ۱۹۶۶):

$$E_t = 0.19 \times H_s \times \gamma_d^2 - 7.87 \quad (18-2)$$

در این رابطه، E_t مدول الاستیسیته مماسی سنگ بر حسب گیگاپاسکال، H_s سختی بازگشتی اشمیت است که از طریق استفاده از چکش اشمیت قابل اندازه‌گیری است و γ_a وزن واحد حجم سنگ بر حسب گرم بر سانتیمتر مکعب می‌باشد.

۲-۵-۲- طبقه‌بندی پروتودیاکونف (۱۹۲۶)

معیار رده‌بندی سنگ‌ها در روش پروتودیاکونف (۱۹۲۶) فقط مقاومت فشاری ماکزیموم نمونه‌های سنگ است، این مقاومت فشاری ماکزیموم، نسبت به مقاومت رس متراکم (که مقاومت آن به عنوان واحد انتخاب شده) سنجیده شده است. هر واحد مقاومت معادل تنش فشاری 100 Kg/cm^2 می‌باشد و ضریب مقاومت^۱ عبارت است از:

$$f_i = \frac{\sigma_c}{100} \quad (19-2)$$

به منظور انجام رده‌بندی پروتودیاکونف می‌توان از یک روش اصلاح شده استفاده نمود. در این روش شاخص مقاومت نمونه سنگ (f_i) از روی میزان مقاومت فشاری تک‌محوری نمونه سنگ (σ_c) بر حسب Kg/cm^2 و با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌گردد.

$$f_i = \frac{\sigma_c}{300} + \sqrt{\frac{\sigma_c}{30}} \quad (20-2)$$

در واقع طبقه‌بندی پروتودیاکونف، سنگ‌ها را بر اساس f_i به ۱۶ گروه تقسیم می‌کند، ولی از آنجائیکه رده‌بندی‌های متداول دیگر، نمونه سنگ‌ها را به ۵ تپ از A تا E تقسیم نموده‌اند، لذا به جهت انطباق بیشتر روش پروتودیاکونف با این رده‌بندی‌ها، این ۱۶ گروه به ۵ گروه تلفیق گردیده و در واقع اصلاح شده است که در جدول (۲-۹) ارائه شده است.

جدول ۲-۹- رده‌بندی مهندسی و توصیف مقاومتی سنگ‌بکر به روش پروتودیاکونف (۱۹۲۶)

نسبت پواسون تقریبی	توصیف مقاومت سنگ	f_i	مقاومت فشاری (MPa)	جرم حجمی (T/m^3)	لیتولوژی
۰/۰۹ - ۰/۱۴	خیلی مقاوم	۱۷ - ۲۰	> ۱۸۰	۲/۸ - ۳	آذرین و دگرگونی مقاوم
۰/۱ - ۰/۲	مقاوم	۱۲ - ۱۷	۱۱۰ - ۱۸۰	۲/۷ - ۲/۹	گرانیت، ماسه سنگ‌های مقاوم، آمفیبولیت، گنیس
۰/۱۴ - ۰/۲۲	متوسط	۶ - ۱۲	۶۰ - ۱۱۰	۲/۵ - ۲/۷	سنگ آهک، دولومیت، ماسه سیلیسی، مرمر و توف
۰/۱۸ - ۰/۲۷	مقاومت کم	۳ - ۶	۲۰ - ۶۰	۲ - ۲/۵	ماسه سنگ آهکی و دولومیت کمی تا قسمتی دگرگون شده، شیست‌ها و مارن‌های متراکم و سفت
۰/۲۵ - ۰/۳	سست	۱ - ۳	< ۲۰	۱/۶ - ۲	شیست، مارن، سنگ‌های تبخیری، آبرفت‌های با چسبندگی بالا، سنگ‌های رسی

همانطور که از این جدول مشخص است، در این روش بر اساس میزان f_i محاسبه شده، می‌توان برآوردی از مقدار ضریب پواسون نمونه سنگ نیز بدست آورد.

فصل سوم:

ویژگی‌های مهندسی ناپیوستگی‌ها

۳-۱- مقدمه

از دیدگاه زمین‌شناسی مهندسی و مکانیک سنگ هر نوع عوارض ساختاری که باعث کاهش مقاومت توده سنگ شده و تراکم پذیری آن را افزایش دهد ناپیوستگی نامیده می‌شود. از نظر اندازه، انواع عوارض ضعف ساختاری یا ناپیوستگی‌های موجود در سنگ‌ها به شرح زیر می‌باشند:

۱- ترک‌های ریز^۱: این ترک‌ها در سنگ بکر وجود دارند و عرض آنها کوچکتر از $0/001$ میلیمتر است و اندازه آنها در حد ابعاد کانی‌های تشکیل دهنده سنگ می‌باشد.

۲- شکستگی‌های ریز^۲: اینگونه عوارض ضعف ساختاری نیز در سنگ بکر وجود دارند و عرض آنها بین $0/001$ تا $0/1$ میلیمتر است.

۳- شکستگی‌های بزرگ^۳: اینگونه عوارض ضعف ساختاری در توده سنگ وجود دارند و تحت عنوان کلی ناپیوستگی نامیده می‌شوند. عرض این ناپیوستگی‌ها بزرگتر از $0/1$ میلیمتر است و اندازه آنها ممکن است به ده‌ها متر برسد.

از نظر منشاء انواع مهم ناپیوستگی‌های موجود در توده‌های سنگی عبارتند از زون‌های گسلی، گسل‌های منفرد، درزه، کلیواژ، شیبستوزیته، زون برشی، ترک کششی، فولیاسیون و سطوح لایه‌بندی. حضور زون‌های گسلی، گسل‌ها، درزه‌ها، زون‌های برشی و ترک‌های کششی در تمام انواع سنگ‌ها (آذرین، رسوبی و دگرگونی) معمول می‌باشند در حالی که کلیواژ، شیبستوزیته و فولیاسیون خاص سنگ‌های دگرگونی بوده و حضور سطوح لایه‌بندی در سنگ‌های رسوبی معمول‌تر است.

۳-۲- مهمترین ویژگی‌های فیزیکی و ژئومکانیکی ناپیوستگی‌های توده سنگ

مطابق با استاندارد *JSRM (2007)*، مهمترین ویژگی‌های فیزیکی و ژئومکانیکی ناپیوستگی‌ها عبارتند از:

1. Micro fissures
2. Micro fractures
3. Macro fractures

۳-۲-۱- تعداد دسته درزه‌ها^۱

طبق تعریف، یک دسته درزه عبارت است از درزه‌های مستقلی که دارای ویژگی‌های فیزیکی و مکانیکی مشابه بوده و تقریباً در یک جهت موازی نسبت به یکدیگر واقع شده باشند. بطور کلی رفتار مهندسی توده‌سنگ به شدت تحت تأثیر تعداد دسته درزه‌هاست و در یک عملیات صحرایی، تعداد درزه‌ها بایستی به دقت مورد بررسی قرار گرفته و ثبت گردند.

۳-۲-۲- جهت یابی درزه‌ها^۲

جهت ناپیوستگی‌ها در فضا به صورت سه بعدی توسط شیب^۳ و جهت بزرگترین شیب^۴ و یا امتداد درزه نسبت به شمال و در جهت عقربه‌های ساعت اندازه‌گیری می‌گردد.

۳-۲-۳- بازشدگی درزه‌ها^۵

بازشدگی درزه عبارت است از فاصله عمودی اندازه‌گیری شده بین دو سطح ناپیوستگی مقابل یکدیگر که معمولاً توسط هوا یا مواد پرکننده دیگر مانند آب یا سایر پرکننده‌ها پر شده است. این ویژگی دارای تأثیر فوق‌العاده زیادی در رفتار مهندسی توده‌سنگ است.

۳-۲-۴- مواد پرکننده درزه‌ها^۶

مواد پرکننده درزه عبارت است از هر ماده پرکننده‌ای که حد فاصل بین دو دیواره یک درزه را پر کرده باشد و معمولاً این مواد شن، ماسه، رس، کلسیت، اکسیدهای آهن و سیلیس می‌باشند. مواد پرکننده نقش حیاتی در رفتار مهندسی توده‌سنگ داشته و بخصوص در ارتباط با پایداری شیروانی‌های سنگی نقش آن حیاتی‌تر است. ضخامت و نوع مواد پرکننده تأثیر بخصوصی در مقاومت برشی توده‌سنگ داشته، به نحوی که چنانچه ضخامت مواد پرکننده بیش از دامنه زبری سطوح ناپیوستگی باشد، مقاومت مواد پرکننده نقش مهمی ایفا می‌کند. بنابراین تشخیص و اندازه‌گیری ضخامت مواد پرکننده یکی از فاکتورهای مهم است که به هنگام برداشت‌های صحرایی ناپیوستگی‌ها بایستی به آن توجه کافی مبذول داشت.

۳-۲-۵- زبری سطح درزه‌ها^۷

زبری عبارت است از ناهمواری‌های موجود در سطح درزه در مقیاس کوچک و یا مواج بودن آنها در مقیاس بزرگ و عملاً زبری بر جهت اولیه و اصلی جابجایی برشی اثر می‌گذارد. برای اندازه‌گیری زبری سطح درزه در مقیاس کوچک از وسیله تعیین نیمرخ سطح درزه^۸ استفاده می‌شود که تصویر آن در شکل (۳-۱) نشان داده شده است.

1. Number of joint sets
2. Orietaion of discontinuities
3. Dip
4. Dip Direction
5. Aperture or opening
6. Filling materials
7. Roughness
8. Profile Gauge



شکل ۳-۱- وسیله اندازه‌گیری زبری سطح درزه

۳-۲-۶- فاصله‌داری درزه‌ها^۱

فاصله درزه، فاصله بین دو درزه متوالی در یک دسته درزه می‌باشد که عمود بر صفحه درزه اندازه‌گیری می‌شود. توصیف و تقسیم‌بندی مقادیر مختلف فاصله درزه‌ها بر اساس استاندارد *ISRM (2007)* در جدول (۳-۱) ارائه شده است.

جدول ۳-۱- توصیف فاصله درزه‌ها در توده‌های سنگی درزه‌دار (*ISRM 2007*)

توصیف	فاصله درزه (mm)
فوق‌العاده نزدیک	<۲۰
خیلی نزدیک	۲۰ - ۶۰
نزدیک	۶۰ - ۲۰۰
نسبتاً نزدیک	۲۰۰ - ۶۰۰
عریض	۶۰۰ - ۲۰۰۰
خیلی عریض	۲۰۰۰ - ۶۰۰۰
فوق‌العاده عریض	>۶۰۰۰

۳-۲-۷- پیوستگی درزه‌ها^۲

پیوستگی درزه عبارت است از ارتباط درزه‌ها به یکدیگر که همچنین می‌تواند به عنوان درصد نسبی از طول یک درزه به کل مقدار اندازه‌گیری شده آن در صفحه درزه تعریف گردد. پیوستگی درزه در مسائل رفتاری توده‌سنگ اهمیت ویژه داشته و بخصوص در ارتباط با پایداری توده سنگ، قسمت‌های کوچک و پل ماندی که هنوز گسیخته نشده است تأثیر بسزایی در مقاومت برشی توده‌سنگ می‌گذارد. توصیف و تقسیم‌بندی ارائه شده توسط *ISRM (2007)* برای پیوستگی درزه به شرح جدول (۳-۲) است.

1. Spacing
2. Persistence

جدول ۳-۲- توصیف پیوستگی درزه در توده سنگ (ISRM 2007)

توصیف	فاصله درزه (m)
پیوستگی بسیار کم	< ۱
پیوستگی کم	۱-۳
پیوستگی متوسط	۳-۱۰
پیوستگی زیاد	۱۰-۲۰
پیوستگی خیلی زیاد	> ۲۰

۳-۲-۸- مقاومت فشاری سطوح درزه

موضوع مقاومت فشاری سطوح ناپیوستگی فاکتور مهمی است که به شدت تحت تأثیر هوازدگی و آلتراسیون قرار می‌گیرد. بنابراین، اندازه‌گیری مقاومت فشاری سطوح درزه^۱ (JCS) می‌تواند معرف خوبی برای تشخیص میزان هوازدگی و آلتراسیون سطوح درزه باشد. برای تعیین مقاومت فشاری سطوح درزه از چکش اشमित^۲ استفاده می‌گردد که نحوه کاربرد آن توسط (ISRM, 2007) و (ASTM, 2001) به صورت استاندارد درآمده است. مکانیسم عمل چکش اشमित استوار بر ضربه زدن یک میله فلزی (سندان) بر روی سطح درزه و بازگشت آن و قرائت عدد مربوطه از روی شاخص چکش می‌باشد. برای هر نمونه سنگ، حداقل باید ۲۰ آزمایش انجام گیرد، سپس نیمی از داده که دارای کمترین مقدار هستند حذف می‌گردند و بقیه نتایج با توجه به جهت بکارگیری چکش مطابق جدول (۳-۳) تصحیح می‌گردد. لازم به ذکر است که مقادیر تصحیح موجود در جدول به سختی اندازه‌گیری شده اضافه یا از آن کسر می‌گردد.

جدول ۳-۳- تصحیح سختی اشमित برای واجهش‌های غیر افقی

مقدار تصحیح برای زاویه انحراف				مقدار واجهش (R)
به سمت پائین		به سمت بالا		
-۹۰	-۴۵	+۴۵	+۹۰	۰-۱۰
+۳/۲	+۲/۴	-	-	۱۰-۲۰
+۳/۴	+۲/۵	-۳/۵	-۵/۴	۲۰-۳۰
+۳/۱	+۲/۳	-۳/۱	-۴/۷	۳۰-۴۰
+۲/۷	+۲/۰	-۲/۶	-۳/۹	۴۰-۵۰
+۲/۲	+۱/۶	-۲/۱	-۳/۱	۵۰-۶۰
+۱/۷	+۱/۳	-۱/۶	-۲/۳	

هدف از کاربرد چکش اشमित محاسبه مقاومت فشاری سطوح درزه‌ها می‌باشد که از طریق نمودارها و روابط تجربی قابل محاسبه است. بعضی از روابط مهم موجود در این زمینه در ادامه ارائه می‌شوند.

۱- روابط دییر (۱۹۶۶)

دییر^۳ (۱۹۶۰) برای محاسبه مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته سنگ، روابط زیر را پیشنهاد کرده است:

$$\sigma_a = 9.97 \times e^{[0.02 \times H_s \times \gamma_a]} \quad (1-3)$$

1. Joint Compressive Strength (JCS)
2. Schmidt Hammer
3. Deere, 1960

$$E_t = 0.19 \times (H_s \times \gamma_a^2) - 7.78 \quad (2-3)$$

در این روابط، H_s شاخص عدد سختی اشمیت، γ_a وزن واحد حجم خشک سنگ (gr/cm^3)، σ_a مقاومت تراکمی تک محوری (MPa) و E_t مدول الاستیسیته سنگ (GPa) می باشد. لازم به توضیح است که این رابطه برای سختی های بین ۰ تا ۶۰ کاربرد دارد.

۲- رابطه کیدینزکی^۱ (۱۹۸۰)

$$\sigma_a = 0.447e^{(0.045H_s + \gamma_a)} \quad (3-3)$$

در این رابطه، σ_a مقاومت تراکمی تک محوری (MPa)، e پایه لگاریتم نپرین، H_s شاخص میانگین عدد سختی اشمیت و γ_a وزن واحد حجم سنگ (gr/cm^3) است.

۳- رابطه پیشنهادی (ISRM (2007)

$$\text{Log} \sigma_c = 0.00014 \gamma_a H_s + 3.16 \quad (4-3)$$

در این رابطه، σ_c مقاومت تراکمی تک محوری (Psi)، H_s عدد سختی بازگشتی اشمیت و γ وزن واحد حجم سنگ (gr/cm^3) می باشد.

۴- رابطه بارتن و کوبی^۲ (۱۹۷۷)

$$\text{Log} JCS = 0.00088 \gamma_d R + 1.01 \quad (5-3)$$

در این رابطه، JCS مقاومت تراکمی تک محوری (MPa)، R عدد سختی بازگشتی اشمیت و γ_d وزن واحد حجم سنگ (KN/m^3) است.

۵- رابطه آفموت^۳ (۱۹۷۳)

$$JCS = 6.90 \times 10^{[1.348 \text{Log}(H_s + \gamma) - 1.325]} \quad (6-3)$$

در این رابطه، H_s شاخص عدد سختی اشمیت، γ وزن واحد حجم سنگ (gr/cm^3) و JCS مقاومت تراکمی تک محوری (MPa) سنگ می باشد.

۶- روابط خانلری و فریدونی (۱۳۹۰)

روابط تجربی دیگری برای محاسبه مقاومت فشاری دیواره درزه و مدول الاستیسیته توسط خانلری و فریدونی (۱۳۹۰) ارائه شده است که این روابط حاصل استفاده از ۸۲۷ مورد از نتایج واجهش توسط چکش اشمیت تیپ N بر روی سطوح درزه توده

1. Keadbinski, 1980
2. Barton & Choubey, 1977
3. Aufmuth, 1973

سنگ‌های سخت نظیر گرانیت، دیوریت و هورنفلس می‌باشند. سنگ‌های آزمایش شده، توده پلوتونیک الوند و هاله دگرگونی اطراف آن را تشکیل می‌دهند.

به منظور ارائه این روابط، با بکارگیری چکش اشمیت بر روی سنگ‌های منطقه در صحرا و محاسبه وزن واحد حجم خشک نمونه‌ها و مقاومت تراکمی آنها در آزمایشگاه، از حاصل ضرب وزن واحد حجم سنگ‌ها در عدد بازگشتی اشمیت استفاده شده است. از آنجائی که سنگ‌های منطقه تقریباً سالم و بدون هوازدگی می‌باشند، مقاومت تراکمی تک محوری برای هر سنگ معادل مقدار JCS در نظر گرفته شده است. پس از انجام آزمایشات صحرایی و آزمایشگاهی، داده‌های مذکور در دو دستگاه محور مختصات ترسیم گردیدند و نهایتاً روابط مورد نظر از آنها استخراج شدند. روابط حاصل عبارتند از:

$$JCS = 10.070 \times e^{(0.020H_s \times \gamma_a)} \quad (7-3)$$

$$E = 34.912 \times e^{(0.0063H_s \times \gamma_a)} \quad (8-3)$$

در این روابط، JCS مقاومت فشاری سطح درزه (MPa)، e پایه لگاریتم نپرین، H_s شاخص میانگین عدد سختی اشمیت، γ_a وزن واحد حجم خشک سنگ (gr/cm^3) و E مدول الاستیسیته سنگ (GPa) می‌باشد. روابط فوق همگی تجربی بوده و برای استفاده از آنها باید دقت نمود که کدام رابطه برای استفاده در تعیین مقاومت فشاری تک‌محوری سطوح درزه سنگ‌های مورد نظر مناسب‌تر است و انطباق بهتری با مقاومت فشاری تک‌محوری سنگ دارد. با مقایسه نتایج مقاومت فشاری سطح درزه که حاصل استفاده از چکش اشمیت می‌باشد و مقاومت فشاری تک‌محوری سنگ، می‌توان به میزان هوازدگی سطوح درزه پی برد و آنها را بر اساس هوازدگی طبقه‌بندی نمود. جزئیات این طبقه‌بندی در جدول (۴-۳) آورده شده است.

جدول ۴-۳- رده‌بندی سطوح درزه بر اساس هوازدگی (سینک و گهرویی ۱۹۸۹)^۱

توصیف هوازدگی سطح درزه	ضریب هوازدگی (σ_c / JCS)
تازه - کمی هوازده	$< 1/2$
هوازدگی متوسط	$1/2 - 2$
کاملاً هوازده	> 2

۳-۲-۹- تراوش در درزه‌ها^۲

تراوش و حرکت آب در داخل توده‌سنگ معمولاً به دلیل حضور ناپیوستگی‌ها و سطوح ضعف طبیعی صورت می‌پذیرد و لذا آگاهی از حضور آب در توده‌سنگ و همچنین سطح آب زیرزمینی^۳ می‌تواند اطلاعات مفیدی به منظور طراحی سازه در داخل توده‌سنگ ارائه دهد، بخصوص در مواردی که مواد پر کننده درزه از نوع مواد ریزدانه و رس باشد. از آنجائی که فشار آب در داخل توده‌سنگ نقش اساسی در مسائل ناپایداری توده‌های سنگی بازی می‌کند، لذا بایستی در مراحل مطالعات صحرایی مقدار و موقعیت مکان‌هایی که دارای تراوش و جریان آب هستند به طور تفصیلی مورد بررسی و شناسایی قرار گیرند.

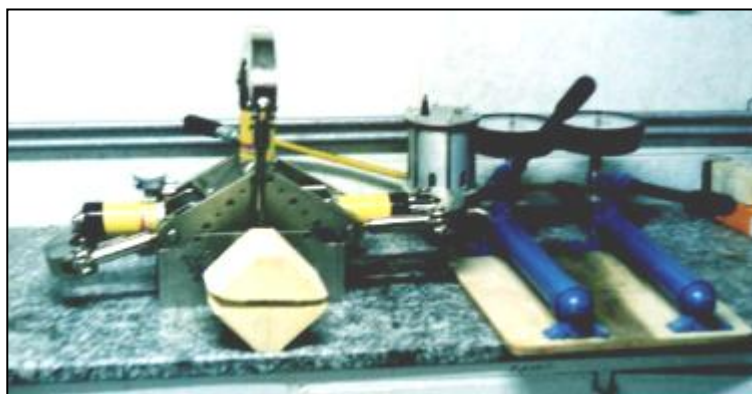
1. Singh & Gahroei 1989
2. Seepage
3. Ground water level

۳-۲-۱۰- هوازدگی سطوح درزه^۱

هوازدگی عبارت است از فرآیندی که موجب از هم پاشیدن توده‌های سنگی تحت تأثیر عوامل جوی و محیطی که به عنوان عوامل هوازدگی محسوب می‌گردند، می‌شود. مهمترین عوامل مؤثر در هوازدگی سنگ‌ها عبارتند از درجه حرارت، فاکتورهای محیطی، هوا، آب و فعالیتهای شیمیایی. بنابراین تأثیر هوازدگی بر سنگ از مقاومت آن می‌کاهد و زمینه را برای بروز ناپایداری در توده‌سنگ فراهم می‌کند.

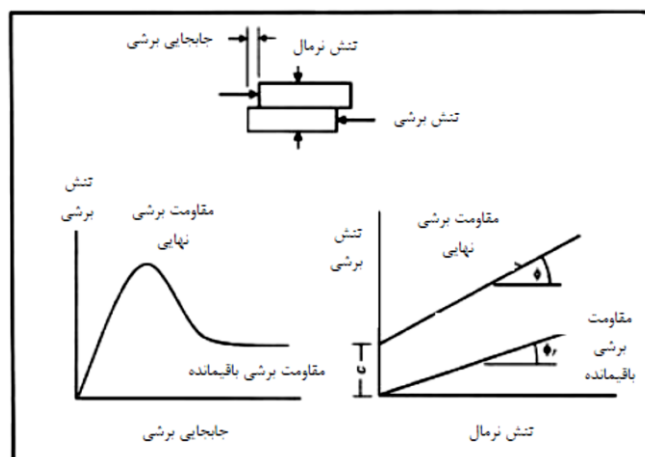
۳-۲-۱۱- مقاومت برشی سطح درزه‌ها

مقاومت برشی^۲ سطوح درزه و ناپیوستگی‌ها در تحلیل پایداری شیروانی‌های سنگی و سایر سازه‌هایی که در سنگ طراحی و اجرا می‌شوند، اهمیت زیادی دارد. تعیین مقاومت برشی در طراحی شیروانی‌های سنگی از قسمت‌های پر اهمیت و حساس بوده و تغییر کوچکی در مقاومت برشی می‌تواند ناپایداری شیروانی را به همراه داشته باشد. انتخاب مقدار مقاومت برشی مناسب، نه تنها بستگی به اطلاعات بدست آمده از آزمایش دارد، بلکه لازم است که تفسیر دقیق و استادانه‌ای از این اطلاعات در رابطه با رفتار توده‌سنگ بدست آورد. در این خصوص باید عوامل مؤثر بر مقاومت برشی سنگ و میزان تأثیر آنها مشخص گردد. این عوامل عبارتند از هوازدگی، زبری سطح برش، وجود آب تحت فشار و نیز سایر اختلافاتی که ممکن است در مقیاس آزمایشگاهی و برجا وجود داشته باشند. دستیابی به مقادیر مقاومت برشی مناسب، مستلزم درک صحیح مبانی نظری گسیختگی برشی و دیدی وسیع نسبت به طبیعت درزه و شکاف‌های توده‌سنگ، می‌باشد. برای محاسبه پارامترهای مقاومت برشی درزه‌ها، آزمایش برش مستقیم بر روی سطوح درزه مصنوعی یا طبیعی به روش پیشنهادی (2007) ISRM صورت می‌گیرد. شکل (۳-۲) یک نمونه از دستگاه آزمایش مقاومت برشی مستقیم سنگ را نشان می‌دهد.



شکل ۳-۲- دستگاه آزمایش مقاومت برشی مستقیم سنگ

حاصل انجام آزمایش برش مستقیم، رسم دو منحنی تنش برشی - جابه‌جایی برشی و تنش برشی - تنش نرمال می‌باشد. شکل (۳-۳) این منحنی‌ها را برای سطوح درزه صاف مصنوعی یا اربه‌بر نشان می‌دهد.



شکل ۳-۳- منحنی های حاصل از انجام آزمایش برش مستقیم بر روی سطوح درزه صاف یا اره بر

همانگونه که در تصویر سمت چپ دیده می شود، نمونه پس از یک تغییر شکل نسبتاً خطی به مقاومت برشی نهایی^۱ رسیده و پس از گسیخته شدن در یک تنش برشی ثابت که کمتر از تنش برشی نهایی است به جابه جایی خود ادامه می دهد. این تنش ثابت، مقاومت برشی باقیمانده^۲ نامیده می شود.

چنانچه چند آزمایش برش مستقیم در تنش های عمودی متفاوت صورت گیرد و مقادیر مقاومت برشی نهایی و باقیمانده آنها در یک دستگاه مختصات طوری پیاده شوند که محور قائم آن تنش برشی و محور افقی آن تنش قائم باشد منحنی های سمت راست شکل (۳-۶) بدست می آیند. یکی از دو منحنی که دارای شیب بیشتر مربوط به مقاومت برشی نهایی و منحنی دارای شیب کمتر مربوط به تنش برشی باقیمانده می باشد. شیب این منحنی ها معرف زاویه اصطکاک نهایی و باقیمانده و عرض از مبدا آنها معرف چسبندگی سطح درزه می باشد. همانگونه که مشاهده می شود عرض از مبدا منحنی مقاومت برشی باقیمانده بسیار ناچیز است و برابر صفر در نظر گرفته می شود. معادلات این دو منحنی به صورت زیر می باشد:

$$\tau_p = c + \sigma_n \tan \phi \quad (۹-۳) \text{ مقاومت برشی نهایی:}$$

$$\tau_r = \sigma_n \tan \phi_r \quad (۱۰-۳) \text{ مقاومت برشی باقیمانده:}$$

سطوح ناپیوستگی های طبیعی موجود در سنگ های سخت هرگز به صافی سطوح درزه های اره شده یا صیقلی نمی باشند. اینگونه زبری مقاومت برشی سطوح درزه را افزایش می دهد.

۳-۳- روش های جمع آوری اطلاعات ناپیوستگی های و مطالعه آماری آنها

مطالعه آماری ناپیوستگی ها، شامل بررسی کلیه مواردی است که در مقاومت توده سنگ و طبقه بندی مهندسی آن تأثیر می گذارد. به منظور مطالعه آماری ناپیوستگی ها روش های متعددی وجود دارد که در برداشت های سطحی روش برداشت توسط خط برداشت^۳ یک روش مناسب محسوب می گردد. اطلاعات قابل برداشت در این روش مطابق جدول های (۳-۵) و (۳-۶) می باشد.

1. Peak shear strength
2. Residual shear strength
3. Scanline

جدول ۳-۵- جدول ثبت اطلاعات به روش خط برداشت

Location..... Date..... Rock type.....									
Face Orientation.....									
Scanline Orientation.....					Recorded by.....				
D(m)	L(m)	T	Orientation	C	R	Type	Aperture	Infilling	Water

در این جدول، D فاصله از ابتدای خط برداشت، L تداوم درزه (اندازه ظهور درزه در سطح برداشت)، T نوع درزه بر حسب تقاطع با درزه های دیگر (ستون ۱ جدول ۱۲-۱۷)، Orientation جهت یابی و مقدار شیب درزه، C نیمرخ سطح درزه (ستون ۲ جدول ۱۲-۱۷)، R زبری سطح درزه (ستون ۳ جدول ۱۲-۱۷)، Type نوع ناپیوستگی (ستون ۴ جدول ۱۲-۱۷)، Aperture میزان باز شدگی درزه (ستون ۵ جدول ۱۲-۱۷)، Infilling مواد پر کننده درزه (ستون ۶ جدول ۱۲-۱۷) و Water وضعیت آب در درزه (ستون ۷ جدول ۱۲-۱۷).

جدول ۳-۶- طبقه بندی پارامترهای مؤثر در مطالعه آماری درزه ها

1	2	3	4	5	6	7
T	Curvature or Persistent	Roughness	Discontinuities Type	Opening or Aperture (mm)	Infilling or Filling materials	Water condition
A:	Rough Stepped	Polished	Fault Zone	>200	Clean	Dry
At another	Smooth Stepped	Slikensided	Fault	60-200	Staining	Seepage
I:	Slikenside Stepped	Smooth	Joint	20-60	Non Cohesive	< 10 ml/s
In Rock	Rough Waviness	Rough	Cleavage	6-20	Cemented	10-100 ml/s
O:	Smooth Waviness	Defined Ridges	Schistosity	2-6	Calsite	0.1-1 lit/s
Beyond exposure	Slikenside Waviness	Small Steped	Shear Zone	<2	Cholorite	1-10 lit/s
	Rough Planer	Very Rough	Fissure	Tight	Others	10-100 lit/s
	Smooth Planer		Tension Crack		Cohesive	> 100 lit/s
	Slikenside Planer		Foliation		Quartz	
			Bedding		Feldspar	

علاوه بر روش استفاده از خط برداشت که در برداشت های سطحی مورد استفاده قرار می گیرد، روش های دیگری مانند برداشت اتفاقی^۱ و برداشت پنجره ای^۲ نیز کاربرد دارند.

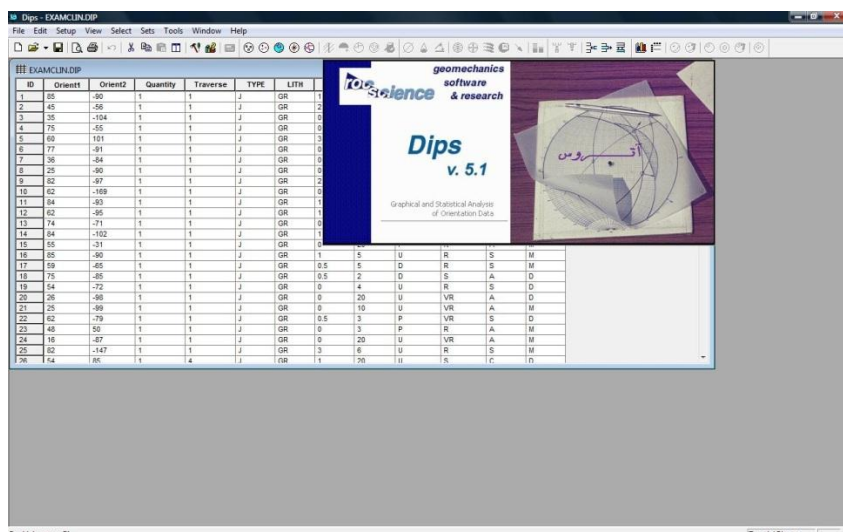
1. Random
2. Window

در برداشت‌های زیرسطحی نیز با حفر گمانه و مغزه‌گیری از سنگ خصوصیات درزه‌ها و مواد پرکننده آنها همانند برداشت‌های سطحی در جداول مخصوص ثبت می‌گردد که از تمامی اطلاعات موجود در این جداول برای طبقه‌بندی مهندسی توده‌سنگ استفاده می‌شود.

۳-۴- تحلیل اطلاعات ناپیوستگی‌های توده سنگ

نرم افزار "Dips" برای آنالیز داده‌های زمین شناسی توسط شرکت نرم افزاری Rocscience طراحی شده است. این نرم افزار کاربرد گسترده‌ای در اختیار کاربران قرار داده و برای افراد مبتدی تا حرفه‌ای قابل استفاده می‌باشد. این نرم افزار ضمن رسم استریوگرام و آنالیز و نمایش داده‌های ساختاری، از تکنیک‌های مختلفی همچون طرح آماری بر اساس جهت یافتگی‌ها، تعیین متوسط جهت یافتگی‌های فضایی و آنالیز کمی و کیفی جهت یافتگی ساختارهای گوناگون بر اساس داده‌های زمین شناسی استفاده می‌نماید.

خروجی این نرم افزار علاوه بر آنکه می‌تواند به صورت مجزا مورد تحلیل قرار گیرد، در بسیاری از موارد با فرمت ویژه تهیه شده و در نرم افزار دیگر به عنوان ورودی، مورد استفاده قرار می‌گیرد. در شکل (۳-۴) صفحه اصلی این نرم افزار نشان داده شده است.



شکل ۳-۴- نمایشی از صفحه نرم افزار DIPS

فصل چهارم:

ویژگی‌های مهندسی توده سنگ

۴-۱- مقدمه

توده سنگ متشکل از سنگ‌بکر به اضافه ناپیوستگی‌ها و سطوح ضعف ساختاری موجود در سنگ‌ها می‌باشد. خواص مهندسی توده سنگ در درجه اول به خواص فیزیکی ناپیوستگی‌ها یا سطوح ضعیف ساختاری موجود در توده‌سنگ بستگی دارد و نقش خواص فیزیکی و مکانیکی سنگ‌بکر در این خصوص از اهمیت کمتری برخوردار است. بنابراین پیش‌بینی و شناخت صحیح رفتار کلی توده‌سنگ در دراز مدت بستگی به شناخت دقیق انواع ناپیوستگی‌های موجود در توده‌سنگ دارد. مطالعه توده‌های سنگی توسط آزمون‌ها و بررسی‌های صحرایی و آزمایشگاهی صورت می‌گیرد. از اینگونه بررسی‌ها گاه تحت عنوان مهندسی سنگ^۱ یا مهندسی مکانیک‌سنگ نام برده می‌شوند. طبقه‌بندی‌های مهندسی توده سنگ یکی از روش‌های رایج تخمین کیفیت، مقاومت و رفتار آن می‌باشند که بیانگر تلفیق ویژگی‌های مهندسی سنگ بکر و ناپیوستگی‌ها می‌باشند. به همین دلیل در این فصل، ابتدا موضوع طبقه‌بندی‌های مهندسی توده سنگ بررسی می‌شود و سپس در فصل معیارهای گسیختگی به تخمین مقاومت و پیش‌بینی رفتار توده سنگ پرداخته می‌شود.

۴-۲- طبقه‌بندی مهندسی توده سنگ^۲

رده‌بندی مهندسی توده‌سنگ با انتخاب مهمترین و مؤثرترین پارامترها در رفتار مهندسی توده‌های سنگی، یکی از مهمترین موضوعات و مسائل مکانیک‌سنگ و مهندسی سنگ است که اهمیت آن منظور ارزشیابی ویژگی‌های اساسی و اصلی توده‌سنگ و همچنین ارزیابی کمی یا عددی از هر یک از پارامترهای مؤثر در رفتار مهندسی سنگ می‌باشد. از ترکیب و تلفیق ارقام مربوط به هر یک از پارامترهای مؤثر در رفتار مهندسی توده‌سنگ، مقدار کلی رقم مربوطه، به نام رقم کیفی توده‌سنگ^۳ برای آن توده محاسبه می‌گردد، که نهایتاً جهت ارزیابی و برآورد کیفیت توده‌سنگ و رفتار کلی و نهایی آن در برابر میدان‌های تنش و اجرای پروژه‌های مهندسی در آن توده، مورد استفاده قرار می‌گیرد.

اهداف اصلی از رده‌بندی مهندسی توده‌سنگ به شرح ذیل بیان شده است:

1. Rock engineering
2. Rock mass classification
3. Total classification rating value

۱- ارزیابی کمی و کیفی از توده سنگ و بخصوص رفتار توده سنگ در مقابل تغییرات بارگذاری و یا تغییر شکل کلی توده سنگ. همچنین ارزیابی کلی از احتمال وقوع شکست در توده سنگ بر اثر بارگذاری و تغییرات تنش در توده به هنگام اجرای سازه‌های مهندسی در آن.

۲- ارزیابی کمی و عددی از پارامترهای موثر در رفتار مهندسی سنگ به منظور آنالیز عددی^۱ توده سنگ در ارتباط با مسائل مربوط به مهندسی سنگ.

تعداد طبقه‌بندی‌های مهندسی توده سنگ فراوان است که در این نوشتار از توضیح در مورد همگی آنها صرف نظر می‌شود ولی به مهمترین این طبقه‌بندی‌ها بطور مختصر اشاره خواهد شد.

۴-۲-۱- طبقه‌بندی بار سنگ ترزاقی

ترزاقی (۱۹۴۶) میلادی سیستم طبقه‌بندی ساده‌ای برای توده‌های سنگی ارائه نمود که در تخمین بارهای وارده بر سیستم حایل فولادی در تونل‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد. نامبرده با مطالعات فراوان حدود بارهای ناشی از سنگ به سیستم حایل را برای زمین‌های مختلف مشخص نمود. ترزاقی (۱۹۴۶) تأکید زیادی بر اهمیت مطالعه و بررسی‌های زمین‌شناسی و بخصوص مطالعه عوارض ساختاری موجود در توده سنگ قبل از احداث تونل می‌نماید. ترزاقی (۱۹۴۶) اصطلاحات رایج در تونلسازی را به شرح زیر تعریف نموده است:

۱- سنگ بکر^۲: سنگی است که در آن نه درزه و نه ترک مویی وجود دارد. بنابراین اگر چنین سنگی بشکند، شکستگی در قسمت سالم سنگ اتفاق می‌افتد. به علت صدمه و خسارت وارد به سنگ در حین آتشکاری، سقوط سنگریزه از سقف تونل در طی چندین ساعت یا چندین روز بعد از آتشکاری معمول است. این حالت بعنوان شرایط ریزش و تکه شدن سنگ^۳ شناخته می‌شود. سنگ بکر سخت ممکن است با وضعیت ترکیدگی^۴ هم مواجه باشد، که در چنین شرایطی قطعات سنگ خودبخود و با حالت تند و خشن از دیواره‌ها و سقف تونل جدا می‌شوند.

۲- سنگ لایه‌ای^۵: مرکب از قطعات منفرد با مقاومت کم یا بدون مقاومت در امتداد جدایی و مرز بین لایه‌هاست. طبقات و لایه‌ها ممکن است با حضور درزه‌های عرضی ضعیف گردند. در چنین سنگی شرایط ریزش و تکه شدن کامل معمول است.

۳- سنگ نسبتاً درزه‌دار^۶: شامل درزه و ترکهای مویی است، لیکن بلوکهای بین درزه‌ها بصورت محلی در یکدیگر رشد کرده‌اند و یا بحدی با یکدیگر قفل و بست دارند که دیواره‌های قائم تونل نیاز به حایل جانبی ندارند. در چنین سنگ‌هایی هر دو شرایط تکه شدن و ترکیدن سنگ ممکن است پیش آید.

۴- سنگ بلوکی شده و رگه‌دار^۷: قطعات و خرده‌های سنگ از نظر شیمیایی بکر و یکدست هستند که تقریباً بطور کامل از یکدیگر جدا شده و بصورت ناقص با هم قفل و بست شده‌اند. در چنین سنگی، دیواره‌های قائم تونل ممکن است به حایل جانبی نیازمند باشد.

۵- سنگ خردشده^۸: از نظر شیمیایی بکر و یکدست و خاصیت جاری شدن دارند. اگر بیشتر یا تمام دانه‌ها به کوچکی دانه‌های ماسه ریزدانه بوده و سیمانی شدن دوباره اتفاق نیفتاده باشد، سنگ خرد شده در زیر سطح آب خواص ماسه اشباع را داشته و باربری از طریق آب انجام می‌شود.

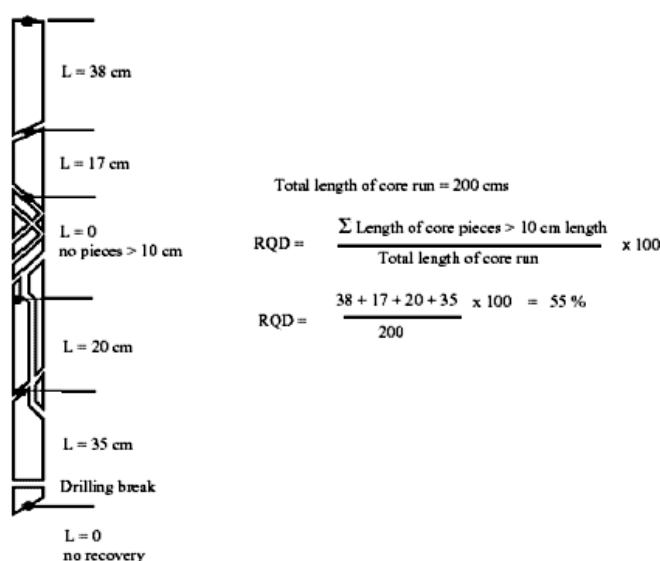
1. Numerical analysis
2. Intact rock
3. Spalling condition
4. Popping
5. Stratified rock
6. Moderately jointed rock
7. Blocky and seamy rock
8. Crushed rock

۶- سنگ لهیده^۱: بطور آهسته به داخل تونل پیشروی می‌کند، بدون اینکه افزایش حجم محسوسی داشته باشد. شرایط لازم برای لهیدگی وجود درصد بالایی از کانیهای میکایی ریز و میکروسکوپی و کانیهای رسی با ظرفیت تورمی کم می‌باشد.

۷- سنگ تورمی^۲: این نوع سنگ عمدتاً به علت انبساط و متورم شدن به داخل تونل پیشروی می‌کند. ظرفیت تورمی سنگ‌ها به نظر می‌رسد محدود به سنگ‌هایی باشد که دارای کانیهای رسی از قبیل مونت‌موریلونیت^۳ با ظرفیت تورمی زیاد هستند.

۴-۲-۲- طبقه‌بندی توده‌سنگ بر مبنای RQD

طبق تعریف شاخص کیفیت سنگ^۴ (RQD) در یک عملیات حفاری عبارت از نسبت مجموع طول مغزه‌های بیشتر از ۱۰ سانتیمتر به طول کل حفاری می‌باشد که به صورت درصد بیان می‌گردد. RQD توسط دیبر (۱۹۶۴) ارائه شده است. شکل (۴-۱) نحوه محاسبه RQD در گمانه را طبق تعریف فوق نشان می‌دهد.



شکل ۴-۱- روش محاسبه RQD (دیبر ۱۹۸۹)

در شرایطی که در یک منطقه به دلایل مختلف امکان حفاری وجود نداشته باشد، می‌توان با برداشت درزه‌های منطقه به روش خط برداشت^۵ و استفاده از روابط تجربی مقدار RQD را محاسبه نمود. در این خصوص یکی از روابط تجربی مهم برای محاسبه RQD توسط پرایست و هادسون^۶ ارائه شده است که به صورت زیر می‌باشد:

$$RQD = 100(1 + 0.1\lambda)e^{-0.1\lambda} \quad (۴-۱)$$

در این رابطه، λ تعداد متوسط ناپیوستگی‌ها در هر متر از طول خط برداشت است. همچنین طبق نظر پالمستر (۱۹۸۲) در مواردی که مغزه سالم برای محاسبه RQD در دسترس نباشد در کارهای صحرایی می‌توان با شمارش تعداد درزه‌ها در واحد حجم توده سنگ و استفاده از رابطه تجربی زیر مقدار RQD را محاسبه نمود:

1. Squeezing rock
2. Swelling Rock
3. Montmorillonite
4. Rock Quality Designation (RQD)
5. Scanline
6. Priest and Hudson

$$RQD = 115 - 3.3J_v \quad (۲-۴)$$

در این رابطه، J_v تعداد کل درزه و ناپیوستگی‌ها در واحد حجم توده‌سنگ که در جهت عمود بر سطوح درزه اندازه‌گیری می‌شود. بنابراین باید دقت نمود که در حالت کلی مقدار RQD وابسته به جهت حفر گمانه بوده و امکان دارد در امتدادهای مختلف متفاوت باشد. جدول (۱-۴) توصیف کیفی توده‌سنگ بر اساس RQD که توسط دیر در سال ۱۹۶۸ پیشنهاد شده است را، نشان می‌دهد.

جدول ۱-۴- توصیف کیفی توده‌سنگ بر اساس RQD (دیر ۱۹۶۸)

شماره	RQD (%)	کیفیت سنگ
۱	< ۲۵	خیلی ضعیف
۲	۲۵ - ۵۰	ضعیف
۳	۵۰ - ۷۵	مناسب
۴	۷۵ - ۹۰	خوب
۵	۹۰ - ۱۰۰	عالی

از آنجایی که طبقه‌بندی توده‌سنگ بر مبنای RQD یک طبقه‌بندی تک پارامتری است، بنابراین نتایج آن چندان قابل اعتماد نیست، هر چند که در شرایط ساده، سریعاً تخمینی از کیفیت توده‌سنگ ارائه می‌کند.

۳-۲-۴- طبقه‌بندی ژئومکانیکی (RMR)

این طبقه‌بندی توسط بینیاوسکی^۱ (۱۹۷۳) از مرکز تحقیقات علمی و صنعتی آفریقایی جنوبی^۲ برای طبقه‌بندی توده سنگ‌های درزه دار پیشنهاد شده است. طبقه‌بندی ژئومکانیکی پارامترهای ذیل را با یکدیگر مرتبط ساخته و اثرات آنها را در نظر می‌گیرد:

- ۱- مقاومت سنگ بکر: این پارامتر از طریق آزمایش مقاومت فشاری تک‌محوری یا آزمون بار نقطه‌ای قابل محاسبه است.
 - ۲- کیفیت مغزه حفاری (RQD)
 - ۳- فاصله‌داری ناپیوستگی‌ها
 - ۴- شرایط ناپیوستگی‌ها: این پارامتر شامل تأثیر بازشدگی، تداوم یا امتداد یافتگی، زبری سطح، هوازدگی دیواره و مواد پرکننده درزه‌ها را مورد بررسی قرار می‌دهد.
 - ۵- شرایط آب زیرزمینی
 - ۶- جهت‌یابی ناپیوستگی‌ها
- امتیاز توده‌سنگ (RMR)^۳ حاصل جمع امتیاز پنج پارامتر اول منهای امتیاز پارامتر ششم است، که از طریق رابطه زیر و به کمک جدول (۲-۴) قابل محاسبه است:

$$RMR = R_1 + R_2 + R_3 + R_4 + R_5 + R_6 \quad (۳-۴)$$

1. Bieniawski 1973
 2. South African Council for Scientific and Industrial Research (CSIR)
 3. Rock Mass Rating (RMR)

جدول ۴-۲- امتیاز پارامترهای طبقه‌بندی RMR (بینیواسکی ۱۹۸۹)

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS							
Parameter		Range of values					
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	>10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred
		Uniaxial comp. strength	>250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa 1 - 5 MPa < 1 MPa
		Rating	15	12	7	4	2 1 0
2	Drill core Quality RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%
		Rating	20	17	13	8	3
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 . m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm
		Rating	20	15	10	8	5
4	Condition of discontinuities (See E)		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge >5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous
		Rating	30	25	20	10	0
5	Ground water	inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125
		(Joint water press/ (Major principal σ)	0	< 0.1	0.1, - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5
		General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing
		Rating	15	10	7	4	0
B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS (See F)							
Strike and dip orientations			Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable
Ratings	Tunnels & mines		0	-2	-5	-10	-12
	Foundations		0	-2	-7	-15	-25
	Slopes		0	-5	-25	-50	
C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS							
Rating			100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21
Class number			I	II	III	IV	V
Description			Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock
D. MEANING OF ROCK CLASSES							
Class number			I	II	III	IV	V
Average stand-up time			20 yrs for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span
Cohesion of rock mass (kPa)			> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
Friction angle of rock mass (deg)			> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15
E. GUIDELINES FOR CLASSIFICATION OF DISCONTINUITY conditions							
Discontinuity length (persistence)			< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m
Rating			6	4	2	1	0
Separation (aperture)			None	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm
Rating			6	5	4	1	0
Roughness			Very rough	Rough	Slightly rough	Smooth	Slickensided
Rating			6	5	3	1	0
Infilling (gouge)			None	Hard filling < 5 mm	Hard filling > 5 mm	Soft filling < 5 mm	Soft filling > 5 mm
Rating			6	4	2	2	0
Weathering Ratings			Unweathered	Slightly weathered	Moderately weathered	Highly weathered	Decomposed
			6	5	3	1	0
F. EFFECT OF DISCONTINUITY STRIKE AND DIP ORIENTATION IN TUNNELLING**							
Strike perpendicular to tunnel axis			Strike parallel to tunnel axis				
Drive with dip - Dip 45 - 90°	Drive with dip - Dip 20 - 45°		Dip 45 - 90°	Dip 20 - 45°			
Very favourable	Favourable		Very unfavourable	Fair			
Drive against dip - Dip 45-90°	Drive against dip - Dip 20-45°		Dip 0-20 - Irrespective of strike°				
Fair	Unfavourable		Fair				

* Some conditions are mutually exclusive. For example, if infilling is present, the roughness of the surface will be overshadowed by the influence of the gouge. In such cases use A.4 directly.

** Modified after Wickham et al (1972).

۴-۲-۴ طبقه‌بندی Q

بر اساس ارزیابی پایداری تعداد ۲۱۲ تونل و مغار که در ۵۰ نوع سنگ با لیتولوژی مختلف و در زمان گذشته حفاری و اجرا شده‌اند، بارتن و همکاران (۱۹۷۴)^۱ از انستیتو ژئوتکنیک نروژ (NGI)^۲ شاخص کیفیت سنگ (Q)^۳ را برای تعیین کیفیت توده‌های سنگی واقع در مسیر حفر تونل ارائه نمودند. مقدار عددی این شاخص از طریق رابطه زیر به دست می‌آید:

1. Barton et al. 1974
2. Norwegian Geotechnical Institute (NGI)
3. Rock Quality Index (Q)

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \left(\frac{J_w}{SRF} \right) \quad (۴-۴)$$

در این رابطه، RQD شاخص کیفیت سنگ، J_n عدد مجموعه دسته درزه‌ها، J_r عدد زبری سطح درزه، J_a عدد هوازدگی یا دگرسانی سطح درزه، J_w ضریب کاهش آب درزه می‌باشند و SRF ضریب کاهش تنش^۱ یا امتیازی است که برای گسل خوردگی، نسبت مقاومت به تنش اصلی در سنگ‌های توده‌ای سخت و یا برای لهیدگی و تورم سنگ‌ها بکار برده می‌شود. شاخص مذکور حاصل ضرب و تقسیم شش پارامتر می‌باشد که شاخص Q با پارامترهای موجود در صورت کسرهای نسبت مستقیم و با پارامترهای موجود در مخرج کسرهای نسبت معکوس دارد. بارتن و همکاران (۱۹۷۴) برای تعیین عددی هر یک از شش پارامتر مؤثر در طبقه‌بندی Q جداولی ارائه نمودند که در ادامه به شرح این پارامترها و جداول مربوطه پرداخته می‌شود.

شاخص کیفیت سنگ (RQD)

مقادیر RQD بر حسب درصد، در سیستم Q مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. در مورد توده سنگ ضعیف، که مقدار RQD آن کمتر از ده درصد است، حداقل مقدار ۱۰ درصد باید برای طبقه بندی Q مورد استفاده قرار گیرد، (جدول ۱۲-۲۰).

تعداد دسته درزه‌ها (J_n)

پارامتر J_n ، نشان دهنده تعداد دسته درزه‌ها بوده که اغلب تحت تأثیر درزه و شکاف‌ها، فولیاسیون، شیستوزیه، کلیواژ اسلیتی، یا لایه‌بندی و دیگر ناپیوستگی‌های توده سنگ می‌باشد. در صورتی که این ناپیوستگی‌های موازی به شدت توسعه داشته باشند، باید به عنوان یک دسته درزه کامل در نظر گرفته شوند. اگر چندین درزه قابل مشاهده باشد، یا فقط ناپیوستگی‌های تصادفی در مغزه‌ها، بواسطه این ساختارها حاصل آیند، آنگاه باید به عنوان دسته درزه /تفافی در نظر گرفته شوند. ارزیابی J_n از جدول (۱۲-۲۱) صورت می‌گیرد. امتیاز J_n تقریباً برابر با مربع تعداد دسته درزه‌ها می‌باشد.

زبری و دگرسانی سطوح درزه (J_r/J_a)

فاکتورهای J_r و J_a در جداول (۱۲-۲۲) و (۱۲-۲۳) به ترتیب ارائه شده است، که نشان دهنده زبری و درجه دگرسانی دیواره درزه‌ها یا مواد پرکننده می‌باشند. فاکتورهای J_r و J_a باید از ضعیف ترین دسته درزه بحرانی یا ناپیوستگی پر شده با مواد رسی در زون مورد نظر بدست آیند. اگر دسته درزه یا ناپیوستگی با کمترین مقدار (J_r/J_a)، دارای جهت‌یابی مناسب برای پایداری باشند، آنگاه دسته درزه دیگری که دارای جهت‌یابی نامناسبتری نسبت به حالت قبل می‌باشد و یا در صورت وجود ناپیوستگی‌های بزرگتر، مقادیر (J_r/J_a) این حالت باید هنگام ارزیابی مقادیر Q ، مورد استفاده قرار گیرد.

فاکتور کاهش آب درزه (J_w)

پارامتر J_w (جدول ۱۲-۲۴) اندازه فشار آب در درزه‌ها است که دارای اثر معکوس بر مقاومت برشی آنها می‌باشد. این عمل به واسطه کاهش تنش نرمال به اندازه فشار آب حفره‌ای در امتداد یک درزه است. آب در مجموع ممکن است باعث سست شدن و احتمالاً شستشوی مواد رسی پرکننده درزه‌ها گردد.

فاکتور کاهش تنش (SRF)

پارامتر SRF (جدول ۱۲-۲۵) در رابطه با اندازه گیری موارد زیر است:

الف) کاهش فشار در حالت حفاری در زون برشی و توده‌های سنگی حاوی رس.

ب) تنش سنگ $\frac{\sigma_c}{\sigma_1}$ در یک توده سنگ، جایی که σ_c مقاومت تراکمی تک محوری ماده سنگ و σ_1 بزرگترین تنش اصلی قبل از حفاری می‌باشد.

ج) فشار لهیدگی یا تورمی در توده‌های سنگی غیر متراکم.

به نظر می‌رسد شاخص کیفیت سنگ (Q) را می‌توان تابعی از سه پارامتر در نظر گرفت که عبارتند از:

۱- اندازه بلوکها $(\frac{RQD}{J_n})$: که نشان دهنده ساختار کلی توده سنگ می‌باشد.

۲- مقاومت برشی بین بلوکها $(\frac{J_r}{J_a})$: مقدار $\tan^{-1}(J_r / J_a)$ تقریباً نسبتاً خوبی برای حداکثر زاویه اصطکاک لغزشی در

امتداد درزه‌های پوشیده از رس می‌باشد (جدول ۵-۷)

۳- تنش فعال $(\frac{J_w}{SRF})$: این مورد یک فاکتور تجربی برای توصیف تنش فعال می‌باشد.

اولین خارج قسمت (RQD/J_n) ، بیان کننده ساختار توده سنگ و اندازه بلوک یا اندازه گوه ایجاد شده بوسیله دسته درزه‌های مختلف است. در یک توده سنگ، زمانی که با مجموع دسته درزه‌ها برخورد نماییم مقادیر پارامتر J_n می‌تواند با افزایش اندازه تونل در محل معینی افزایش یابد، از اینرو مقادیر Q بدست آمده از یک تونل آزمایشی کوچک برای تخمین فشار نگهدارنده برای یک تونل یا مغار بزرگ استفاده نمی‌شود. بنابراین نتایج J_n حاصل از بررسی مغزه‌های حفاری یا مشاهدات گمانه‌ها با دوربین، مناسبتر می‌باشد.

دومین خارج قسمت (J_r/J_a) ، خصوصیات زبری و اصطکاک دیواره درزه‌ها یا مواد پرکننده را ارائه می‌کند. باید توجه داشت که مقادیر (J_r/J_a) از دسته درزه بحرانی جمع آوری می‌گردد، یعنی دسته درزه‌ای که بدترین شرایط پایداری را برای یک بلوک سنگی ایجاد می‌نماید.

سومین خارج قسمت (J_w/SRF) یک فاکتور تجربی می‌باشد که به عنوان شرایط تنش فعال توصیف می‌گردد. فاکتور کاهش تنش (SRF) وابسته به موارد زیر است:

۱- کاهش فشار در جایی که حفاری از مناطق برشی و سنگ‌های حاوی رس بگذرد.

۲- تنش در سنگ‌های مقاوم.

۳- فشار لهیدگی و تورمی در سنگ‌های غیر مقاوم و پلاستیک؛ و می‌تواند به عنوان یک پارامتر تنش کل مورد توجه قرار گیرد. فاکتور کاهش آب (J_w) اندازه‌ای است از فشار آب که دارای اثر منفی بر روی مقاومت برشی درزه‌ها (بدلیل کاهش تنش نرمال مؤثر) می‌باشد. آب در مجموع، باعث نرم شدن و شستشوی رس‌های پرکننده درزه‌ها می‌گردد. در پروژه‌های برق آبی که توده‌های سنگی بعد از افتتاح پروژه توسط آب اشباع می‌گردند، هنگام استفاده از سیستم Q جهت تخمین سیستمهای نگهدارنده نهایی، مقدار J_w را باید بر اساس قضاوت مهندسی، کاهش داد. همچنین SRF می‌تواند به عنوان پارامتر کلی تنش مورد توجه قرار گیرد.

جدول ۱۲-۲۰- مقادیر شاخص کیفی توده سنگ (RQD) (بارتن و همکاران ۱۹۷۴)

کلاس سنگ	وضعیت	RQD
A	خیلی ضعیف	۰-۲۵
B	ضعیف	۲۵-۵۰
C	نسبتاً ضعیف	۵۰-۷۵
D	خوب	۷۵-۹۰
E	عالی	۹۰-۱۰۰

در استفاده از این جدول باید دقت داشت که: الف) هنگامی که مقدار اندازه گیری شده یا گزارش شده RQD کوچکتر یا مساوی ۱۰ باشد، به منظور ارزیابی Q مقدار آن معادل ۱۰ در نظر گرفته می‌شود. ب) در تعیین RQD فواصل ۵ تایی دارای دقت کافی هستند، به طور مثال ۱۰۰، ۹۵، ۹۰ و غیره.

جدول ۱۲-۲۱- امتیاز عدد دسته درزه‌ها (J_n) (بارتن و همکاران، ۱۹۷۴)

J_n	شرایط
۰/۵-۱	A - فاقد درزه یا چند درزه
۲	B - یک دسته درزه
۳	C - یک دسته درزه به اضافه درزه‌های اتفاقی
۴	D - دو دسته درزه
۶	E - دو دسته درزه به اضافه درزه‌های اتفاقی
۹	F - سه دسته درزه
۱۲	G - سه دسته درزه بع اضافه دسته‌های اتفاقی
۱۵	H - چهار دسته درزه یا بیشتر و اتفاقی، به شدت درزه‌دار، حبه قندی و غیره
۲۰	I - سنگ خرد شده، شبیه خاک

در استفاده از این جدول باید دقت داشت که: الف) در محل تقاطع‌ها ضریب ۳ را باید در J_n ضرب کرد. ب) در محل دهانه‌های ورودی ضریب ۲ را باید در J_n ضرب کرد.

جدول ۱۲-۲۲- امتیاز عدد زبری درزه‌ها (J_r) (بارتن و همکاران، ۱۹۷۴)

J_r	شرایط
	الف) دیواره‌های درزه سنگ به یکدیگر متصل می‌باشد.
	ب) دیواره‌های درزه سنگ قبل از ۱۰ سانتیمتر جابه‌جایی برشی با یکدیگر در تماسند.
۴	A - درزه‌های ناپیوسته
۳	B - زبر یا نامنظم، موج
۲	C - صاف، موج
۱/۵	D - آینه گسلی، موج
۱/۵	E - زبر یا نامنظم، مسطح
۱	F - صاف، مسطح
۰/۵	G - آینه گسلی، مسطح
	ج) دیواره‌های درزه سنگ در زمان جابه‌جایی برشی با یکدیگر در تماس نیستند.
۱	H - زون حاوی کانی‌های رسی دارای ضخامت کافی تا مانع تماس دیواره‌ها شود.
۱	I - شنی، ماسه‌ای، یا زون شکسته و دارای ضخامت کافی تا مانع تماس دیواره‌ها شود.

در استفاده از این جدول باید دقت داشت که: الف) اگر میانگین فاصله دسته درزه‌ها از ۳ متر بیشتر است عدد ۱ را به J_r مربوطه اضافه کنید. ب) مقدار $J_r=۰/۵$ را برای درزه‌های مسطح، آینه گسلی و دارای امتداد خطی، در صورتی که خطوط مزبور در جهت مقاومت حداقل جهت‌یابی شده باشند، استفاده می‌گردد. ج) موارد مذکور از B تا G اشاره به شکستگی‌ها در مقیاس کوچک و متوسط دارد.

جدول ۱۲-۲۳- امتیاز عدد دگرسانی درزه‌ها (J_a) (بارتن و همکاران ۱۹۷۴)

J_a	ϕ_r	شرایط
الف) دو دیواره درزه سنگ با هم تماس دارند.		
۰/۷۵	-	A - به خوبی جوش خورده، ماده پرکننده غیر نرم شونده، سخت و نفوذ ناپذیر مثل کوارتز و اپیدوت
۱	۲۵-۳۵	B - دیواره‌ها دگرسان نشده و تنها رنگ برگشتگی وجود دارد.
۲	۲۵-۳۰	C - دیواره‌ها اندکی دگرسان شده و از لایه نازکی از کانی‌های غیر نرم شونده، ذرات ماسه‌ای و سنگ تجزیه شده ولی بدون رس پوشیده شده است.
۳	۲۰-۲۵	D - دارای پوششی از رس ماسه‌ای یا سیلتی، مقدار رس کم و از جنس غیر نرم شونده.
۴	۸-۱۶	E - دارای پوششی از کانی‌های رسی نرم شونده یا دارای اصطکاک کم مثل میکا و کائولینیت و همچنین کانی‌های کلریت، تالک، ژپس، گرافیت و غیره و مقداری رس متورم شونده به صورت ناپیوسته و با ضخامتی کمتر از ۲ میلی‌متر.
ب) دو دیواره قبل از ۱۰ سانتیمتر جابجایی برشی با هم تماس دارند.		
۴	۲۵-۳۰	F - ذرات ماسه‌ای، سنگ تجزیه شده بدون رس و غیره
۶	۱۶-۲۴	G - پوشیده از کانی‌های رسی غیر نرم شونده و به شدت تحکیم یافته (پوشش ممتد که کمتر از ۵ میلی‌متر ضخامت دارد)
۸	۱۲-۱۶	H - پر شده از کانی‌های رسی نرم شونده با پیش تحکیمی متوسط تا کم (پوشش ممتد و با ضخامتی کمتر از ۵ میلی‌متر)
۸-۱۲	۶-۱۲	J - پر شده از رس‌های متورم شونده مثل مونت‌موریلونیت (پوشش ممتد و با ضخامتی کمتر از ۵ میلی‌متر). مقدار J_a بستگی به وجود ذرات رسی متورم شونده و دسترسی سنگ به آب دارد.
ج) وقتی جابه جایی برشی ایجاد می‌شود دو دیواره با هم تماس ندارند.		
۸-۱۲	۶-۲۴	K - حاوی منطقه یا نواری از سنگ ورس تجزیه یا خرد شده (برای توصیف رس‌ها به بندهای H, G و J مراجعه کنید)
۵		L - حاوی منطقه یا نواری از رس لایه‌دار یا ماسه‌دار، مقدار رس کم و از نوع غیر نرم شونده
۱۳-۲۰	۶-۲۴	M - حاوی مناطق یا نوارهای ضخیم و ممتد رس (برای توصیف شرایط رس‌ها به بندهای H, G و J مراجعه کنید)

در استفاده از این جدول باید دقت داشت که: الف) مقادیر ϕ_r را می‌توان راهنمای تقریبی برای آگاهی از مشخصات کانی‌شناسی و محصولات دگرسانی در صورتی که وجود داشته باشند، در نظر گرفت.

جدول ۱۲-۲۴- امتیاز فاکتور کاهش آب درزه‌ها (J_w) (بارتن و همکاران ۱۹۷۴)

J_w	فشار تقریبی آب (MPa)	شرایط
۱	< ۰/۱	A - محیط حفاری خشک یا دارای جریان کم آب به طور محلی است (۵ لیتر بر ثانیه).
۰/۶۶	۰/۱-۰/۲۵	B - آب با فشار متوسط که گاه پرشدگی‌های داخل درزه را می‌شوید.
۰/۵	۰/۲۵-۱	C - جریان شدید آب یا آب با فشار زیاد در سنگ مقاومی که درزه‌های آن پرشدگی ندارد.
۰/۳۳	۰/۲۵-۱	D - جریان شدید آب، یا آب با فشار زیاد به همراه شستشوی مقدار قابل توجهی از مواد پرکننده درزه‌ها
۰/۱-۰/۲	> ۱	E - جریان بسیار شدید آب با آب با فشار زیاد در زمان آتشفشانی که با گذشت زمان کاهش می‌یابد.
۰/۰۵-۰/۱	> ۱	F - جریان با فشار بسیار شدید آب که با گذشت زمان تغییر قابل توجهی نمی‌کند.

در استفاده از این جدول باید دقت داشت که: الف) ضرایب J_w برای حالات C تا F تخمینی است و در صورت ایجاد امکانات زهکشی مقدار J_w افزایش می‌یابد. ب) مسائل ویژه‌ای که در اثر یخ زدن ایجاد می‌شود در نظر گرفته نشده است.

جدول ۱۲-۲۵- امتیاز فاکتور کاهش تنش SRF
(بارتن و همکاران ۱۹۷۴ و گریستاد و بارتن ۱۹۹۳ و بارتن ۲۰۰۲)

شرایط		SRF	
الف) تونل به مناطق ضعیف برخورد کرده و ممکن است پس از حفر تونل باعث سست شدن توده سنگ شود.			
۱۰	A- برخورد مکرر با مناطق ضعیف دارای رس یا سنگ‌های تجزیه شده، سنگ‌های جانبی بسیار ضعیف (در هر عمق)		
۵	B- یک منطقه ضعیف حاوی رس یا سنگ تجزیه شده (عمق حفاری کمتر یا مساوی ۵۰ متر است)		
۲/۵	C- یک نقطه ضعیف حاوی رس یا سنگ تجزیه شده (عمق حفاری بیش از ۵۰ متر)		
۷/۵	D- مناطقی برشی مکرر در سنگ مستحکم (بدون رس)، سنگ‌های جانبی سست (در هر عمق)		
۵	E- یک منطقه برشی در سنگ مستحکم (بدون رس)، (عمق حفاری کمتر یا مساوی ۵۰ متر)		
۲/۵	F- یک منطقه برشی در سنگ مستحکم (بدون رس)، (عمق حفاری بیش از ۵۰ متر)		
۵	G- درزه‌های سست و باز، به شدت درزه‌دار یا حبه قندی و مانند آن (در هر عمق)		
SRF	$\frac{\sigma_{\theta}}{\sigma_c}$	$\frac{\sigma_c}{\sigma_1}$	ب) سنگ مستحکم، مشکلات ناشی از تنش
۲/۵	< ۰/۰۱	> ۲۰۰	H- تنش کم، درزه‌های باز در نزدیک سطح
۱	۰/۰۱-۰/۳	۲۰۰-۱۰	J- تنش متوسط، شرایط تنش مطلوب
۰/۵-۲	۰/۳-۰/۴	۱۰-۵	K- تنش زیاد، ساخت بسیار فشرده (معمولاً مناسب و پایدار و گاهی نامطلوب برای پایداری دیواره)
۵-۵۰	۰/۵-۰/۶۵	۵-۳	L- انفجار آرام سنگ بعد از یک ساعت
۵۰-۲۰۰	۰/۶۵-۱	۳-۲	M- انفجار توده سنگ بعد از چند دقیقه
۲۰۰-۴۰۰	> ۱	< ۲	N- انفجار شدید و تغییر شکل سریع در توده سنگ
	$\frac{\sigma_{\theta}}{\sigma_c}$		ج) سنگ تراکم پذیر، سنگ غیر مستحکم، که در فشار زیاد به طور خمیری جریان می‌یابد
۵-۱۰	۱-۵		O- فشار لهیدگی متوسط
۱۰-۲۰	> ۵		P- فشار لهیدگی زیاد
			د) سنگ متورم شونده، فعالیت تورمی شیمیایی که وابسته به فشار آب می‌باشد
۵-۱۰			R- فشار تورمی متوسط
۱۰-۱۵			S- فشار تورمی زیاد

تأثیر جهت‌یابی درزه‌ها در محاسبه Q

نظریه اهمیت جهت‌یابی درزه‌ها را بارتن و همکاران (۱۹۷۴) عنوان نمودند و مشاهده کردند که آنطور که انتظار می‌رود، جهت‌یابی درزه‌ها اهمیت ندارد. قسمتی از دلایل آنها این است که جهت‌یابی بسیاری از حفاری‌ها بطور معمول، در جهت حداکثر تأثیر درزه‌های عمده و نامناسب نمی‌باشد. بارتن و همکاران (۱۹۷۴) همچنین عنوان کردند که به نظر می‌رسد پارامترهای J_n ، J_r و J_a نقش مهمتری نسبت به جهت‌یابی درزه‌ها داشته باشند، زیرا تعداد دسته درزه‌ها، درجه سهولت حرکت بلوک (اگر چه وجود داشته باشد) و خصوصیات اصطکاکی و اتساعی (J_r) را تعیین می‌نماید که می‌تواند تأثیرات بیشتری را نسبت به مؤلفه ثقلی به سمت پایین شیب برای شرایط نامساعد جهت‌یابی درزه‌ها داشته باشد. به علاوه چنانچه جهت‌یابی درزه‌ها در نظر گرفته شود، سیستم طبقه‌بندی عمومیت کمتری می‌یابد و اصل سادگی آن از بین می‌رود. جهت‌یابی درزه‌ها در تونلسازی نسبت به پی‌ها و شیروانی‌ها دارای کمترین اهمیت می‌باشد.

۴-۲-۵- رابطه بین RMR و Q

برقراری ارتباط بین RMR و Q در طبقه‌بندی مهندسی توده‌های سنگی برای هر منطقه یکی از کارهای رایج، محسوب می‌گردد. به منظور تعیین رابطه بین RMR و Q می‌توان داده‌های حاصل از این دو طبقه‌بندی را در یک دستگاه مختصات طوری اعمال نمود که در محور Xها و RMR در محور Yها قرار گیرد. سپس بهترین خط عبوری از بین نقاط بدست آمده رسم گردیده و معادله آن به دست می‌آید. بیناوسکی (۱۹۸۹) رابطه بین RMR و Q را به صورت رابطه زیر بیان کرده است:

$$RMR = 9LnQ + 44 \quad (۵-۴)$$

فریدونی (۱۳۸۲) رابطه بین RMR و Q برای شیروانی‌های سنگی مسیر جاده گنجانمه- تویسرکان در استان همدان را به صورت رابطه زیر محاسبه کرده است:

$$RMR = 12LnQ + 43 \quad (۶-۴)$$

 ۴-۳- شاخص مقاومت زمین‌شناسی (GSI)^۱

شاخص مقاومت زمین‌شناسی توسط هوک (۱۹۹۵)^۲ و هوک و همکاران (۱۹۹۵)^۳ برای تخمین کاهش مقاومت توده سنگ در شرایط زمین‌شناسی مختلف ارائه گردیده است. این پارامتر اصطلاحاً به عنوان شاخص‌های رده‌بندی RMR و Q بیان می‌گردد. پارامتر GSI با طبقه‌بندی RMR سال‌های ۱۹۷۶ و ۱۹۸۹ و طبقه‌بندی Q به صورت روابط زیر مرتبط می‌باشد:

$$GSI = RMR_{76} \quad \text{برای } RMR_{76} > 18 \quad (۷-۴)$$

$$GSI = RMR_{89} - 5 \quad \text{برای } RMR_{89} > 23 \quad (۸-۴)$$

$$GSI = 9LnQ' + 44 \quad \text{برای } RMR_{89} < 23, RMR_{76} < 18 \quad (۹-۴)$$

در روابط فوق مقادیر RMR پایه مد نظر است که مقدار آن حاصل جمع پنج امتیاز مقاومت، RQD، فاصله‌داری درزه‌ها، شرایط درزه‌ها و امتیاز آب زیرزمینی در حالت خشک می‌باشد. امتیاز آب زیرزمینی برای شرایط خشک در طبقه‌بندی RMR سال ۱۹۷۶ معادل ۱۰ و در طبقه‌بندی سال ۱۹۸۹ برابر ۱۵ در نظر گرفته می‌شود. مقدار Q، در رابطه فوق از رابطه زیر که قسمتی از رده‌بندی بارتن و همکاران (۱۹۷۴) می‌باشد قابل محاسبه است:

$$Q' = \left(\frac{RQD}{J_n}\right) \times \left(\frac{J_r}{J_a}\right) \quad (۱۰-۴)$$

روش دیگر تخمین مقدار GSI، استفاده از شکل (۲-۴) می‌باشد. در این شکل شرایط سطوح درزه و تعداد دسته درزه‌ها در توده سنگ از اهمیت زیادی برخوردارند و در واقع اساس شکل‌گیری این جدول بر این دو پارامتر استوار است.

1. Geological Strength Index (GSI)
2. Hoek 1955
3. Hoek et al. 1955

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)
 From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.

STRUCTURE	SURFACE CONDITIONS	DECREASING SURFACE QUALITY →					
<p>INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities</p>	<p>VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces</p> <p>GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces</p> <p>FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces</p> <p>POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments</p> <p>VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings</p>	90				N/A	N/A
<p>BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets</p>		80	70				
<p>VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets</p>			60	50			
<p>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity</p>				40	30		
<p>DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces</p>					20		
<p>LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes</p>		N/A	N/A				10

↑ DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓

شکل ۴-۲- روش تعیین GSI (هوک و مارینوس ۲۰۰۰)^۱

فصل پنجم:

معیارهای گسیختگی

۵-۱- مقدمه

معیارهای گسیختگی (شکست)^۱ روابط بین تنش‌ها در لحظه گسیختگی نمونه سنگ می‌باشد، که ممکن است رابطه بین تنش برشی (τ)، تنش‌های قائم (σ_n)، تنش‌های اصلی بزرگ حداکثر (σ_1) و حداقل (σ_3) و یا تنش برشی ماکزیمم (τ_{max}) و تنش قائم متوسط (τ_m) باشند. در مبحث معیارهای گسیختگی ارتباط بین کرنش‌ها یا تغییر شکل مطرح نیست، زیرا تنش‌ها به طور مستقیم و به آسانی از دستگاه آزمایش قرائت می‌شوند و به همین دلیل استفاده از آنها در مبحث معیارهای گسیختگی با سهولت بیشتری همراه است. معیارهای گسیختگی ممکن است به صورت معیارهای ریاضی و تئوریک و یا به صورت معیارهای تجربی ارائه شوند که در حالت اخیر معیار گسیختگی در واقع یک رابطه تجربی بین تنش‌ها در لحظه گسیختگی نمونه می‌باشد. از آنجایی که موضوع گسیختگی یا شکست در ارئه معیارهای شکست از اهمیت زیادی برخوردار است، قبل از پرداختن به موضوع اصلی معیارهای گسیختگی، ابتدا مختصری در خصوص انواع گسیختگی و سطوح شکست در سنگ بکر توضیح داده می‌شود.

۵-۲- انواع گسیختگی‌های سنگ بکر

۵-۲-۱- سطوح شکست طولی

این نوع شکستگی‌ها به موازات تنش حداکثر در آزمایش‌های نامحصور و همچنین در سنگ‌های ناهمسانگرد که در امتداد سطوح ناهمسانگردی بارگذاری شوند در حالت محصور و نامحصور مشاهده می‌شوند.

۵-۲-۲- شکستگی‌ها یا سطوح شکستگی برشی

این نوع سطح شکست در شرایط محصور در تنش محصور کننده پایین و در حالت نامحصور (فشار تک محوری) در سنگ‌های همسانگرد و سنگ‌های ناهمسانگردی که عمود بر سطوح ناهمسانگردی آنها بارگذاری شود، مشاهده می‌شود.

۵-۲-۳- شکستگی‌های شبکه‌ای

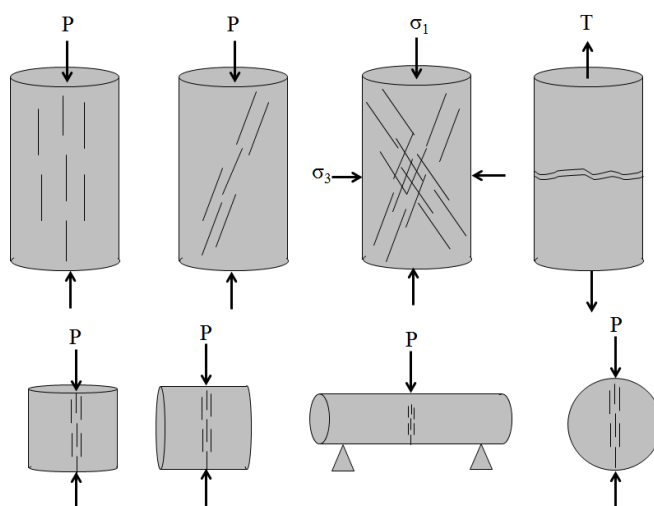
این نوع از سطوح شکستگی در سنگ‌های مختلف زمانی که در شرایط محصور و تحت تنش‌های همه جانبه زیاد قرار گیرند مشاهده می‌شود. در این حالت شبکه‌ای از شکستگی‌ها در نمونه سنگ ایجاد می‌شود که با یکدیگر حالت متقاطع دارند.

۵-۲-۴- شکستگی‌های کششی

این نوع سطوح شکست در آزمایش کشش تک محوری یا مستقیم و به صورت عمود بر راستای تنش کششی ایجاد می‌شوند.

۵-۲-۵- شکستگی‌های ناشی از آزمایشات تراکم غیر مستقیم

این نوع سطوح شکستگی در آزمایش‌های غیر مستقیم که برای تعیین مقاومت کششی از اعمال نیروی فشاری استفاده می‌شود، مشاهده می‌گردد. هم‌ترین آزمایشاتی که در آنها این نوع سطوح شکست دیده می‌شود آزمایش برزیلی و بار نقطه‌ای می‌باشند. انواع سطوح شکست در آزمایشات تراکمی و کشش مستقیم و غیرمستقیم در شکل (۵-۱) ارائه شده است.



شکل ۵-۱- انواع سطوح شکست در آزمایشات تراکمی و کشش مستقیم و غیرمستقیم

۵-۲-۲- معیارهای شکست تئوری

تا کنون معیارهای گسیختگی زیادی توسط محققین مختلف در مکانیک سنگ ارائه شده است و همه این معیارها به صورت روابط بین تنش‌ها می‌باشد. تعدادی از معیارهای گسیختگی در جدول (۵-۱) ارائه شده است.

جدول ۵-۱- تعدادی از معیارهای گسیختگی تئوری

معیارهای گسیختگی	رابطه
معیار شکست رانکلین ^۱	$\sigma_3 = \sigma_t$ و $\sigma_1 = \sigma_c$
معیار شکست ترسکا ^۲	$\sigma_c = \sigma_1 - \sigma_3$
معیار شکست پاتن ^۳	$\tau = \sigma_n \tan(\phi + i)$
معیار شکست مورل ^۴	$\tau^2 = 4\sigma_t(\sigma_t + \sigma_n)$
معیار شکست لاندبرگ ^۵	$\tau_p = S_i + \frac{\mu' \sigma}{1 + \frac{\mu' \sigma}{S_f - S_i}}$
معیار شکست فیروورست ^۶	$\tau = \sigma_j \frac{\sqrt{1+n} - 1}{n} \left(1 + n \times \frac{\sigma}{\sigma_j}\right)^{\frac{1}{2}}$
معیار شکست لادنی و آرشامبول ^۷	$\tau = \frac{\sigma_n(1 - a_s)(V + \tan \phi) + a_s \tau_r}{1 - (1 - a_s) \cdot V \tan \phi}$

در این جدول، σ_1 ، تنش اصلی حداکثر، σ_3 ، تنش اصلی حداقل، σ_c ، مقاومت فشاری تک محوری، σ_t ، مقاومت کششی سنگ بکر، σ_j ، مقاومت فشاری سطوح درزه، n ، ضریب ثابت، a_s ، نسبت مساحت قسمت برش خورده یک درزه به سطح کل آن درزه می‌باشد، μ' ، ضریب ثابت لاندبرگ، k_i ، مقاومت برشی ذاتی سنگ که با σ_0 در معیار موهر- کلمب نمایش داده می‌شود. (چسبندگی ذاتی سنگ)، k_f ، حداکثر مقاومت برشی سنگ بکر، i ، زاویه سطح درزه با صفحه اصلی تنش حداکثر در درزه‌های زبر می‌باشد. برخی دیگر از معیارهای شکست ارائه شده در ادامه تشریح می‌شوند.

۵-۲-۱- معیار شکست کلمب^۸

معیار شکست کلمب یکی از ابتدای‌ترین و در عین حال مهم‌ترین معیار گسیختگی می‌باشد که در سال ۱۷۷۳ ارائه شده است و به سه صورت مختلف یعنی بر اساس تنش‌های برشی و قائم (τ و σ_n)، تنش‌های اصلی حداکثر حداقل (σ_1 و σ_3) و یا تنش برشی ماکزیمم و تنش قائم متوسط (τ_{max} و τ_m) بیان شده است که در ادامه به شرح هر یک پرداخته می‌شود.

۵-۲-۱-۱- معیار شکست کلمب بر اساس تنش‌های برشی و قائم (τ و σ_n)

این معیار بر اساس تنش‌های برشی و قائم ارائه شده و بیان می‌کند که تنش برشی که تمایل به ایجاد سطوح گسیختگی برشی در حین انجام آزمایشات برشی دارد، توسط دو عامل چسبندگی (σ_0) و ضریب یا زاویه اصطکاک (μ یا ϕ) کنترل می‌شود، به طوری که بین این پارامترها رابطه زیر برقرار است:

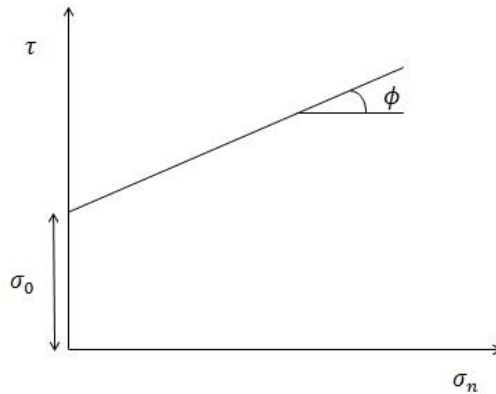
$$|\tau| = \sigma_0 + \mu \cdot \sigma_n \quad (۱-۵)$$

1. Rankin failure criterion
2. Teresca failure criterion
3. Patton failure criterion
4. Murrel failure criterion
5. Lundborg failure criterion
6. Fairhurst failure criterion
7. Ladanyi and Archambaulte failure criterion
8. Coulmb Criteria

در این رابطه، τ تنش برشی، σ_0 چسبندگی، μ ضریب اصطکاک و σ_n تنش قائم می‌باشد. گاهی اوقات این رابطه به شکل زیر ارائه می‌شود:

$$\sigma_0 = |\tau| - \mu \cdot \sigma_n \quad (۲-۵)$$

این رابطه معادله یک خط راست است که به شکل زیر قابل نمایش می‌باشد.



شکل ۷-۱- نمایش معیار گسیختگی کلمب بر اساس تنش‌های برشی و قائم

اکنون اگر در رابطه (۲-۵) مقادیر تنش برشی و قائم که در روابط (۳-۵) و (۴-۵) ارائه شده‌اند قرار گیرد، رابطه (۵-۵) حاصل خواهد شد:

$$|\tau| = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \sin 2\beta \quad (۳-۵)$$

$$\sigma_n = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \cos 2\beta \quad (۴-۵)$$

$$\sigma_0 = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \sin 2\beta - \mu \left[\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \cos 2\beta \right] \quad (۵-۵)$$

اکنون اگر رابطه (۵-۵) بر حسب σ_1 حل شود، رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\sigma_1 = \frac{2\sigma_0 + \sigma_3 [\sin 2\beta + \mu(1 - \cos 2\beta)]}{\sin 2\beta - \mu(1 + \cos 2\beta)} \quad (۶-۷)$$

در این روابط، β زاویه بین خط عمود بر سطح شکست و جهت σ_1 می‌باشد. روابط (۵-۵) و (۶-۵) خود به عنوان معیارهای شکست استفاده می‌شوند. در این روابط، هرگاه مقادیر سمت راست بزرگتر از مقادیر سمت چپ باشند، شکست نمونه قطعی است.

در رابطه (۶-۵) اگر از سمت راست معادله بر حسب β مشتق‌گیری شود و مساوی صفر قرار داده شود، نتیجه آن حصول رابطه زیر است:

$$\tan 2\beta = -\frac{1}{\mu} \quad (7-5)$$

به ازاء مقایر مختلف μ از صفر تا بینهایت، مقدار β معادل ۴۵ تا ۹۰ درجه بدست می‌آید و این بدان معنی است که μ و β با یکدیگر دارای ارتباط مستقیم می‌باشند. به کمک روابط مثلثاتی می‌توان رابطه بین β و μ را به صورت زیر نشان داد:

$$\sin 2\beta = (\mu^2 + 1)^{-\frac{1}{2}} \quad (8-5)$$

$$\cos 2\beta = -\mu(\mu^2 + 1)^{-\frac{1}{2}} \quad (9-5)$$

اکنون اگر مقادیر روابط (۳-۵) و (۴-۵) و (۸-۵) و (۹-۵) در داخل رابطه (۲-۵) قرار گیرد، رابطه زیر بدست می‌آید:

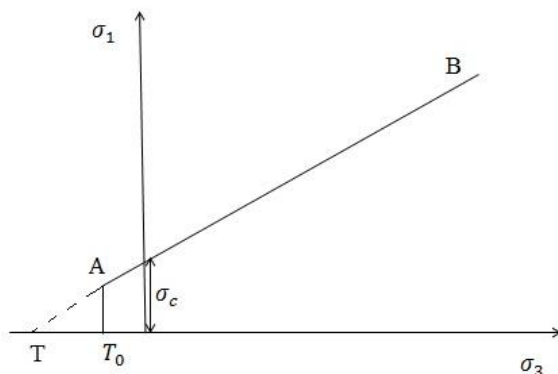
$$\sigma_0 = |\tau| - \mu\sigma_n = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)(\mu^2 + 1)^{\frac{1}{2}} - \frac{1}{2}\mu(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (10-5)$$

بدین ترتیب می‌توان معیار اصلی کلمب بر اساس σ_1 و σ_0 را به صورت زیر نمایش داد:

$$\sigma_0 = \frac{\sigma_1}{2} \left[(\mu^2 + 1)^{\frac{1}{2}} - \mu \right] - \frac{\sigma_3}{2} \left[(\mu^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + \mu \right] \quad (11-5)$$

$$\sigma_1 = \frac{2\sigma_n}{(\mu^2 + 1)^{\frac{1}{2}} - \mu} + \sigma_3 \frac{(\mu^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + \mu}{(\mu^2 + 1)^{\frac{1}{2}} - \mu} \quad (12-5)$$

با دقت در رابطه (۱۲-۵) مشاهده می‌شود که این رابطه معادله یک خط راست است و در دستگاه مختصات σ_1 و σ_3 به صورت شکل (۲-۵) نشان داده می‌شود:



شکل ۲-۵- نمایش معیار گسیختگی کلمب بر اساس تنش‌های اصلی حداکثر و حداقل

در این شکل عرض از مبدأ پوش کلمب، مقدار مقاومت فشاری تک محوری را نشان می‌دهد که از طریق رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$\sigma_c = \frac{2\sigma_0}{(\mu^2 + 1)^{\frac{1}{2}} - \mu} \quad (13-5)$$

همچنین اگر در رابطه (۱۲-۵) مقدار $\sigma_1 = 0$ قرار داده شود و معادله حل شود، تقریباً مقاومت کششی تک محوری سنگ بدست خواهد آمد که برابر رابطه زیر خواهد بود:

$$\sigma_t \cong \frac{-2\sigma_0}{(\mu^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + \mu} \quad (14-5)$$

بدین ترتیب قطع شدن محور σ_1 توسط پوش کلمب بیانگر مقاومت فشاری تک محوری است. اما قطع شدن محور σ_3 توسط پوش کلمب دقیقاً بیانگر مقاومت کششی تک محوره نمی‌باشد. به بیان دیگر، محدوده کلمب در محدوده A و B معتبر است. به طوری که تصویر نقطه A بر روی محور σ_3 نقطه T_0 است که بیانگر مقاومت کششی تک محوره می‌باشد. اصولاً در معیار کلمب فرض بر این است که مقدار σ_n مثبت می‌باشد با در نظر گرفتن این فرض که مقادیر $\sin 2\beta$ و $\cos 2\beta$ از روابط (۸-۵) و (۹-۵) در رابطه (۴-۵) قرار گیرند و رابطه ساده شود، رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\sigma_1 \left[(\mu^2 + 1)^{\frac{1}{2}} - \mu \right] + \sigma_3 \left[(\mu^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + \mu \right] > 0 \quad (15-5)$$

از ترکیب رابطه این رابطه با رابطه (۱۱-۵) رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\sigma_1 > \sigma_0 \left[(\mu^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + \mu \right] \quad (16-5)$$

و از ساده شدن این رابطه، مقادیر زیر محاسبه خواهد شد که یک نتیجه مهم برای معیار کلمب بحساب می‌آید:

$$\sigma_1 > \frac{1}{2} \sigma_0 \quad (17-5)$$

این رابطه بیان می‌کند که معیار کلمب فقط در سمت راست نقطه A در شکل (۲-۵) معتبر است. به این معیار، معیار اصلاح شده کلمب می‌گویند.

در نظر گرفتن مقدار منفی برای σ_3 در حین آزمایش سه محوری باعث ایجاد ترک‌های کششی طولی در امتداد عمود بر σ_3 می‌شود که این موضوع در نقطه T_0 شکل (۲-۵) رخ می‌دهد. در این زمینه معیار ساده‌تر و دقیق‌تری توسط پائول (۱۹۶۱) ارائه شده است و بیان می‌کند که معیار کلمب زمانی معتبر است که:

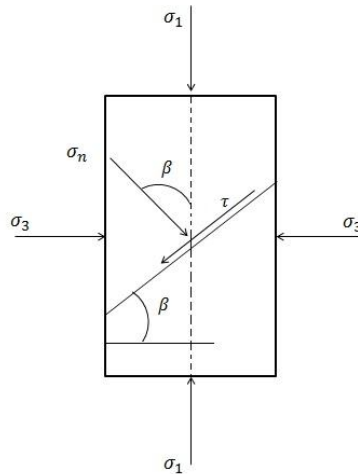
$$\sigma_1 > \sigma_0 \left[1 - \frac{\sigma_c \cdot T_0}{4\sigma_0^2} \right] \quad (18-5)$$

در غیر این صورت، اگر $\sigma_3 = -T_0$ باشد، آنگاه مقدار σ_1 به صورت زیر خواهد بود و معیار کلمب معتبر نیست:

$$\sigma_1 < \sigma_0 \left[1 - \frac{\sigma_c \cdot T_0}{4\sigma_0^2} \right] \quad (19-5)$$

۵-۲-۱-۲- معیار کلمب بر اساس تنش‌های اصلی حداکثر و حداقل (σ_3 و σ_1)

اگر یک نمونه استوانه‌ای سنگ تحت آزمایش سه محوری قرار گیرد، در امتداد یک سطح مایل نسبت به محور تنش اصلی حداکثر دچار گسیختگی برشی می‌شود و توزیع جدیدی از تنش‌ها شامل تنش‌های برشی و نرمال بر روی سطح برش ایجاد می‌گردد (شکل ۵-۳).



شکل ۵-۳- معرفی سطح گسیختگی و زاویه β به هنگام انجام آزمایش مقاومت فشاری سه محوری سنگ

زاویه بین عمود بر سطح گسیختگی و تنش اصلی حداکثر (یا زاویه بین سطح گسیختگی و تنش اصلی حداقل)، زاویه β می‌باشد که با ضریب اصطکاک سنگ از طریق رابطه زیر در ارتباط است:

$$\tan 2\beta = -\frac{1}{\mu} \quad (20-7)$$

اگر از رابطه فوق مقدار β محاسبه شود، رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\beta = \frac{\pi}{4} - \frac{1}{4} \tan^{-1} \frac{1}{\mu} \quad (21-5)$$

مطابق با این رابطه، اگر $\mu = 0$ باشد $\beta = \frac{\pi}{4}$ خواهد بود، اگر $\mu = 1$ باشد $\beta = \frac{3\pi}{8}$ و اگر $\mu = \infty$ باشد $\beta = \frac{\pi}{2}$ خواهد بود. بنابراین مقدار β همواره یک زاویه حاده است، که بین ۴۵ تا ۹۰ درجه در تغییر است. از آنجایی که ممکن است گسیختگی برشی در دو جهت در نمونه رخ دهد، بنابراین سطوح گسیختگی مزدوج به وجود می‌آیند.

برای بدست آوردن معیار کلمب بر اساس تنش‌های اصلی کافی است به جای μ مقدار آن $\tan \phi$ قرار داده شود. در این صورت رابطه زیر از طریق روابط مثلثاتی حاصل خواهد شد:

$$(\mu^2 + 1)^{\frac{1}{2}} = \sec \phi \quad (22-5)$$

اگر فرض شود که $\frac{1}{2}(\mu^2 + 1) + \mu = \sec \phi + \tan \phi = \tan \alpha$ باشد، آنگاه رابطه (۲۳-۵) از طریق روابط مثلثاتی زیر قابل دسترسی است:

$$\frac{1}{\cos \phi} + \frac{\sin \phi}{\cos \phi} = \frac{1 + \sin \phi}{\cos \phi} = \frac{1 + \cos(\frac{\pi}{2} + \phi)}{\sin(\frac{\pi}{2} + \phi)} = \tan \alpha$$

$$\frac{2 \sin^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})}{2 \sin(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}) \cos(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})} = \tan \alpha \Rightarrow \tan(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}) = \tan \alpha$$

$$\alpha = \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (23-5)$$

از سوی دیگر مقدار زاویه β برابر مقدار زیر می‌باشد:

$$\beta = \frac{\pi}{4} - \frac{1}{4} \tan^{-1} \frac{1}{\mu}$$

اگر در این رابطه به جای μ مقدار آن $\tan \phi$ قرار داده شود، مقدار β مساوی $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$ حاصل خواهد شد. بنابراین با مقایسه این مقدار و رابطه (۲۳-۵) مشخص می‌شود که مقدار β و α برابر است. اکنون اگر در رابطه (۱۲-۵) به جای μ ، $\tan \phi$ قرار داده شود و معادله حل گردد، رابطه زیر بدست خواهد آمد:

$$\sigma_1 = 2\sigma_0 \left[\frac{1 + (\sin \phi)^{\frac{1}{2}}}{1 - \sin \phi} \right] + \sigma_3 \left[\frac{1 + \sin \phi}{1 - \cos \phi} \right] \quad (24-5)$$

با در نظر گرفتن اینکه مقدار $\beta = \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$ است، مقدار $\tan^2 \beta$ برابر است با:

$$\tan^2 \beta = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (25-5)$$

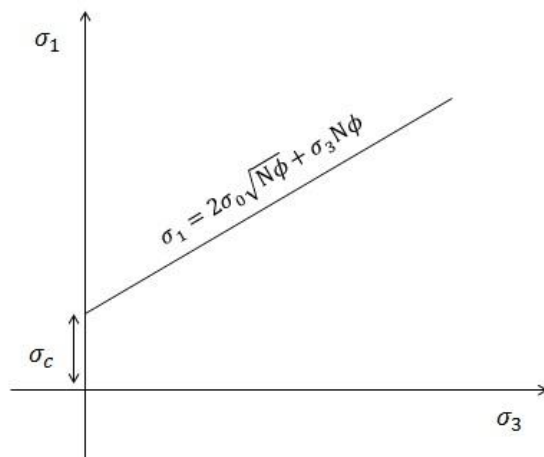
در نتیجه معیار کلمب بر اساس تنش‌های اصلی حداکثر و حداقل به صورت زیر خواهد بود:

$$\sigma_1 = 2\sigma_0 \tan \beta + \sigma_3 \tan^2 \beta \quad (26-5)$$

گاهی اوقات به جای $\tan^2 \beta$ در رابطه بالا عبارت $N\phi$ جایگزین می‌شود که عدد اصطکاک نامیده می‌شود. بنابراین معیار کلمب ممکن است به شکل زیر نمایش داده شود:

$$\sigma_1 = 2\sigma_0 \sqrt{N\phi} + \sigma_3 N\phi \quad (27-5)$$

این رابطه در دستگاه مختصات $(\sigma_1 - \sigma_3)$ به صورت شکل (۴-۵) است:



شکل ۴-۵- نمایش معیار گسیختگی کلمب بر اساس تنش‌های اصلی حداکثر و حداقل

بر اساس این شکل، اگر در رابطه (۲۷-۵) مقدار $\sigma_3 = 0$ فرض شود مقدار مقاومت فشاری تک محوری سنگ از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$\sigma_c = 2\sigma_0\sqrt{N\phi} \quad (28-5)$$

گاهی اوقات به جای عدد اصطکاک $(N\phi)$ عبارت K جایگزین می‌شود که در این حالت معیار کلمب به صورت زیر نمایش داده می‌شود:

$$\sigma_1 = \sigma_c + K\sigma_3 \quad (29-5)$$

در این رابطه، K برابر با مقدار زیر است:

$$K = \tan^2\beta = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} \quad (30-5)$$

۳-۱-۲-۵- معیار کلمب بر اساس تنش برشی حداکثر و تنش نرمال (قائم) متوسط (τ_m و τ_{max})

معیار کلمب بر اساس تنش برشی و تنش قائم را می‌توان به صورت زیر نشان داد:

$$\sigma_0 = |\tau| - \sigma_n\mu \Rightarrow \sigma_0 = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)(\mu^2 + 1)^{\frac{1}{2}} - \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)\cdot\mu \quad (31-5)$$

همچنین مقدار تنش برشی حداکثر و تنش قائم متوسط از طریق روابط زیر و با توجه به دایره موهر قابل محاسبه هستند:

$$\tau_m = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (32-5)$$

$$\sigma_m = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \quad (33-5)$$

اکنون اگر مقادیر فوق را در رابطه (۳۱-۵) جایگزین شوند، خواهیم داشت:

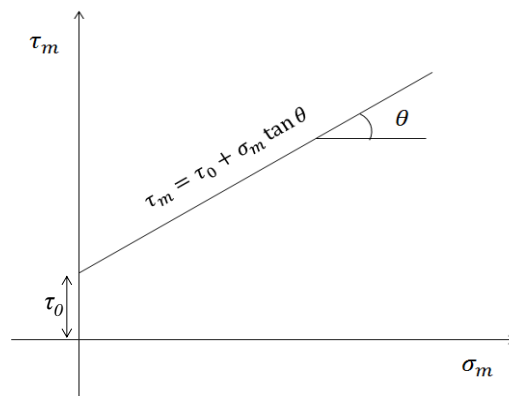
$$\sigma_0 = \tau_m (\mu^2 + 1)^{\frac{1}{2}} - \sigma_m \mu \quad (34-5)$$

اگر به جای μ مقدار آن یعنی $\tan \phi$ قرار داده شود، خواهیم داشت:

$$\sigma_0 = \tau_m (1 + \tan^2 \phi)^{\frac{1}{2}} - \sigma_m \tan \phi \Rightarrow \sigma_0 = \tau_m \left(\frac{1}{\cos \phi} \right) - \sigma_m \left(\frac{\sin \phi}{\cos \phi} \right) \Rightarrow$$

$$\tau_m = \sigma_0 \cos \phi + \sigma_m \sin \phi \quad (35-5)$$

رابطه فوق معادله یک خط راست است که در دستگاه مختصات $(\tau_m - \sigma_m)$ به صورت شکل زیر است:



شکل ۵-۵- نمایش معیار گسیختگی کلمب بر اساس تنش برشی ماکزیمم و تنش نرمال متوسط

از این شکل روابط زیر قابل استنتاج می‌باشند:

$$\tau_0 = \sigma_0 \cos \phi \quad (36-5)$$

$$\tan \theta = \sin \phi \quad (37-5)$$

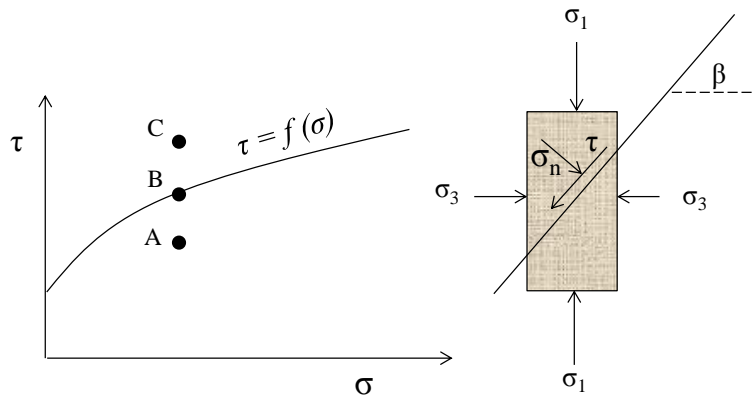
بنابراین می‌توان معیار کلمب بر اساس تنش برشی حداکثر و تنش قائم متوسط را به صورت زیر بازنویسی کرد:

$$\tau_m = \tau_0 + \sigma_m \tan \theta \quad (38-5)$$

۵-۲-۲- معیار شکست موهر^۱

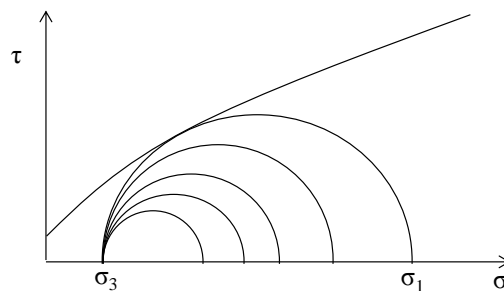
هنگامی که یک نمونه استوانه‌ای سنگ تحت آزمایش سه محوری قرار می‌گیرد، یک سطح گسیختگی برشی به صورت مایل نسبت به جهت اصلی تنش ماکزیمم در آن ایجاد می‌شود و تنش برشی (τ) و تنش قائم (σ_n) در روی این سطح توزیع می‌گردد. مطابق با نظر موهر ارتباط بین تنش‌های برشی و قائم به صورت یک رابطه تابعی است که این تابع می‌تواند به

هرشکلی باشد. اما زمانی که تنش اصلی حداقل (σ_3) کوچکتر از مقاومت کششی سنگ (σ_t) باشد، سنگ دچار گسیختگی کششی می‌شود و معیار موهر صادق نیست. مطابق با معیار موهر گسیختگی زمانی در سنگ رخ می‌دهد که در دستگاه مختصات ($\tau - \sigma$) دایره‌های موهر رسم شده بر اساس مقادیر σ_1 و σ_3 ، بر خط گسیختگی یا پوش گسیختگی موهر منطبق شوند. برای وضعیت پایداری یا گسیختگی یک سنگ با توجه به معیار موهر و مطابق شکل (۵-۶) می‌توان سه حالت A، B و C را در نظر گرفت. در حالت A دایره موهر بر پوش گسیختگی مماس نشده و سنگ دچار گسیختگی نشده است. در حالت B دایره موهر بر پوش گسیختگی مماس می‌شود و سنگ دچار گسیختگی خواهد شد. حالت C نمیتواند وجود عملی داشته باشد زیرا قبیل از آنکه حالت تنش به نقطه C برسد نمونه در نقطه B گسیخته شده است.



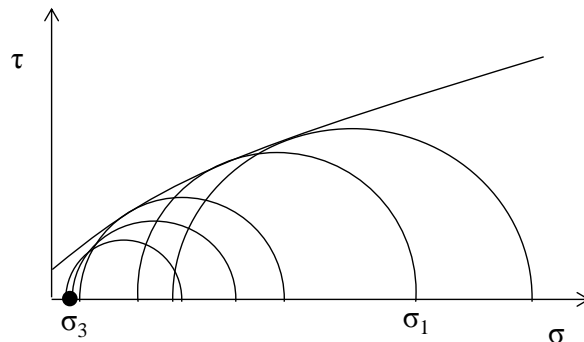
شکل ۵-۶- وضعیت پایداری یا گسیختگی یک سنگ با توجه به معیار موهر

در حالت تنش همه جانبه یا هیدرو استاتیک، حالت دایره موهر در دستگاه مختصات ($\tau - \sigma$) به صورت یک نقطه می‌باشد. اکنون اگر فشار جانبی σ_3 افزایش یابد به مرور دایره‌های موهر بزرگتر می‌شوند تا بر پوش گسیختگی نزدیک شوند و بر آن مماس گردند.



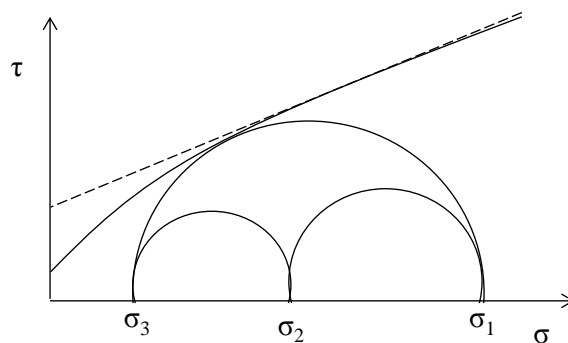
شکل ۵-۷- بزرگتر شدن دایره‌های موهر در اثر افزایش فشار جانبی

به منظور ترسیم پوش موهر کافی است از هر نمونه سنگ حداقل سه نمونه استوانه‌ای شکل در پنج فشار جانبی مختلف تحت آزمایش قرار گرفته و مقادیر σ_1 های متناظر قرائت شود. اکنون اگر توسط σ_3 و σ_1 های بدست آمده دوایر موهر در دستگاه مختصات ($\tau - \sigma$) رسم شود و مماس بر این دوایر بدست آید، شکل حاصل پوش گسیختگی موهر است (شکل ۵-۸).



شکل ۵-۸- دواير و چوش گسيختگی موهر در پنج فشار جانبي مختلف تحت آزمایش سه محوری

در همگی حالات فوق فرض بر این است که $\sigma_2 = \sigma_3$ می‌باشد. اگر $\sigma_2 > \sigma_3$ باشد مقاومت سنگ افزایش نخواهد یافت، ولی جهت سطح گسیختگی در راستای σ_2 آرایش پیدا خواهد کرد. دیاگرام این حالت به صورت شکل (۵-۹) است.



شکل ۵-۹- تأثیر تنش اصلی متوسط در گسیختگی نمونه

بنابراین در آزمایش سه محوره نقش تنش انحرافی $(\sigma_1 - \sigma_3)$ در گسیختگی نمونه از اهمیت بیشتری برخوردار است نسبت به $(\sigma_2 - \sigma_3)$ یا $(\sigma_1 - \sigma_2)$ بیشتر است. این مقدار همان قطر دایره موهر می باشد و شعاع دایره موهر نصف این مقدار می‌باشد.

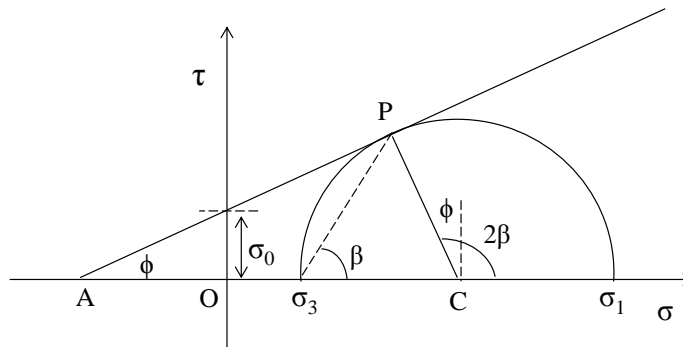
$$R = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (5-38)$$

برخی از محققین عقیده دارند که پوش گسیختگی موهر به صورت سهمی است، اما واقعیت این است که پوش گسیختگی در سنگ‌های مختلف حالت‌های مختلفی دارند ولی خطی نیست، نه خطی است نه سهمی، بلکه به صورت یک منحنی است که هرچه میزان تنش‌های قائم افزایش می‌یابد (به سمت راست محور تنش پیش می‌رویم) از شیب خط کاسته شده و بنابراین زاویه اصطکاک سنگ کاهش می‌یابد. همچنین از آنجا که زاویه β با ϕ ارتباط دارد بنابراین از مقدار β هم کاسته می‌شود. فرض خطی بودن معیار موهر این امکان را مهیا می‌کند تا با داشتن پارامترهای مقاومت برشی معیار کلمب (c و ϕ) معیار شکست سنگ را مشخص کرد. این فرض همیشه صادق نیست زیرا در فشارهای پایین منحنی موهر دارای شیب بیشتری حالت

غیر خطی دارند. فرض خطی بودن معیار موهر تحت عنوان معیار گسیختگی موهر - کلمب نامیده می شود، که در ادامه در مورد آن توضیح داده می شود. لازم به ذکر است که معیار گسیختگی موهر - کلمب هم در مکانیک سنگ هم مکانیک خاک کاربرد دارد.

۵-۲-۳- معیار گسیختگی موهر- کلمب^۱

در معیار گسیختگی موهر - کلمب فرض بر این است که پوش گسیختگی موهر حالت خطی دارد که می توان آن را در دستگاه مختصات $(\tau - \sigma)$ به صورت شکل (۵-۱۰) نمایش داد.



شکل ۵-۱۰- نمایش معیار گسیختگی موهر - کلمب

بر اساس این شکل:

$$2\beta - \phi = 90 \Rightarrow \beta = 45 + \frac{\phi}{2} \quad (۳۹-۵)$$

معادله پوش گسیختگی موهر - کلمب که یک خط راست می باشد به صورت زیر است

$$\tau = \sigma_0 + \sigma_n \tan \phi \quad (۴۰-۵)$$

در مثلث APC:

$$\sin \phi = \frac{CP}{AO+OC} \Rightarrow CP = (AO + OC) \sin \phi \quad (۴۱-۵)$$

$$CP = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$AO = \sigma_0 \cot \phi$$

$$OC = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)$$

اکنون اگر این مقادیر در رابطه (۷-۴۱) جایگذاری شود، رابطه زیر بدست خواهد آمد.

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = \left[\sigma_0 \cot \phi + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \right] \sin \phi \quad (۴۲-۷)$$

از آنجایی که $\tau_m = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$ و $\sigma_m = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)$ بنابراین رابطه (۷-۴۲) به صورت زیر خلاصه خواهد شد:

$$\tau_m = \sigma_0 \cot \phi + \sigma_m \sin \phi \quad (۷-۴۳)$$

معادله (۷-۴۳) همان گسیختگی کلمب بر اساس تنش برشی حداکثر و تنش قائم حداقل می‌باشد.

اگر از نقطه A به جای خط AP خط AQ رسم شود، شیب این خط معادل θ خواهد بود. لذا در مثلث ACQ خواهیم داشت:

$$\tan \theta = \frac{CQ}{AC} = \frac{R}{AC} \quad (۷-۴۴)$$

همچنین در مثلث ACP:

$$\sin \phi = \frac{CP}{AC} = \frac{R}{AC} \quad (۷-۴۵)$$

و این نتیجه حاصل می‌شود که $\tan \theta = \sin \phi$ برابر است. در این شکل مقادیر $OF = \sigma_0$ و $OG = \tau_0$ می‌باشند.

در مثلث AOG:

$$\tan \theta = \frac{OG}{OA}$$

در مثلث AOF:

$$\sin \phi = \frac{OF}{Af}$$

از آنجایی که $\tan \theta = \sin \phi$ لذا دو رابطه فوق هم با هم برابر است:

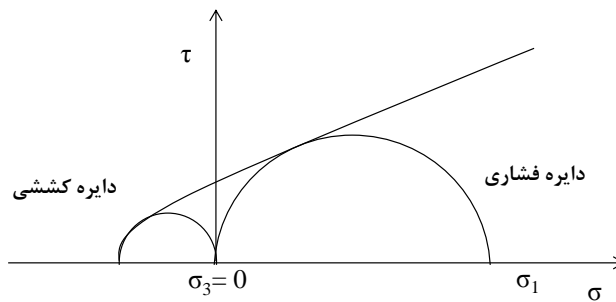
$$\frac{OG}{OA} = \frac{OF}{AF} \Rightarrow \frac{\tau_0}{OA} = \frac{\sigma_0}{AF} \Rightarrow \frac{\tau_0}{AF \cos \phi} = \frac{\sigma_0}{AF}$$

$$\tau_0 = \sigma_0 \cos \phi \quad (۷-۴۶)$$

بنابراین ملاحظه می‌شود که اگر معیار موهر خطی فرض شود، تمام نتایج کلمب قابل محاسبه است.

۵-۲-۴- معیار کلمب - ناویر^۱

در این معیار تئوری کلمب بر اساس تنش برشی و تنش نرمال مورد تجدید نظر قرار گرفته است. بر اساس این معیار مقاومت یک نمونه سنگ تحت تنش‌های برشی القاء شده به آن توسط دو پارامتر زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی تأمین می‌شود. جهت تعیین معیار گسیختگی کولمب - ناویر کافی است در دستگاه مختصات $(\sigma - \tau)$ دو دایره‌ای موهر طوری ترسیم شوند که یک دایره معرف مقاومت کششی تک محوری و یک دایره معرف مقاومت فشاری تک محوری سنگ باشد. پوش گسیختگی مماس بر این دوایر طوری است که در قسمت کششی شیب منحنی کاهش و در قسمت فشاری شیب منحنی ثابت است.



شکل ۵-۱۱- نمایش معیار گسیختگی کلمب- ناویر

در معیار کلمب- ناویر مقاومت برشی سنگ مطابق رابطه زیر از دو پارامتر مقاومت برشی اولیه و اصطکاک تشکیل شده است:

$$\tau = S_0 + \sigma_n \tan \phi \quad (47-7)$$

در این رابطه، S_0 مقاومت برشی اولیه می‌باشد.

۵-۲-۵- معیار شکست گریفیث

معیار شکست گریفیث^۱ در سال ۱۹۲۱ توسط گریفیث برای اجسام ترد و شکننده، مانند شیشه ارائه شده است و به همین دلیل معیار گسیختگی ترد سنگ نیز نامیده می‌شود. حسن این معیار در این است که وضعیت مختلف شکست اعم از شکست برشی و شکست کششی را بررسی می‌کند. بر اساس این معیار به علت ساخت و بافت ویژه سنگ‌ها در مرز بین دانه‌های سنگ ترک‌ها و شکستگی‌ها بسیار ریز و و میکروسکوپی وجود دارد که مستعد از هم باز شدن می‌باشند. گریفیث فرض می‌کند که این ترک‌ها یا بخشی‌های ضعیف سنگ به صورت درزه‌های ذره بینی و بیضی شکل می‌باشند. در مرز بین این درزه‌ها به علت تاثیر نیروهای فشاری خارجی وارد بر سنگ، تنش‌های کششی فوق العاده زیادی پدیدار می‌شود که مقدار این تنش بستگی به توجیه فضایی درزه‌های سنگ نسبت به محورهای اصلی تنش دارد. مقدار تنش‌های کششی (مقاومت کششی) ایجاد شده در اثر تنش‌های ایجاد شده در اثر تنش‌های فشاری در مرز بین دانه‌ها از طریق روابط زیر قابل محاسبه است:

$$\sigma_1 + \sigma_3 \geq 0 \Rightarrow \sigma_t = \frac{-(\sigma_1 - \sigma_3)^2}{8(\sigma_1 + \sigma_3)} \quad (48-7)$$

$$\sigma_1 + 3\sigma_3 < 0 \Rightarrow \sigma_t = -\sigma_3 \quad (49-7)$$

بر اساس این معیار اگر مقدار $\sigma_3 = 0$ معادل صفر در نظر گرفته شود و معادله بر اساس σ_1 حل شود مقاومت فشاری سنگ از طریق روابط زیر قابل محاسبه می‌باشد:

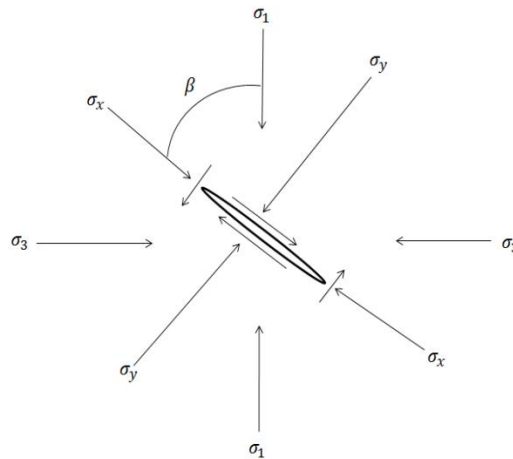
$$\sigma_3 = 0 \Rightarrow \sigma_1 = \sigma_c \Rightarrow \sigma_c = 8\sigma_t \quad (50-7)$$

در معیار گسیختگی گریفیث فرضیات زیر مد نظر قرار می‌گیرند:

- ۱- بیضی‌های درزه در محیط الاستیک نیمه محدود قرار دارند و به صورت منفرد عمل می‌کنند و بر یکدیگر تأثیر چندانی ندارند.
- ۲- بیضی‌های درزه و سیستم‌های نیروی وارد بر آنها دو بعدی تصور می‌شوند (شکل ۷-۱۲) در این خصوص روابط زیر برقرار است:

$$\sigma_n = \sigma_y = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\beta \quad (51-7)$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\beta \quad (52-7)$$



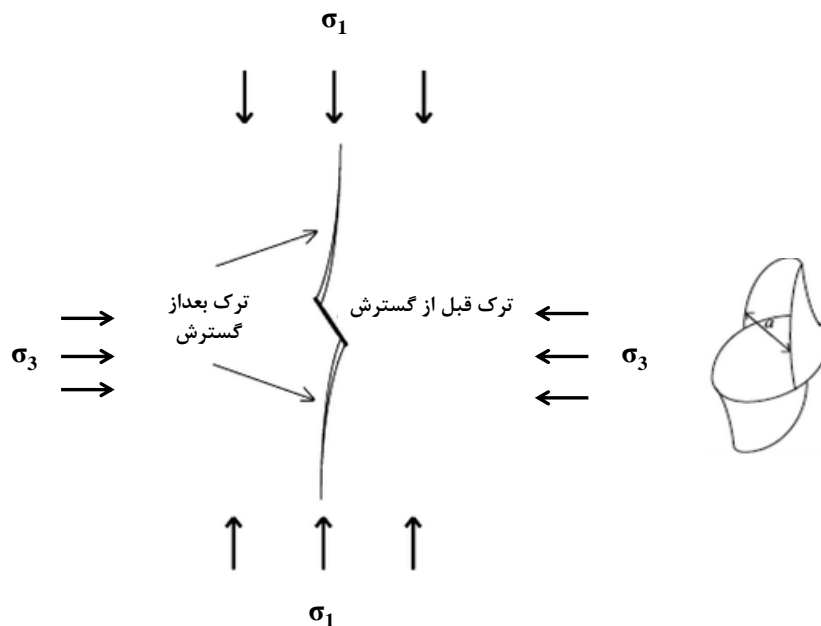
شکل ۵-۱۱- بیضی‌های درزه و سیستم‌های نیروی وارد بر آن در معیار گسیختگی گریفیث

به پیشنهاد مورل (۱۹۶۲)^۱ معیار شکست گریفیث با رابطه‌ای مشخص می‌شود که این رابطه بیانگر یک سهمی می‌باشد و به صورت زیر است:

$$\tau^2 = 4\sigma_t^2 + 4\sigma_t\sigma_n = 4\sigma_t(\sigma_t + \sigma_n) \quad (53-7)$$

بر اساس این معیار شکستگی نمونه زمانی رخ می‌دهد که $\sigma \geq \sqrt{\frac{2E\alpha}{\pi c}}$ باشد. در این رابطه انرژی سطح در واحد مساحت سطح ترک کششی، E مدول یانگ نمونه فاقد ترک و $2c$ طول نمونه می‌باشد. در خصوص گسترش شکستگی در نمونه می‌توان شرایط زیر را در نظر گرفت:

۱- اگر $\tau_{xy} > 0$ و $\sigma_3 < 0$ باشد، شکاف به صورت یک منحنی به طرف خارج از صفحه بیضی گسترش می‌یابد و تمایل دارد در مسیر σ_1 قرار گیرد، بطوری که زاویه β به تدریج کاهش می‌یابد تا به صفر برسد (شکل ۵-۱۳).



شکل ۵-۱۳- گسترش ترک در اثر اعمال تنش‌های اصلی به سنگ

۲- اگر $\sigma_3 > 0$ و $\tau_{xy} > 0$ باشد، در این صورت σ_n تولید شده در صفحه درزه فشاری است و از گسترش ترک جلوگیری به عمل می‌آید (ترک به مقدار کم گسترش می‌یابد) و از پیشروی باز می‌ماند و وضعیت پایدار حاصل می‌شود (در صورت منفرد بودن درزه). اما از آنجایی که تعداد درزه‌های بیضی شکل در عمل زیاد می‌باشد، با گسترش و اتصال آنها به یکدیگر ممکن است گسیختگی رخ دهد که در این وضعیت یکی از چهار حالت گسیختگی برشی، گسیختگی کششی، گسیختگی برشی - کششی و حالت پایدار زیر رخ می‌دهد.

۵-۳- معیارهای شکست تجربی

برخی از معیارهای شکست فقط می‌توانند در خصوص برخی از رفتار سنگ‌ها پاسخ صحیح ارائه نمایند و از پیش‌بینی و توضیح در خصوص برخی دیگر از رفتار سنگ‌ها ناتوان می‌باشند. به همین دلیل روش استخراج معیارهای گسیختگی از نتایج حاصل از آزمایشات تجربی به عنوان راه حلی مطرح گردید از این طریق بتوان به معیارهای گسیختگی خطی یا غیرخطی دست یافت تا بتوانند تفسیر بهتری از رفتار سنگ‌ها ارائه دهند. به همین دلیل موضوع ارائه معیارهای گسیختگی تجربی مطرح گردید. بنابراین، معیارهای گسیختگی تجربی حاصل برآزش یک خط یا یک منحنی به داده‌های حاصل از انجام آزمایشات و تعیین معادله آن خط و یا آن منحنی می‌باشند. این معیارها دارای توجیه تئوری کافی نمی‌باشند ولی مقاومت و رفتار سنگ‌ها با استفاده از آنها قابل پیش‌بینی است. باید دقت داشت که کاربرد این معیارها در محدوده سنگ‌ها و آزمایشاتی باشد که معیار تجربی مورد نظر از آن استخراج شده است. به همین دلیل معیارهای گسیختگی تجربی مختلفی بر اساس آزمایشات انجام شده بر روی سنگ‌های مختلف توسط پژوهشگران ارائه شده است که در ادامه به برخی از مهمترین آنها اشاره می‌شود.

۵-۳-۱- معیار گسیختگی بیناوسکی

یک معیار گسیختگی مناسب باید رفتار یک نمونه سنگ بکر و توده سنگ را در شرایط کششی، برشی، فشاری و تحت فشارهای محصور کننده متفاوت پیش‌بینی کند. یکی از مهمترین این معیارها، معیار گسیختگی بیناوسکی (۱۹۸۴) می‌باشد که بر اساس آن مقاومت حداکثر سه محوری سنگ‌ها از طریق روابط زیر تعیین می‌گردد:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = 1 + A \left[\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right]^k \quad (1-5)$$

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = 1 + B \left[\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right]^a \quad (2-5)$$

$$\frac{\tau_m}{\sigma_c} = 0.1 + B \left[\frac{\sigma_m}{\sigma_c} \right]^c \quad (3-5)$$

در این روابط، σ_1 ، σ_3 ، σ_c ، σ_m و τ_m به ترتیب تنش‌های اصلی حداکثر و حداقل، مقاومت فشاری تک محوری، تنش نرمال متوسط و تنش برشی حداکثر هستند. همچنین A و B ، k ، a و c نیز ثابت‌های معیارهای مذکور می‌باشند که بر اساس آزمایشات و تحقیقات انجام شده توسط محققین مقدار آنها برای سنگ‌های مختلف در جدول (۱-۵) ارائه شده است.

جدول ۱-۵- مقادیر ثابت‌های معیار گسیختگی بیناوسکی برای سنگ‌های مختلف

B	A	نوع سنگ
۰/۸	۵	نوریت
۰/۷۸	۴/۵	کوارتزیت
۰/۷۵	۴	ماسه‌سنگ
۰/۷	۳	سنگ‌لای
۰/۷	۳	گل‌سنگ

۵-۳-۲- معیار گسیختگی هوک و براون

هوک و براون (۱۹۸۰) آزمایشات سه محوی زیادی بر روی انواع مختلف سنگ‌ها انجام دادند و منحنی‌های سهمی شکل به دست آمده را مورد تجزیه و تحلیل قرار دادند. آنها سعی نمودند تا مناسبترین منحنی که بر تئوری اولیه گریفیت بر تنش‌های نرمال موثر کششی مطابقت داشته باشد و همچنین بر نتایج مشاهده شده از شرایط فشاری در سنگهای ترد انطباق یابد را به دست آورند. اساس کار آنها بر روش سعی و خطا استوار بوده است. نتیجه این عمل منجر به پیدایش معیار گسیختگی تجربی هوک و براون در سال ۱۹۸۰ گردید. از زمان ارائه این معیار، تجربیات کاربردی قابل ملاحظه‌ای توسط ارائه دهندگان این معیار و دیگران کسب گردیده است. در نتیجه تا سال ۲۰۰۲ این معیار دستخوش چندین مرحله تغییرات قرار گرفت. از مزایای این معیار می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

۱- معیار گسیختگی مذکور با نتایج بدست آمده در آزمایشات تجربی مطابقت خوبی دارد.

۲- این معیار گسیختگی توسط روابط ساده ریاضی بیان شده است که به راحتی می‌توانند به صورت پارامترهای بدون بعد مورد استفاده قرار گیرند.

۳- معیار گسیختگی فوق توان توجیه رفتار ایزوتروپیک و نحوه شکست توده‌های سنگی درزه‌دار را دارا است.
 ۴- این معیار در مقایسه با سایر معیارهای گسیختگی توان لازم در پیش‌بینی رفتار سنگها به هنگام شکست را دارا می‌باشد و در طیف وسیعی از مسایل مهندسی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۵-۳-۲-۱- معیار هوک و براون برای سنگ‌بکر

معیار هوک و براون برای سنگ‌بکر بصورت رابطه زیر بیان می‌شود:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m_i \sigma_c \sigma_3 + s \sigma_c^2)^{1/2} \quad (۴-۶)$$

در این رابطه، σ_1 تنش اصلی حداکثر در لحظه گسیختگی، σ_3 : تنش اصلی حداقل در لحظه گسیختگی، m_i ثابت مربوط به نمونه سنگ‌بکر و s ضریب عددی که به وضعیت درزه‌های توده‌سنگ بستگی دارد، می‌باشند. اندازه عددی این ضریب در مورد سنگهای بکر معادل ۱ و در مورد سنگهایی که از قبل شکسته شده‌اند کمتر از ۱ می‌باشد.
 در رابطه (۴-۵) با فرض $\sigma_3 = 0$ مقاومت فشاری تک‌محوری سنگ به شرح زیر بدست می‌آید:

$$\sigma_1 = \sqrt{s \sigma_c^2} \quad (۵-۵)$$

همچنین اگر در رابطه (۴-۶) به جای $\sigma_1 = 0$ مقدار قرار گیرد و رابطه را بر حسب σ_c حل شود، مقاومت کششی تک‌محوری سنگ به دست می‌آید.

$$\sigma_t = \frac{1}{2} \sigma_c \left[m_i - (m_i^2 + 4s)^{1/2} \right] \quad (۶-۵)$$

ثابت‌های سنگ‌بکر در معیار هوک و براون m_i و s می‌باشند که بایستی در هر جا که امکان داشته باشد، با تحلیل‌های آماری داده‌های حاصل از انجام مجموعه‌ای از آزمایشات سه محوری، بر روی مغزه‌های سنگی تعیین گردند. مقدار s برای نمونه‌های سنگ‌بکر معادل ۱ می‌باشد. جهت تعیین مقادیر m_i نیاز به انجام تعداد زیادی آزمایش سه محوری می‌باشد به همین علت به منظور جلوگیری از انجام این کار برای تعیین این ثابت با توجه به لیتولوژی سنگها جدول (۵-۱) توسط هوک ارائه شده‌است.

جدول ۵-۱- مقادیر ثابت m_i با توجه به لیتولوژی سنگ

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerate (22)	Sandstone 19 ———— Greywacke ———— (18)	Siltstone 9	Claystone 4
		Organic		———— Chalk ———— 7 ———— Coal ———— (8-21)		
	Non-Clastic	Carbonate	Breccia (20)	Sparitic Limestone (10)	Micritic Limestone 8	
		Chemical		Gypstone 16	Anhydrite 13	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9	Hornfels (19)	Quartzite 24	
	Slightly foliated		Migmatite (30)	Amphibolite 25 - 31	Mylonites (6)	
	Foliated*		Gneiss 33	Schists 4 - 8	Phyllites (10)	Slate 9
IGNEOUS	Light		Granite 33		Rhyolite (16)	Obsidian (19)
			Granodiorite (30)		Dacite (17)	
	Dark		Diorite (28)		Andesite 19	
		Gabbro 27 Norite 22	Dolerite (19)	Basalt (17)		
	Extrusive pyroclastic type		Agglomerate (20)	Breccia (18)	Tuff (15)	

* These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of m_i will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

مقدار ثابت m_i برای علاوه بر جدول فوق، از طریق روابط مختلف نیز قابل محاسبه است. برخی از مهمترین این روابط به

شرح زیر می‌باشند:

$$m_i = \frac{\sigma_{ti}}{\sigma_{ci}} - \frac{\sigma_{ci}}{\sigma_{ti}} \quad (۷-۵) \text{ رابطه کولاک و آنلو (۲۰۰۴)}^1$$

$$m_i = (16\sigma_{tB} / \sigma_{ci}) - \frac{\sigma_{ci}}{\sigma_{tB}} \quad (۸-۵) \text{ گرگ و موفتوکلو (۱۹۹۳)}^2$$

$$m_i = \frac{4 \sin \phi_{oi}}{(1 - \sin \phi_{oi})(1 + 2 \sin \phi_{oi})^{0.5}} \quad (۹-۵) \text{ یوکار ۱۹۸۶ و کومار (۱۹۹۸)}^3$$

در این روابط σ_{ci} ، σ_{ti} و σ_{tB} به ترتیب مقاومت فشاری، مقاومت کششی مستقیم و مقاومت کششی برزیلی سنگ بکر

و ϕ_{oi} زاویه اصطکاک سنگ در تنش نرمال صفر می‌باشند.

1. Colak and Unlo 2004

2. Gercek and Muftuoglu 1993

3. Ucar 1986, Kumar 1998

۵-۳-۲- معیار هوک و براون برای توده سنگ

این معیار برای توده سنگ ارائه شده و مبتنی بر نتایج آزمایشات انجام شده بر روی آندزیت پانگونا^۱ می باشد. هوک و براون معیار ارائه شده برای سنگ بکر را برای توده سنگ نیز تعمیم دادند که به صورت رابطه زیر بیان می گردد.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left[m_m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right]^a \quad (10-5)$$

در این رابطه، σ_c مقاومت فشاری سنگ بکر، m_m ، s ، a ثابت های مربوط به توده سنگ می باشند. این معادله توسط هوک و همکاران به دو شکل پیشنهاد شده است.

۱- برای توده های سنگی با کیفیت متوسط تا خوب

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left[m_m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right]^a \quad (11-5)$$

۲- برای توده های سنگی با کیفیت ضعیف

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left[m_m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right]^a \quad (12-5)$$

ثابت های m_m ، s و a را می توان با توجه به مقادیر GSI تعیین نمود. این کار از طریق روابط زیر قابل انجام است. اگر $GSI > 25$ باشد (توده سنگ با کیفیت متوسط تا خوب):

$$m_m = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right)$$

$$a = 0.5$$

اگر $GSI < 25$ باشد (توده سنگ با کیفیت ضعیف):

$$m_m = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right)$$

$$s = 0$$

$$a = 0.65 \frac{GSI}{200}$$

هوک و همکاران در سال ۲۰۰۲ پیشنهاد نمودند که بهتر است ضرایب مذکور از طریق روابط زیر محاسبه شوند:

$$m_m = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

$$S = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right)$$

در این روابط D فاکتور به هم ریختگی توده‌سنگ^۱ می‌باشد که وابسته به روش آتشیاری و درزه‌های ایجاد شده در توده‌سنگ در اثر آن می‌باشد. مقدار D بین صفر برای توده‌های سنگی به هم نریخته و در جا تا ۱ برای توده‌های سنگی کاملاً به هم ریخته در تغییر است.

بر اساس مطالعات انجام شده، رابطه بین $\frac{m_m}{m_i}$ ، a و RMR به شرح زیر است:

۱- برای توده‌های سنگی به هم ریخته^۲:

$$\frac{m_m}{m_i} = \exp\left(\frac{RMR-100}{14}\right)$$

$$S = \exp\left(\frac{RMR-100}{6}\right)$$

۲- برای توده‌های سنگی غیر بهم‌ریخته^۳:

$$\frac{m_m}{m_i} = \exp\left(\frac{RMR-100}{28}\right)$$

$$S = \exp\left(\frac{RMR-100}{9}\right)$$

۵-۴- معیارهای گسیختگی در سنگ‌های ناهمسانگرد

معیارهای گسیختگی ارائه شده برای سنگ‌های ناهمسانگرد از تعداد معیارهای ارائه شده برای سنگ‌های همسانگرد بسیار کمتر می‌باشند زیرا حضور صفحات ناهمسانگردی شامل شیستوزیته، کلیواژ، لینه‌آسیون، صفحات درزه و شکاف و سطوح لایه-بندی در سنگ‌های ناهمسانگرد باعث شده است تا رفتار این سنگ پیچیده‌تر بوده و ارائه معیار گسیختگی برای آنها قدری مشکل‌تر باشد. علیرغم همه مشکلات، معیارهای گسیختگی متعددی برای سنگ‌های ناهمسانگرد پیشنهاد شده است که برخی از آنها از ابتدا برای این سنگ‌ها ارائه شده‌اند و برخی دیگر از اصلاح معیارهای گسیختگی سنگ‌های همسانگرد بدست آمده‌اند. از جمله مهمترین این معیارها می‌توان به معیار گسیختگی دونات و مک لامور^۴، معیار گسیختگی هوک و براون^۵، معیار گسیختگی لیائو و هانگ^۶، معیار گسیختگی تیئن و کیو^۷ و معیار گسیختگی رامامورتی^۸ اشاره نمود. معیار گسیختگی دونات و مک لامور بر مبنای محاسبه چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی سنگ‌های ناهمسانگرد در زوایای مختلف ناهمسانگردی (β) می‌باشد. در معیار گسیختگی هوک و براون برای سنگ‌های ناهمسانگرد که بر تئوری شکست گریفیث استوار است، روابطی برای محاسبه ثابت‌های m_i و s در زوایای مختلف ناهمسانگردی (β) بکار برده می‌شود. در معیار گسیختگی لیائو و هانگ از معیار گسیختگی هوک و براون استفاده می‌شود با این فرض که مقدار ثابت s معادل یک در نظر گرفته شود. و مقادیر مقاومت فشاری و ثابت m_i ، از نتایج انجام آزمایش سه محوری در فشارهای همه جانبه متفاوت، در زوایای ناهمسانگردی مختلف بدست می‌آید. و بالاخره معیار گسیختگی رامامورتی که بر مبنای داده‌های تجربی حاصل از آزمایشات سه محوری است، مقاومت

1. Disturbance rock mass factor
2. Disturbed
3. Undisturbed
4. Donath and Mc Lamor (Mc Lamore and Gray 1967)
5. Hoek and Brown 1980
6. Liao and Hsich 1999
7. Tien and Kuo 2001
8. Ramamurthy 1993; Nasser et al. 2003

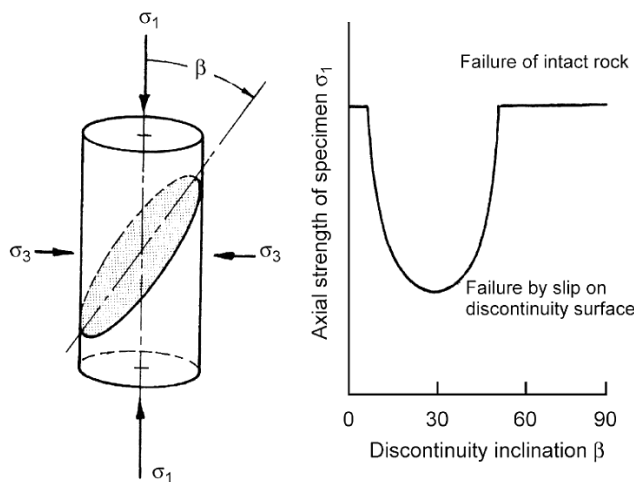
فشاری سه محوری سنگ در زوایای ناهمسانگردی مختلف را تعیین می‌کند. (گشتاسبی و همکاران ۲۰۰۶). در ادامه به شرح مختصر مهمترین معیارهای گسیختگی قابل استفاده برای سنگ‌های ناهمسانگرد پرداخته می‌شود:

۵-۴-۱- معیار گسیختگی جیگر و کوک

تئوری جیگر و کوک (۱۹۷۶)^۱ که برای پیش بینی مقاومت سنگ‌هایی که به دلیل حضور یک سطح ضعف منفرد ناهمسانگرد محسوب می‌شوند (شکل ۵-۲)، کافی می‌باشد. در تئوری جیگر و کوک (۱۹۶۰)، لغزش با توجه به مقدار زاویه ناهمسانگردی ممکن است در سنگ بکر رخ دهد، یا در امتداد سطح ضعف منفرد موجود در سنگ. لغزش در روی سطح ضعف منفرد زمانی رخ می‌دهد که:

$$\sigma_1 \geq \sigma_3 + \frac{2(C + \sigma_3 \tan \phi)}{(1 - \tan \phi \cot \beta) \sin 2\beta} \quad (17-5)$$

در صورتی که سنگ به دلیل حضور سطوح ضعف ذاتی نظیر سطوح لایه‌بندی یا فولیاسیون سنگ‌هایی مانند سیلتستون، شیست، اسلیت، فیلیت، گنیس و غیره ناهمسانگرد باشد، معیار جیگر و کوک قادر به توصیف رفتار مقاومتی آن نخواهد بود. به همین دلیل اصلاحاتی توسط مک لامور و گری (۱۹۶۷)^۲ بر روی معادله مذکور صورت گرفت، اما این اصلاحات شکل ساده تئوری جیگر و کوک را قدری پیچیده ساخته و نتیجه نهایی آن نیز معادله‌ای تجربی بوده است.



شکل ۵-۲- تئوری جیگر و کوک (۱۹۷۶) برای پیش بینی مقاومت سنگ‌های دارای یک سطح ضعف منفرد (نقل از ساروگلو و

سیامبائوس ۲۰۰۸)^۳

۵-۴-۲- معیار گسیختگی هوک و براون

معیار گسیختگی هوک و براون^۴ در سال ۱۹۸۰ برای سنگ‌های همسانگرد ارائه گردید. این معیار به دو شکل ارائه شده که یکی برای سنگ بکر و دیگری برای توده سنگ کاربرد دارد. معیار گسیختگی هوک و براون برای سنگ بکر همان شکل

1. Jaeger and Cook 1976
2. Mc Lamore and Gray 1967
3. Saroglou and Tsiambaos 2008
4. Hoek and Brown 1980

اصلاح شده این معیار برای توده سنگ است بطوری که در آن ثابت‌های s و a به ترتیب معادل یک و $0/5$ در نظر گرفته می‌شوند. این معیار برای سنگ بکر همسانگرد بصورت زیر تعریف می‌شود:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m_i \sigma_{ci} \sigma_3 + \sigma_{ci}^2)^{0.5} \quad (18-5)$$

در این معیار σ_1 و σ_3 به ترتیب تنش اصلی حداکثر و حداقل در لحظه گسیختگی نمونه، σ_{ci} مقاومت فشاری تک محوری سنگ بکر و m_i ثابت معیار برای سنگ بکر می‌باشد.

هوک و براون (۱۹۸۰)^۱ معادلات زیر را جهت اصلاح ثابت‌های m و s معیار خود، به منظور استفاده از آن برای سنگ‌های ناهمسانگرد پیشنهاد می‌کنند:

$$\frac{m}{m_i} = 1 - A \exp\left[-\left(\frac{\beta - \xi_m}{A_2 + \beta A_3}\right)^4\right] \quad (19-5)$$

$$S = 1 - \exp\left[-\left(\frac{\beta - \xi_s}{P_2 + \beta P_3}\right)^4\right] \quad (20-5)$$

در این روابط ξ_m و ξ_s مقادیری از زاویه β می‌باشند که در آن زوایا به ترتیب m و s دارای حداقل مقدار خود می‌باشند و A و P ثابت‌هایی هستند که مقدار آنها از طریق روابط زیر بدست می‌آید:

$$A = m_i - \frac{m_{\min}}{m_i} \quad (21-5)$$

$$P = 1 - s_{\min} \quad (22-5)$$

و A_2, A_3, P_2 و P_3 مقادیر ثابتی می‌باشند.

به منظور یادگیری روش تعیین $\frac{m}{m_i}$ و s در زوایای مختلف β ، آزمایش‌هایی که توسط دونات (۱۹۶۴)^۲ بر روی اسلیت

ماتینس‌بورگ انجام شده است، پیشنهاد می‌شود (ساروگلو و سیامبائوس ۲۰۰۸، هوک و براون ۱۹۸۰).

هوک و براون (۱۹۹۷) تشخیص دادند که مقدار ثابت m_i معیار مذکور برای سنگ‌های ناهمسانگرد نسبت به سنگ‌های همسانگرد متفاوت است. به همین دلیل معیار گسیختگی هوک و براون برای سنگ‌های ناهمسانگرد بصورت رابطه زیر نوشته می‌شود:

$$\sigma_{1(\beta)} = \sigma_3 + (m_{i(\beta)} \sigma_{ci(\beta)} \sigma_3 + \sigma_{ci(\beta)}^2)^{0.5} \quad (23-5)$$

در این رابطه β زاویه ناهمسانگردی است که در واقع زاویه بین محور بارگذاری و سطوح ناهمسانگردی سنگ می‌باشد.

کولاک و آنلو (۲۰۰۴) روابط زیر را برای تعیین ثابت m_i سنگ‌های ناهمسانگرد ارائه نموده‌اند:

$$\frac{m_{i(\beta)}}{m_{i(90)}} = 1 - A \exp\left\{-\left[\frac{(\beta - B)}{(C + D\beta)}\right]^4\right\} \quad (24-5)$$

$$\frac{\sigma_{iB(\beta)}}{\sigma_{ci(\beta)}} = [m_{i(\beta)} - (m_{i(\beta)}^2 + 64)^{0.5}] / 32 \quad (25-5)$$

در این رابطه B مقداری از زاویه β بر حسب درجه است که در آن مقدار m_i دارای حداقل مقدار خود است که معمولاً معادل 30° درجه می‌باشد و A ، B و C پارامترهای آماری این رابطه می‌باشند (هوک و براون ۱۹۸۰).

۵-۴-۳- معیار گسیختگی رامامورتی

برای سنگ‌های بکر حاوی ناهمسانگردی ذاتی، رامامورتی (۱۹۸۸)^۱ معیار مقاومتی زیر را برای پیش بینی مقاومت فشاری در شرایط محصور ارائه کرده است:

$$\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_3} = B_j \left(\frac{\sigma_{ci}}{\sigma'_3} \right)^{\alpha_j} \quad (26-5)$$

در این رابطه σ_{cj} مقاومت فشاری تک محوری در یک امتداد مورد نظر و α_j و B_j نیز مقادیر پارامترهای مقاومتی α و B در آن امتداد مورد نظر می‌باشند. پارامترهای α_j و B_j از طریق روابط زیر قابل محاسبه‌اند:

$$\frac{\alpha_j}{\alpha_{90}} = \left(\frac{\sigma_{cj}}{\sigma_{c90}} \right)^{1-\alpha_{90}} \quad (27-5)$$

$$\frac{B_j}{B_{90}} = \left(\frac{\alpha_{90}}{\alpha_j} \right)^{0.5} \quad (28-5)$$

در این روابط σ_{c90} مقاومت فشاری در $\beta = 90^\circ$ و α_{90} و B_{90} ، مقدار α_j و B_j در $\beta = 90^\circ$ درجه می‌باشند که با انجام دو یا سه آزمایش مقاومت فشاری سه محوری در امتداد مذکور بدست می‌آیند. مقدار σ_{cj} نیز با انجام آزمایش مقاومت فشاری تک محوری در زوایای مختلف 0° ، 30° و 90° درجه قابل محاسبه است.

همچنین مقادیر α_{90} و B_{90} از طریق روابط زیر نیز قابل محاسبه می‌باشند:

$$\alpha_{90} = \frac{\log \left[\frac{\sigma_1(90)_1 - \sigma_3(90)_1}{\sigma_3(90)_1} \cdot \frac{\sigma_1(90)_2 - \sigma_3(90)_2}{\sigma_3(90)_2} \right]}{\log \left[\frac{\sigma_c(90)}{\sigma_3(90)_1} \cdot \frac{\sigma_c(90)}{\sigma_3(90)_3} \right]} \quad (29-5)$$

$$B_{90} = \frac{\frac{\sigma_1(90)_1 - \sigma_3(90)_1}{\sigma_3(90)_1}}{\left[\frac{\sigma_c(90)}{\sigma_3(90)_1} \right]^{\alpha_{90}}} \quad (30-5)$$

حسن این معیار در این است که تنها با انجام دو آزمایش مقاومت فشاری سه محوری تحت σ'_3 مناسب و $\beta = 90^\circ$ درجه و انجام آزمایش مقاومت فشاری تک محوری تحت زوایای β برابر صفر، 30° و 90° درجه معیار مذکور قابل استفاده می-باشد. در صورتی که در معیار جیگر (۱۹۶۰)^۱ و دیگر معیارهای ارائه شده برای این منظور، انجام بیش از سه آزمایش تحت زوایای β مختلف الزامی است. همچنین معیار مذکور، مناسب برای سنگ‌هایی نظیر اسلیت، فیلیت، شیست، شیل، ماسه‌سنگ و زغال سنگ می‌باشد.

فصل ششم:

جریان آب در سنگ

۶-۱- مقدمه

آب زیرزمینی به صورت ساکن نبوده و مدام از نقطه‌ای به نقطه‌ای دیگر در حال جریان می‌باشد. جریان آب زیرزمینی از داخل تخلخل مصالح صورت می‌گیرد. به عبارت دیگر تخلخل یا روزنه‌داری وظیفه هدایت آب در توده سنگ را بر عهده دارد. علاوه بر جریان‌های افقی یا نزدیک به افقی، سطح آب زیرزمینی در مناطق مختلف دارای نوسان است که باعث بروز پدیده‌های نظیر نشست زمین، تغییر در فشار آب حفره‌ای و تغییرات سرعت جریان می‌شود. به طور کلی می‌توان تأثیرات آب زیرزمینی را به عنواین زیر تفکیک کرد:

۱- نواسانات سطح ایستابی: نشست یا فرونشست زمین را کنترل می‌کند.

۲- فشار آب حفره‌ای: پایداری مکانیکی توده سنگ را بر عهده دارد.

۳- سرعت و حرکت آب زیرزمینی: موضوع تراوش و نوع جریان را کنترل می‌کند.

جریان آب در توده سنگ از درون فضاهای خالی یا تخلخل سنگ صورت می‌گیرد. از نگاه مهندسی تخلخل می‌تواند مؤثر یا مفید و غیرمؤثر یا غیر مفید باشد. تخلخل غیرمؤثر شامل ریزترک یا ریزشکستگی‌ها و فضاهای خالی کوچکی است که در زمان تشکیل سنگ‌ها در سنگ بوجود آمده و در سنگ بکر وجود دارد که وظیفه آنها بیشتر ذخیره آب در سنگ است و تأثیر چندانی بر روی نفوذ پذیری سنگ ندارد. از سوی دیگر تخلخل مؤثر و مفید از فرآیندهای ثانویه زمین‌شناسی در توده سنگ ایجاد شده و تحت عنوان تخلخل تراوشی نیز نامیده می‌شود و وظیفه اصلی جریان آب در توده سنگ را بر عهده دارد. بنابراین نفوذپذیری کلی توده سنگ بیشتر تحت تأثیر تخلخل مؤثر آن می‌باشد.

۶-۲- قانون جریان آب در مصالح

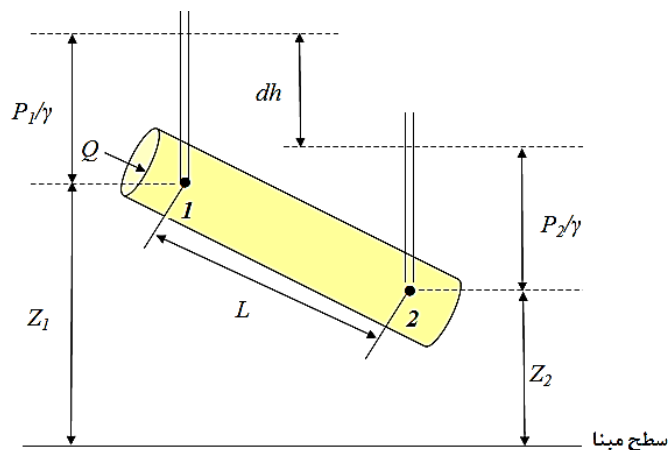
آب زیرزمینی را نباید یک منبع غیر قابل حرکت و ساکن تلقی نمود. بلکه آب زیرزمینی دائم در حال حرکت از نقطه‌ای به نقطه دیگر است. این حرکت مطابق با قوانین هیدرولیک صورت می‌گیرد و با سرعت‌های مختلف و بسته به شرایط زمین ممکن است از حدود یک متر تا بیش از ۵۰۰ متر در سال جریان یابد. آب زیرزمینی از ترازهای پر انرژی به ترازهای کم انرژی حرکت می‌کند که این حرکت نتیجه ارتفاع و فشار است. قانون حاکم بر حرکت آب در محیط متخلخل اولین بار توسط برنولی و توسط داری (۱۸۵۶) تکمیل گردید. مطابق با قانون برنولی، اگر دو نقطه در نظر گرفته شود که آب زیرزمینی در محیط متخلخل از

نقطه اول به طرف نقطه دوم حرکت کند (شکل ۶-۱)، نقطه اول دارای بار آبی H_1 و نقطه دوم دارای بار آبی H_2 می‌باشند، بطوری که:

$$H_1 = z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} \quad (۱-۶)$$

$$H_2 = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} \quad (۲-۶)$$

در این روابط، Z ارتفاع نقاط از سطح مبنا، P/γ بار فشار در نقاط مختلف در فشار آب و γ وزن واحد حجم سیال یا آب و $\frac{v^2}{2g}$ بار سرعت (v سرعت حرکت آب در محیط متخلخل و g شتاب ثقل زمین) است. اختلاف بار آبی در دو نقطه مذکور با dh نمایش داده می‌شود که از اختلاف دو رابطه فوق به دست می‌آید. در این خصوص مقدار $\frac{dh}{L}$ را گرادیان یا شیب هیدرولیکی می‌گویند که i با نمایش داده می‌شود و عبارت است از نسبت اختلاف ارتفاع پیزومتریک در دو نقطه به مسافت طی شده توسط آب بین این دو نقطه.



شکل ۶-۱- تئوری قانون داریسی

از آنجایی که سرعت آب زیرزمینی بسیار کم است، لذا مقدار $\frac{v^2}{2g}$ در معادلات کاربردی برابر صفر منظور می‌شود. مطابق با قانون داریسی، سرعت جریان آب با افت بار یا افت پتانسیل ($H_1 - H_2$) نسبت مستقیم و با طول مسیر جریان نسبت معکوس دارد. افت پتانسیل، انرژی از دست رفته به صورت انرژی گرمایی است که ناشی از اصطکاک آب با جدار منافذ محیط متخلخل می‌باشد. بنابراین معادله داریسی را می‌توان بصورت زیر بیان نمود:

$$V = K \cdot \frac{dh}{dL} \quad (۳-۶)$$

در این رابطه، V سرعت جریان آب، K ضریب نفوذپذیری یا ضریب تراوایی، dh افت بار، dL طول مسیر جریان و $i = \frac{dh}{dL}$ گرادیان هیدرولیکی می‌باشد. در معادله داریسی، سرعت آب سرعتی واقعی آن نیست بلکه سرعت در حالی است که گویی آب از

تمام سطح مقطع عمود بر جریان می‌گذرد نه فقط از فضاهای خالی. به این سرعت، سرعت ظاهری یا سرعت دارسی می‌گویند که مقدار آن کمتر از سرعت واقعی است. بین دو سرعت مذکور رابطه زیر برقرار است:

$$V_s = \frac{V_d}{n} \quad (۴-۶)$$

در این رابطه، V_s سرعت واقعی جریان یا سرعت نشت، V_d سرعت ظاهری یا سرعت دارسی و n تخلخل محیط می‌باشد. به مقدار آبی که در واحد زمان از سطح مقطع عمود بر جهت جریان می‌گذرد آبگذری، دبی یا گذر حجمی جریان می‌گویند و از طریق رابطه ذیل قابل محاسبه است:

$$Q = A.v \quad (۵-۶)$$

در این رابطه، Q دبی جریان، V سرعت حرکت آب یا سرعت دارسی و A سطح مقطع عمود بر جهت جریان است. با جاگذاری مقدار V از معادله (۱۰-۱۱) در معادله (۱۰-۱۳)، معادله دارسی را می‌توان بصورت زیر نوشت:

$$Q = K.A.i \quad (۶-۶)$$

گاهی معادله دارسی را بصورت $q = K.A.i.t$ نیز نمایش می‌دهند که در واقع q حجم آب عبوری در مدت زمان t می‌باشد. معادله دارسی تنها زمانی دارای اعتبار است که جریان آب از نوع خطی یا ورقه‌ای یا آرام باشد. این نوع جریان زمانی اتفاق می‌افتد که سرعت جریان آب نسبتاً کم و مولکول‌های آب بصورت کم و بیش موازی با جدار فضاهای خالی حرکت می‌کنند. در این جریان افت بار با سرعت جریان رابطه خطی دارد. با افزایش سرعت آب، جریان از حالت خطی خارج شده و بصورت متلاطم یا آشفته در می‌آید که در این زمان قانون دارسی بی‌اعتبار است. در مکانیک سیالات برای مشخص نمودن مرز عددی اعتبار قانون دارسی از عدد رینولدز^۱ استفاده می‌شود که از طریق رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$N_R = \frac{\rho.v.D}{\eta} \quad (۷-۶)$$

در این رابطه، ρ چگالی سیال (gr/cm^3)، V سرعت جریان (cm/s)، D قطر مجرای جریان (cm) و η ویسکوزیته سیال ($gr/cm.s$) می‌باشد. در مطالعه آب‌های زیرزمینی اگر عدد رینولدز کمتر از یک باشد قانون دارسی دارای اعتبار است ولی عمدتاً تا عدد رینالدز معادل ۱۰ نیز پذیرفته است.

۳-۶- تعیین ضریب نفوذپذیری

ضریب نفوذپذیری (K) که واحد آن متر بر ثانیه و در آزمایشگاه یا در صحرا قابل اندازه‌گیری می‌باشد. در ادامه به طور مختصر در مورد روش‌های آزمایشگاهی و صحرایی توضیح داده می‌شود.

۳-۶-۱- تعیین ضریب نفوذپذیری در آزمایشگاه

در آزمایشگاه ممکن است به صورت طولی یا عرضی در سنگ بکر تعیین شود.

۳-۱-۱-۶- آزمایش‌های تعیین نفوذپذیری طولی

در آزمایش طولی، نمونه مورد آزمایش که ممکن است یک مغزه‌ی سنگی باشد در جهت محور نمونه، جریان به داخل نمونه اعمال شده و با توجه به طول، قطر نمونه و مدت زمان عبور آب در داخل نمونه، ضریب نفوذ پذیری ممکن است به صورت روش بار ثابت و بار افتان اندازه‌گیری شود.

۱- آزمایش بار افتان

در این روش، نمونه خاک یا سنگ در یک قالب قرار داده شده که قالب دارای یک ورودی و یک خروجی آب است. ورودی آب به لوله مندرجی متصل می‌باشد و خروجی آن به یک ظرف که سطح آب داخل آن ثابت است (شکل ۶-۲). در این روش بعد از اشباع کردن نمونه، سطح آب در لوله مندرج را تا تراز h_1 پر کرده و شیر جریان را باز می‌کنند. در مدت زمان t سطح آب به تراز h_2 می‌رسد. بنابراین می‌توان ضریب نفوذپذیری را از طریق رابطه زیر محاسبه نمود:

$$q = K \cdot A \cdot i \cdot t \quad (۸-۶)$$

در این رابطه، $q = a \cdot dh$ و $i = \frac{h}{l}$ می‌باشند که a سطح مقطع لوله بر حسب (cm^2) است. با جایگذاری مقادیر i و q در

رابطه بالا، ضریب نفوذپذیری از طریق رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$a \cdot dh = K \cdot A \cdot \frac{h}{L} \cdot t \Rightarrow K = \frac{a \cdot L}{A \cdot t} \cdot \frac{dh}{h} = \frac{\alpha \cdot L}{A \cdot t} \int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{h} \Rightarrow$$

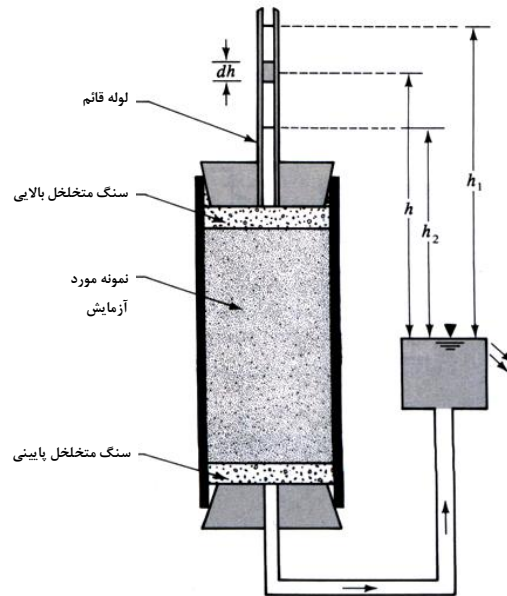
$$K = \frac{\alpha \cdot L}{A \cdot t} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \quad (۹-۶)$$

۲- آزمایش بار ثابت

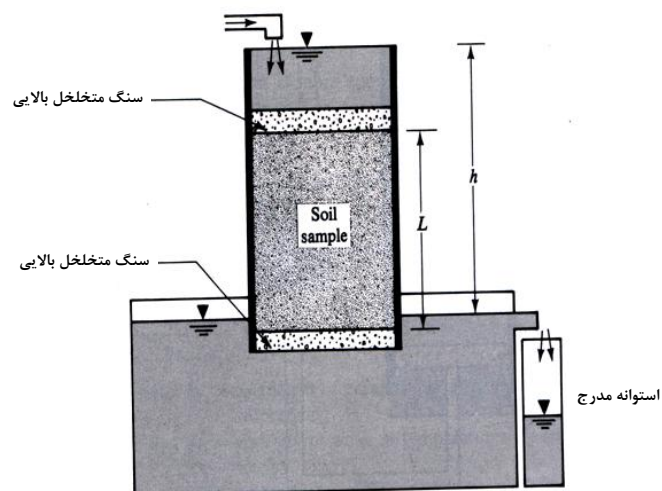
در این روش، مطابق شکل (۳-۶) ارتفاع سطح آب ورودی به نمونه ثابت نگه داشته می‌شود و حجم آب عبوری (q) در زمان t اندازه‌گیری می‌گردد بنابراین ضریب نفوذپذیری از طریق رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$q = K \cdot A \cdot i \cdot t \Rightarrow q = K \cdot A \cdot \frac{h}{L} \cdot t$$

$$K = \frac{q \cdot L}{A \cdot h \cdot t} \quad (۱۰-۶)$$



شکل ۶-۲- آزمایش نفوذپذیری با بارافتان



شکل ۶-۳- آزمایش نفوذپذیری با بارثابت

۶-۳-۱-۲- آزمایش تعیین نفوذپذیری عرضی

آزمایش نفوذپذیری عرضی، اساس این آزمایش قانون دارسی می‌باشد. مطابق با رابطه زیر دست می‌آید:

$$K = \frac{Q}{2\pi l \Delta H} \cdot \ln \left(\frac{r_2}{r_1} \right) \quad (۱۱-۶)$$

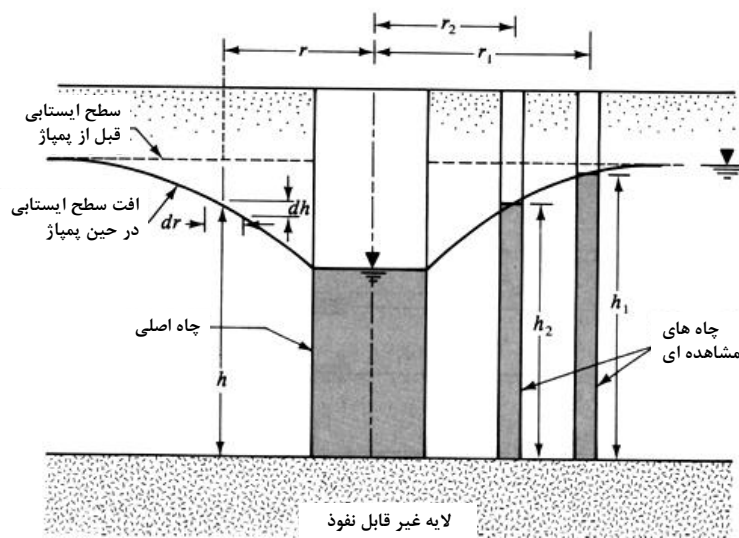
در این رابطه، Q دبی آب عبوری، L طول نمونه، r_2 شعاع مغزه‌ی سنگی و r_1 شعاع لوله داخل نمونه می‌باشند.

۶-۳-۲- تعیین ضریب نفوذپذیری توده سنگ در صحرا

برای محاسبه ضریب نفوذپذیری توده سنگ در صحرا از روش‌های مختلفی استفاده می‌شود که مهمترین آنها عبارتند از:

۶-۳-۲-۱- آزمون پمپاژ

برای انجام آزمون پمپاژ، از یک چاه که در لایه آبدار حفر شده است، آب با دبی ثابت پمپاژ می‌شود. در طی پمپاژ، آب از لایه آبدار بصورت شعاعی به داخل چاه حرکت کرده و سطح ایستابی پایین می‌رود که مقدار پایین رفتن آن نسبت به حالت اولیه، افت نامیده می‌شود. در اطراف چاه پمپاژ، سطح ایستابی بصورت یک فرورفتگی مخروطی شکل که رأس آن در چاه و قاعده آن در سطح ایستابی اولیه واقع است، افت می‌کند که به آن مخروط افت می‌گویند (شکل ۶-۴).



شکل ۶-۴- آزمون پمپاژ

در انجام آزمون پمپاژ، فرضیات زیر باید مد نظر قرار گیرند:

- ۱- چاه با دبی ثابت پمپاژ شود.
 - ۲- چاه تمام ضخامت لایه آبدار را قطع کرده باشد و در جدار خود لوله مشبک یا کیسینگ^۱ داشته باشد.
 - ۳- لایه آبدار همگن، ایزوتروپ، افقی و دارای گسترش نامحدود باشد و جریان آب فقط در جهت افقی و به سمت چاه باشد.
 - ۴- حجم آب داخل چاه در مقایسه با حجم آب استخراجی ناچیز باشد.
 - ۵- آب فقط در اثر نیروی ثقل و بخاطر افت سطح ایستابی به داخل چاه جریان یابد.
- برای محاسبه ضریب نفوذپذیری در اطراف چاه پمپاژ، دو چاه مشاهده‌ای به شعاع r_1 و r_2 از چاه اصلی حفر می‌شود. در این روش با استفاده از قانون دارسی و به روش زیر می‌توان ضریب نفوذپذیری را محاسبه نمود.

شیب مخروط افت برابر $i = \frac{dh}{dr}$ و برای یک استوانه فرضی به ارتفاع h می‌توان نوشت:

$$Q = K.A.i, \quad A = 2\pi rh$$

$$Q = K \cdot 2\pi rh \cdot \frac{dh}{dr} \Rightarrow$$

$$Q \cdot dr = 2K\pi rh \cdot dh \Rightarrow \frac{dr}{r} = \frac{2k\pi}{Q} h dh \Rightarrow$$

$$\int_{r_1}^{r_2} \frac{dr}{r} = \frac{2K\pi}{Q} \int_{h_1}^{h_2} h \cdot dh \Rightarrow L n \frac{r_1}{r_2} = \frac{K\pi}{Q} (h_1^2 - h_2^2) \Rightarrow$$

$$K = \frac{Q \cdot L n \left(\frac{r_1}{r_2} \right)}{\pi (h_1^2 - h_2^2)} \quad (۱۲-۶)$$

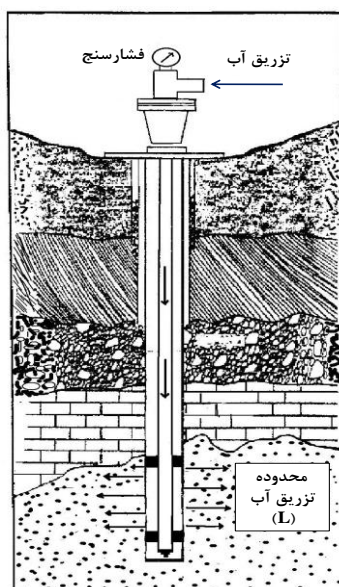
۶-۳-۲- آزمایش پاکر^۱

این روش هم در حین عملیات گمانه زنی و هم پس از آن انجام می‌شود. در این آزمایش طول L از گمانه توسط دو پاکر مجزا شده و آب تحت فشار با دبی ثابت به این ناحیه تزریق می‌شود (شکل ۶-۵). با تعیین دبی ثابت آب تزریقی، ضریب نفوذپذیری را می‌توان از روابط ذیل تعیین نمود:

$$K = \frac{Q}{2\pi LH} L n \left(\frac{L}{r} \right) \quad \text{برای } L > 10r \quad (۱۳-۶)$$

$$K = \frac{Q}{2\pi LH} \sinh^{-1} \left(\frac{L}{2r} \right) = L n \left[\frac{L}{2r} + \sqrt{\left(\frac{L}{2r} \right)^2 - 1} \right] \quad \text{برای } r < L < 10r \quad (۱۴-۶)$$

در این روابط، K ضریب نفوذپذیری، Q دبی ثابت آب تزریق شده به گمانه، L طول قسمتی از گمانه که تحت آزمایش است، r شعاع گمانه و H بار تفضلی آب که مجموع بار ثقلی و فشار تزریق آب می‌باشد.



شکل ۶-۵- نحوه انجام آزمایش پاکر

۳-۲-۳-۶- آزمایش لوژان^۱

آزمایش لوژان روش دیگری برای تعیین ضریب نفوذپذیری مصالح سنگی از طریق درزه و شکاف موجود در آن می‌باشد. در این آزمایش پس از حفر گمانه تا عمق مورد نظر، عمقی که قرار است ضریب نفوذپذیری آن تعیین گردد توسط دو پکر از بقیه طول گمانه مجزا می‌شود، سپس آب با فشار به داخل گمانه تزریق گردیده و پس از ۵ تا ۱۰ دقیقه دبی آب ورودی به سنگ اندازه‌گیری می‌شود. در ادامه فشار طی چند مرحله و بصورت پله افزایش و سپس کاهش می‌یابد. ترتیب افزایش و کاهش فشار را می‌توان بصورت ۲/۵، ۵، ۷/۵، ۱۰ و سپس ۵، ۷/۵، ۲/۵ و ۱/۵ اتمسفر انتخاب نمود. در هر پله فشار، حجم آب تزریق شده به گمانه بر حسب لیتر در دقیقه اندازه‌گیری می‌شود. بعد از انجام آزمایش و ترسیم منحنی فشار در مقابل دبی، عدد لوژان برای هر پله از طریق رابطه زیر محاسبه می‌شود. طبق تعریف، یک لوژان عبارت است از نفوذپذیری سنگی که اگر در طول یک متر از گمانه، آب با فشار ۱۰ بار (10 kgf/cm^2 یا 1 MPa) تزریق شود، دبی آب تزریق شده ۱ لیتر در دقیقه باشد. بنابراین اگر طول قطعه‌ای از گمانه که مورد آزمایش قرار می‌گیرد L باشد، فشار موثر تزریق آب، P_e و دبی تزریق آب در مدت زمان t دقیقه باشد، رابطه محاسبه عدد لوژان چنین است:

$$L_u = \frac{10 Q}{P_e \cdot L \cdot t} \quad (۱۵-۶)$$

مقدار P_e برابر است با $P_e = P_m - \Delta P + P_w$ که در این رابطه، P_m قرائت فشارسنج، ΔP افت فشار در طول مجاری و فشارسنج و P_w فشار ارتفاع یا فشار ثقلی آب می‌باشد. یک لوژان معادل $1/5 \times 10^{-5}$ سانتیمتر بر ثانیه است.

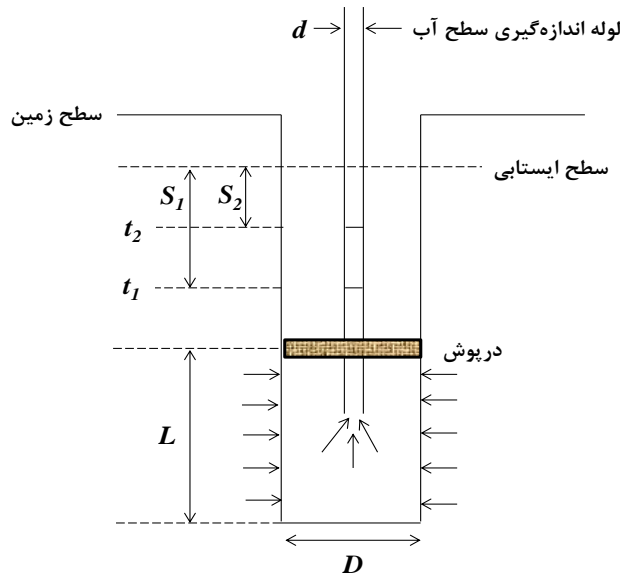
 ۳-۲-۳-۶-۵- آزمایش JFT^۲

این آزمایش برای زمین‌های ماسه‌ای کاربرد دارد، ولی می‌توان آن را برای سنگ‌های درزه و شکاف‌دار فراوان یا به عبارت دیگر سنگ‌های خرد شده نیز استفاده کرد. برای انجام این آزمایش نیاز به حفر گمانه می‌باشد بدین منظور یک گمانه مطابق شکل (۶-۶) در زمین حفر شده و یک لوله در داخل گمانه قرار می‌گیرد، سپس توسط پکر قسمت پایینی گمانه مسدود می‌شود به طوری که آب فقط از قسمت‌های پایینی به داخل گمانه راه یابد و از آنجا به داخل لوله تعیین سطح آب وارد شود. این آزمایش در زیر سطح ایستابی قابل انجام است. مقدار نفوذپذیری توده سنگ توسط انجام این آزمایش از طریق روابط زیر قابل محاسبه است:

$$K = \frac{0.66d^2}{L(t_2-t_1)} \cdot \log \left[\frac{4L}{D} + \frac{S_1}{S_2} \right] \quad (۱۶-۶) \text{ برای سفره آزاد:}$$

$$K = \frac{0.66d^2}{L(t_2-t_1)} \cdot \log \left[\frac{2L}{D} + \frac{S_1}{S_2} \right] \quad (۱۷-۶) \text{ برای سفره تحت فشار:}$$

در این روابط، d قطر لوله آزمایش و D قطر گمانه می‌باشند.



شکل ۶-۶- روش انجام آزمایش JFT

۴-۶- نفوذپذیری یک درزه منفرد

۱-۴-۶- درزه صاف و غیرمواج

برای تعیین ضریب نفوذپذیری درزه‌های صاف و غیرمواج توده سنگ از قانون دارسی که بصورت رابطه زیر است استفاده

می‌شود:

$$Q = K.A.i \quad (۱۸-۶)$$

در این رابطه، $A = e \times 1$ و $i = \frac{H_L}{L}$ می‌باشند. شکل دیگری از قانون دارسی مطابق معادله زیر است:

$$Q = C.H_L \quad (۱۹-۶)$$

در این رابطه، H_L افت بار هیدرولیکی در طول درزه و C رابطه اصلی قانون پویسویل^۱ می‌باشد که برابر مقدار زیر می‌باشد:

$$C = \frac{ge^3}{12\nu} \quad (۲۰-۶)$$

در این رابطه، g شتاب گرانش زمین، e بازشدگی درزه و ν ویسکوزیته سیال یا سرعت سینماتیک جریان آن از درون درزه است که برای آب معادل 1×10^{-6} متر مربع بر ثانیه می‌باشد. اگر روابط (۶-۱۷) و (۶-۱۸) مساوی یکدیگر قرار داده شوند و حل گردند، رابطه زیر که رابطه اصلی تعیین ضریب نفوذپذیری یک درزه صاف و غیرمواج است و حاصل خواهد شد:

$$K_f = \frac{ge^2}{12\nu} \quad (۲۱-۶)$$

۲-۴-۶- درزه موج و زبر

ضریب نفوذپذیری یک درزه زبر و موج است از طریق رابطه زیر بدست می‌آید:

$$K_f = \frac{ge^2}{12\nu} \cdot \epsilon \cdot f \quad (۲۲-۶)$$

در این رابطه، ε و f به ترتیب ضرایب انحناء و زبری سطح درزه هستند که برابر $\varepsilon = \frac{1}{L}$ و $f = \frac{1}{1 + \alpha \left(\frac{h_f}{D_h}\right)^m}$ می‌باشند.

در این روابط، D_h میانگین شعاع هیدرولیکی است که برابر $D_h = 2e$ می‌باشد. همچنین L طول افقی جریان، L طول عابر جریان، α ضریب ناهمواری نسبی که یک عدد بین $4/5$ تا $4/25$ است، D_h میانگین شعاع هیدرولیکی، h_f ارتفاع ناهمواری و m ضریب ثابت بین $1/5$ تا 3 می‌باشند.

۶-۵- نفوذپذیری توده سنگ دارای شبکه درزه

نفوذپذیری توده سنگ متأثر از نفوذپذیری سنگ بکر و ناپیوستگی‌های موجود در آن می‌باشد. نفوذپذیری توده سنگ تابعی از فاصله‌داری درزه‌ها، باز شدگی درزه‌ها و ویژگی‌های سیال و بخصوص ویسکوزیته آن می‌باشد. مقدار عددی ضریب نفوذپذیری توده سنگ دارای سه دسته درزه عمود بر هم از طریق رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$K = K_f \left(\frac{e}{S}\right) + K_r \left(1 - \frac{e}{S}\right) \quad (23-6)$$

در این رابطه، K_f و K_r به ترتیب ضریب نفوذپذیری درزه‌ها و سنگ بکر و e و S به ترتیب بازشدگی و فاصله داری درزه‌های توده سنگ می‌باشند. اگر در رابطه بالا به جای e به جای ضریب نفوذپذیری درزه مقدار آن یعنی $K_f = \frac{ge^2}{12\nu}$ قرار داده شود، و معادله حل گردد، رابطه زیر حاصل خواهد شد:

$$K = \frac{ge^3}{12\nu S} \quad (24-6)$$

اگر در این رابطه بجای فاصله داری درزه‌ها فراوانی آنها (λ) قرار داده شود، رابطه زیر حاصل خواهد شد:

$$K = \frac{ge^3}{12\nu} \lambda \quad (25-6)$$

همچنین در این رابطه $\frac{g}{12\nu} = \frac{\gamma_w}{6\mu}$ می‌باشد. بنابراین رابطه بالا را می‌توان به صورت زیر بازنویسی کرد:

$$K = \frac{\gamma_w}{6\mu} \left(\frac{e^3}{S}\right) \quad (25-6)$$

این رابطه به رابطه اسنو (۱۹۶۵)^۱ معروف می‌باشد. در این رابطه γ_w وزن واحد حجم آب و μ ویسکوزیته آن می‌باشد که مقدار آن برابر 10^{-3} N.s/m^2 می‌باشد.

۶-۶- ارتباط بین بازشدگی و فراوانی درزه‌ها با عدد لوژان

رابطه تجربی زیر به منظور تعیین بازشدگی درزه‌های توده سنگ از عدد لوژان بطور گسترده مورد استفاده قرار می‌گیرد:

$$e = e_{max} \left(\frac{Lu}{Lu_{max}} \cdot \frac{1}{\lambda}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (26-6)$$

با محاسبه بازشدگی درزه‌ها از این رابطه می‌توان از طریق روابط قبل ضریب نفوذپذیری توده سنگ را محاسبه نمود.