



دانشگاه شهید باهنر کرمان

دانشکده فنی و مهندسی

بخش مهندسی معدن

فهرست مطالب

۵	۱- مقدمه
۵	۱-۱- رابطه انسان و سنگ در طول تاریخ
۶	۲-۱- تولد و توسعه علم مکانیک سنگ
۷	۳-۱- زمینه های بکارگیری مکانیک سنگ
۹	۲- خصوصیات شاخص توده های سنگی
۱۰	۱-۲- تخلخل
۱۱	۲-۲- نسبت پوکی
۱۱	۳-۲- وزن حجمی
۱۳	۴-۲- آب محتوا (رطوبت)
۱۳	۵-۲- دوام و شکستگی
۱۳	۶-۲- سرعت امواج صوتی
۱۴	۷-۲- مقاومت
۱۵	۳- ساختارهای توده سنگ
۱۵	۱-۳- مقدمه
۱۵	۲-۳- انواع مهم عوارض ساختاری
۱۸	۳-۳- خواص مهم ناپیوستگی ها
۲۵	۴-۳- جمع آوری داده های ساختاری
۲۸	۴- وضعیت تنش در یک نقطه
۳۲	۱-۴- تنش در اجسام دو بعدی
۳۳	۱-۱-۴- محاسبه تنش های برشی و قائم مؤثر بر هر نقطه از جسم
۳۷	۲-۱-۴- تنش های اصلی و جهات آن ها
۴۱	۳-۱-۴- روش های رسم دایره موهر
۴۳	۲-۴- حالت تنش در یک نقطه در سه بعد
۴۴	۱-۲-۴- تنش قائم و برشی در یک صفحه مفروض
۴۹	۲-۲-۴- تعیین کسینوس هادی برای یک صفحه مفروض
۵۰	۳-۲-۴- تنشهای اصلی
۵۲	۵- تحلیل کرنش
۵۲	۱-۵- تغییر شکل و حالت کرنش در صفحه
۵۳	۲-۵- روابط بین تنش - کرنش و کرنشهای اصلی
۵۵	۳-۵- روابط اساسی
۵۵	۱-۳-۵- اجسام ایده ال
۵۷	۲-۳-۵- روابط الاستیک خطی تنش - کرنش
۵۹	۳-۳-۵- قانون هوک برای حالت تنش سه محوری

۶۰	۴-۵- حالت کرنش صفحه ای
۶۰	۵-۵- انرژی کرنشی
۶۱	۶-۵- کرنش حجمی
۶۲	۷-۵- تئوری الاستیسیته
۶۶	۸-۵- خصوصیات مکانیکی سنگ بکر
۶۶	۱-۸-۵- مفهوم شکست
۶۷	۲-۸-۵- انواع مدول الاستیسیته
۶۸	۳-۸-۵- منحنی کامل تنش- کرنش سنگ
۷۲	۶- طبقه بندی مهندسی سنگ
۷۴	۱-۶- روش ترزاقی (۱۹۴۶)
۷۶	۲-۶- روش لوفر در تعیین زمانی ایستائی
۷۷	۳-۶- شاخص کیفیت سنگ دیر
۷۹	۴-۶- روش CSIR یا رده بندی ژئومکانیکی سنگ موسوم به RMR
۸۳	۵-۶- طبقه بندی Q
۸۸	۷- معیارهای شکست سنگ بکر
۸۸	۱-۷- سنگهای همسانگرد
۸۹	۱-۱-۷- معیار مقاومت برشی کولمب
۹۲	۲-۱-۷- معیار موهر
۹۳	۳-۱-۷- تئوری ترک گریفیث
۹۷	۲-۷- معیارهای تجربی مقاومت
۱۰۰	۳-۷- مقاومت سنگ بکر ناهمسانگرد تحت تنش فشاری سه محوره
۱۰۴	۸- رفتار توده های سنگی
۱۰۴	۱-۸- رفتار برشی ناپیوستگی ها
۱۰۴	۱-۱-۸- آزمایش برشی
۱۰۶	۲-۱-۸- تأثیر زبری سطح بر مقاومت برشی
۱۱۲	۳-۱-۸- ارتباط بین اتساع و مقاومت برشی
۱۱۴	۴-۱-۸- تأثیر مقیاس
۱۱۶	۵-۱-۸- سختی ناپیوستگی
۱۱۷	۶-۱-۸- ناپیوستگی های پر شده
۱۱۸	۲-۸- معیارهای شکست توده سنگ
۱۲۲	۳-۸- تغییر شکل پذیری توده های سنگی
۱۲۴	۹- تنش های بکر در زمین
۱۲۴	۱-۹- تاثیر تنشهای اولیه
۱۲۵	۲-۹- تخمین تنشهای اولیه
۱۲۶	۱-۲-۹- برآورد مقدار تنش قائم

- ۱۲۸..... ۲-۲-۹- برآورد مقدار تنش افقی
- ۱۳۱..... ۳-۲-۹- برآورد جهت تنشهای زمین
- ۱۳۳..... ۳-۹- عوامل موثر بر وضعیت تنش برجا
- ۱۳۳..... ۱-۳-۹- ناهمواری های سطحی
- ۱۳۴..... ۲-۳-۹- تنش های باقیمانده
- ۱۳۵..... ۳-۳-۹- زائده ها
- ۱۳۵..... ۴-۳-۹- تنش های تکتونیکی
- ۱۳۶..... ۵-۳-۹- شکستگی ها و ناپیوستگی ها
- ۱۳۷..... ۱-۱۰- آزمایشهای صحرائی**
- ۱۳۷..... ۱-۱۰- اندازه گیری تنش در توده سنگ
- ۱۳۷..... ۱-۱-۱۰- روش شکست هیدرولیکی
- ۱۴۰..... ۲-۱-۱۰- روش جک تخت
- ۱۴۲..... ۳-۱-۱۰- روش بیش مغزه گیری
- ۱۴۳..... ۴-۱-۱۰- نمایش نتایج اندازه گیری تنش های برجا
- ۱۴۶..... ۲-۱۰- تعیین تغییر شکل پذیری توده سنگ
- ۱۴۸..... ۱-۲-۱۰- آزمایش بارگذاری صفحه ای
- ۱۴۹..... ۲-۲-۱۰- آزمایشات داخل چال یا گالری
- ۱۵۰..... ۳-۲-۱۰- آزمایش جک شعاعی
- ۱۵۰..... ۴-۲-۱۰- آزمایش جک تخت
- ۱۵۱..... ۵-۲-۱۰- اندازه گیری تغییر شکل پذیری توده سنگ به روش دینامیکی
- ۱۵۲..... ۱۱- کاربردهای مکانیک سنگ در مهندسی شیب های سنگی**
- ۱۵۲..... ۱-۱۱- مقدمه
- ۱۵۳..... ۲-۱۱- حالت های شکست در شیروانی های سنگی سخت
- ۱۵۳..... ۱-۲-۱۱- لغزش صفحه ای
- ۱۵۴..... ۲-۲-۱۱- شکست گوه ای
- ۱۵۴..... ۳-۲-۱۱- شکست واژگونی
- ۱۵۵..... ۳-۱۱- تحلیل سینماتیکی شیروانی ها
- ۱۶۲..... ۴-۱۱- تحلیل لغزش صفحه ای
- ۱۶۵..... ۱۲- کاربرد مکانیک سنگ در سازه های زیرزمینی**
- ۱۶۵..... ۱-۱۲- مقدمه
- ۱۶۶..... ۲-۱۲- توزیع تنش پیرامون فضاهای زیرزمینی دایروی
- ۱۶۷..... ۳-۱۲- حفاری در سنگهای مقاوم
- ۱۶۷..... ۱-۳-۱۲- مقاطع دایروی
- ۱۶۹..... ۴-۱۲- مقاطع بیضوی
- ۱۷۲..... ۵-۱۲- مقاطع تخم مرغی شکل
- ۱۷۳..... ۶-۱۲- توزیع تنش حول فضاهای چند گانه

۱- مقدمه

در نیمه دوم قرن حاضر روابط بین علوم تئوریک و کاربردی به طور چشمگیری افزایش یافته است. زیرا برای دسترسی به یک نتیجه مطلوب و قابل اطمینان همکاری های بین شاخه های مختلف علوم لازم و ضروری است. یکی از نمونه های بارز چنین همکاری هایی مکانیک سنگ می باشد. احتیاج روز افزون جامعه بشری به مواد خام معدنی و منابع انرژی و لزوم استفاده از فضاهای زیر زمینی در مناطق مسکونی و شهرهای بزرگ و یا مقاصد نظامی باعث تولد شاخه ای جدید از علوم مهندسی به نام مکانیک سنگ گردید.

اولین تعریف جامع از مکانیک سنگ در سال ۱۹۶۶ توسط کمیته ملی مکانیک آمریکا ارائه گردید که در سال ۱۹۷۴ با تغییراتی به صورت زیر بیان شد:

مکانیک سنگ عبارت است از دانش نظری و عملی از رفتار مکانیکی سنگ یا آن بخشی از علم مکانیک که به واکنش سنگ در برابر میدان های نیروی محیط فیزیکی اطراف مربوط می گردد. در حال حاضر اصول مکانیک سنگ و روشهای تحلیلی آن کاربرد وسیعی در زمینه های مهندسی معدن، مهندسی راه و ساختمان، مهندسی زمین شناسی، مهندسی نفت و ژئوفیزیک پیدا کرده است و سعی می شود که مسائل و مشکلات مربوط به طراحی در زمینه های فوق با استفاده و بکارگیری مبانی مکانیک سنگ حل شود که در عمل شاهد نمونه های موفقیت آمیز بسیاری در این مورد هستیم. قبل از پرداختن به اصل موضوع بهتر است نگاهی کوتاه به گذشته روابط بین انسان و سنگ و همچنین تاریخچه مکانیک سنگ بنمائیم.

۱-۱- رابطه انسان و سنگ در طول تاریخ

تاریخ شروع حیات انسان در روی کره زمین در حدود یک و نیم میلیون سال تخمین زده شده است که در مقایسه با سن ۴ میلیارد و ۶۰۰ میلیون سالی کره خاکی خیلی ناچیز است. انسان اولیه سالهای سال به طور آزاد و ابتدائی می زیسته است و از حدود ۴۰ هزار سال قبل است که به مفهوم امروزی شروع به زندگی کرده و برای تداوم آن و حفظ جان خود شروع به حفر در داخل سنگ ها و ساختن غار پرداخته است.

رابطه انسان با سنگ با غار نشینی، استفاده از سنگ و آلات سنگی (تبر و نیزه) جهت شکار و دفاع از خود شروع و تا به امروز به اشکال مختلف ادامه داشته است و اهمیت این رابطه هر روز بیشتر و بیشتر میشود. وقتی در حدود ۱۰ هزار سال پیش انسان به زندگی کشاورزی روی آورد موارد استفاده از سنگ نیز تنوع بیشتری پیدا کرد. اولین یادبود های سنگی در حدود ۶۰۰۰ سال قبل با کنده کاری سنگ ها توسط انسان های آن زمان برای نسل های آینده به یادگار گذاشته شده است. طول این یادگار های سنگی (Megalith) بعضی وقت ها تا ۲۵ متر نیز می رسد که به صورت نه چندان ظریف، کار شده است و نشان می دهد که انسان های آن دوره سنگ را به عنوان یک میراث گرانبها و قابل اطمینان و ماندنی برای نسلهای بعد از خود انتخاب کرده است. انسان آن روز، سنگ را سنبل متانت، سنگینی و دوام دانسته و به علت سختی و صلابت به آن دل بسته و آن را مورد اطمینان و اعتماد خود قرار داده است. موارد استفاده از خواص فوق در طول زمان افزایش یافته به طوریکه به غیر از استفاده مادی از

سنگ یک سری دلبستگی‌ها و اعتقادات معنوی نسبت به آن در انسان بوجود آمده به طوری که از آن انتظار برکت، شانس، خوشبختی و سلامتی و سحر و جادو داشته است که سنگ شانس، جادو، شفا و غیره از آن جمله‌اند و در تمام ادیان سنگ جایگاه مخصوص و مقدسی دارد.

به طور خلاصه انسان از بدو حیات دنبال سنگ گشته، آن را پیدا کرده و به آن پناه برده و روی آن کار کرده و همیشه بیشتر از معیارهای مادی برای آن ارزش قائل بوده به طوری که پس از مرگ نیز برای اینکه فراموش نشود بر سر قبر خود، سنگ می‌گذارد و یا مرده‌های خود را در دل سنگ دفن می‌کند.

قدیمی‌ترین معدن شناخته شده دنیا متعلق به ۴۰۰۰۰ سال قبل از میلاد در نواحی آفریقای جنوبی است که از آن هماتیت استخراج شده است. که استخراج آن با استفاده از استخوان‌های حیوانات و سنگ‌های تیز صورت می‌گرفته است.

با پیدایش سنگ چخماق (Flint) عصر حجر شروع می‌شود. سومریان در حدود ۴۰۰۰ سال قبل از میلاد مس را پیدا می‌کنند و مصریان ۲۹۰۰ سال قبل از میلاد با استفاده از اسکنه‌ها و قلم‌های مسی سنگ‌های مورد استفاده در اهرام مصر را شکل می‌دهند و اهرام و تونل‌های آنها را به طول ۲۴۵ متر در داخل گرانیته حفر می‌کنند.

داستان معدنکاری انسان برای اولین بار در سال ۱۹۵۶ توسط آگری کولا (Agricola) و در کتابی تحت عنوان Demetallica مورد بحث و بررسی قرار گرفته و برای مدت‌ها به عنوان کتاب مرجع مهندسی معدن مورد استفاده معدنچیان قرار گرفته و باعث گسترش هرچه بیشتر این علم شده است. قابل ذکر است که اولین اطلاعات مربوط به مکانیک سنگ نیز از معدنکاری سرچشمه گرفته شده است.

۱-۲- تولد و توسعه علم مکانیک سنگ

همانطور که در مقدمه نیز ذکر شد، ابتدا اعتماد انسان به ماده سنگ جلب شد و این اعتماد و اطمینان بعدها به توده سنگ به عنوان پی و پناهگاه گسترش یافت و با گذشت زمان دامنه این اعتماد و اطمینان آنقدر گسترش یافت که در حفاریات زیرزمینی و سطحی رسیدن به سنگ و دستیابی به آن به عنوان یک هدف در آمده بود و بدون هیچگونه اندازه‌گیری خواص مکانیکی، سنگ را محکم و مقاوم فرض می‌کردند. این اعتماد و اطمینان برای سال‌های زیادی ادامه داشت تا اینکه در اواسط قرن اخیر با تخریب سد های Vajont در ایتالیا با بیش از ۲۰۰۰ کشته و Malpaset در سال ۱۹۵۹ که اولی به علت لغزش زمین و دومی به علت جابجائی بلوک‌های سنگی پی اتفاق افتاد مورد سؤال قرار گرفت.

در صورتیکه این شک و عدم اعتماد در مورد خاک که نتیجه تخریب و تجزیه سنگهاست از سالها قبل شروع شده بود و باعث بوجود آمدن علم مکانیک خاک (Soil Mechanics) و بسط و توسعه آن شده بود.

تئوری کولمب در مورد خاک در سال ۱۷۷۳ ارائه شد در صورتیکه اولین مطالعه علمی در مورد توزیع تنش در محیط سنگی یکصد سال بعد صورت گرفته است (Rziha 1874).

بعد از جنگ جهانی دوم به موازات پیشرفت‌های حاصل در صنایع و علوم مختلف احتیاج به مواد اولیه معدنی هر روز افزایش یافته و عمق و ابعاد معادن نیز بیشتر شده به طوری که بارهای وارده از طرف انسان بر سنگ بالغ بر ۱۰-۸ برابر و ابعاد کارهای زیر زمینی نیز بیش از ۵-۴ برابر بزرگتر شده است. اینها عواملی بودند که لزوم مطالعه

خواص مکانیکی و عکس العمل سنگ ها را در مقابل شرایط جدید ضروری می ساختند به عبارت دیگر وقتی حفاریات روباز و زیرزمینی به چنین ابعادی رسیدند دیگر امکان بکارگیری سنگ ها بدون اندازه گیری خواص مکانیکی آنها چندان عاقلانه به نظر نمی رسید.

در سال ۱۹۳۶ تغییر شکل پذیری سنگ ها از طرف David Griggs مورد مطالعه قرار گرفت و در سال ۱۹۴۵ یعنی یک سال بعد از تشکیل کمیته ای جهت تحقیق در مورد تغییر شکل پذیری سنگها در آمریکا اداره معادن این کشور اولین استانداردهای خود را در مورد چگونگی اندازه گیری خواص مکانیکی سنگ ها منتشر نمود. به عبارت دیگر مطالعات آزمایشگاهی و درجا در مورد اندازه گیری خواص مکانیکی سنگ در ارتباط با پروژه های مهندسی پس از سال ۱۹۴۵ شروع شد و در سال ۱۹۵۱ فعالیت های خیلی مؤثری در مورد مکانیک سنگ آغاز شد، در همین سال اولین سمپوزیوم چالزنی و حفاری و آتشیاری در آمریکا برگزار شد و همزمان با آن اولین سمپوزیوم مکانیک سنگ از طرف انجمن ژئومکانیک اتریش در سالزبورگ تشکیل شد.

در این سال ها (۱۹۴۵-۱۹۵۲) افرادی که به نوعی با مسائل مهندسی مربوط به سنگ سر و کار داشتند به رهبری Livingston در آمریکا و در سال های (۱۹۵۱-۱۹۴۶) به رهبری J-Stini در اروپا سعی در گردآوری افراد زیربند و اعلام استقلال مکانیک سنگ نمودند. در سال ۱۹۶۲ انجمن بین المللی مکانیک سنگ (ISRM) به سرکردگی L-Muller آلمانی تشکیل شده و اولین کنگره بین المللی مکانیک سنگ در سال ۱۹۶۶ در پرتغال برگزار شد و از آن تاریخ به بعد هر ۴ سال یکبار برگزار می شود. کنگره ها و سمینارهای مشابهی در کشورهای مختلف دنیا همه ساله در ارتباط با مکانیک سنگ برگزار می شود.

مکانیک سنگ به عنوان یک درس مستقل پس از سال ۱۹۶۰ در بعضی کشورها در رشته های معدن و ساختمان شروع به تدریس گردید. در حدود ۶۰ سال از اعلام استقلال مکانیک سنگ به عنوان یک علم مستقل می گذرد و پیشرفت های زیادی در این زمینه حاصل شده است به طوریکه در مسائل مربوط به معدنکاری و حفاری های سطحی و زیر زمینی به طور موفقییت آمیزی از آن استفاده می شود. شاید این جمله Bieniawski که تکنولوژی در چند دهه اخیر بیشتر از ۴۰۰۰ سال گذشته پیشرفت کرده است بیشتر از هر علمی در مورد مکانیک سنگ صادق باشد.

۱-۳- زمینه های بکارگیری مکانیک سنگ

هر روز که می گذرد زمینه های جدیدی برای استفاده و بکارگیری اصول و مبانی مکانیک سنگ ایجاد می شود که مهمترین زمینه های بکارگیری مکانیک سنگ عبارتند از:

معدن کاری:

• سطحی

۱. چالزنی (drilling)

۲. انفجار (Rock Blasting)

۳. پایداری شیب پله ها slop stability

• زیرزمینی فلزی

- ۱. طراحی گالری پایه
- ۲. قابلیت تخریب گارگاه
- ۳. انفجار سنگ (**Rock burst**)
 - زیرزمینی زغال
- ۱. طراحی کارگاه - اتاق و پایه - گالری ها و چاه
- ۲. انفجار سنگ و زغال

حمل و نقل:

- تونل های جاده ای
- تونل های راه آهن
- تونل های بین شهری

انرژی:

- نیروگاه های زیرزمینی
- ذخیره نفت و گاز
- دفن زباله های اتمی
- انرژی ژئو ترمال
- سد سازی

نفت:

- حفاری
- شکافت هیدرولیکی
- استخراج

خدمات:

- انتقال آب
- تاسیسات تصفیه خانه و آب رسانی
- فاضلاب

نظامی:

- آشیانه موشک های استراتژیک
- تاسیسات نظامی زیرزمینی
- پناهگاه ها

مسکن:

- خانه های زیر زمینی
- انبار های زیرزمینی
- کارخانه

کاربرد های جدید:

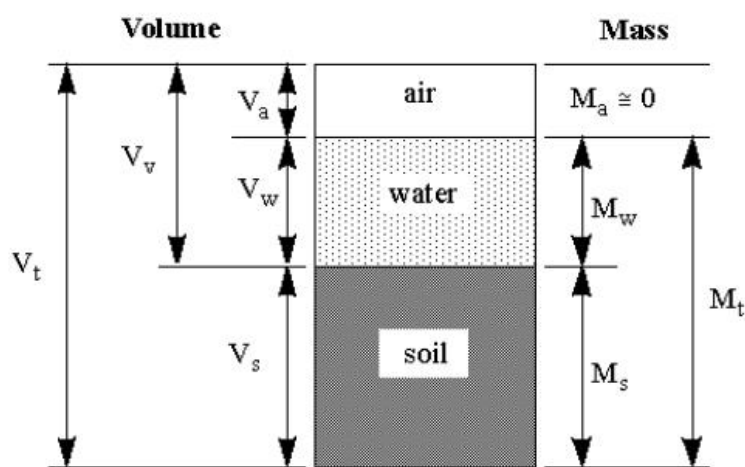
- کشف فضا
 - پیش بینی زلزله
 - معدنکاری به روش کنترل از راه دور و درجا
 - تونل های زیر اقیانوسی برای نفت
 - مغارهای زیر زمینی بزرگ جهت پناهگاه غیر نظامی با دهانه ۱۰۰ متر
- برای برنامه ریزی، طراحی و اجرای کار در زمینه های کاربردی فوق الذکر بسته به نوع کار یک و یا چند مورد زیر که نیاز زیادی به داده های مکانیک سنگ دارند بایستی بررسی شوند.
- ارزیابی کمی عوارض زمین شناسی
 - انتخاب و آماده سازی مواد سنگی
 - ارزیابی قابلیت حفاری و چالخوری سنگها
 - ساختمان کلی و انتخاب شکل ساختمان های زیر زمینی
 - تحلیل تغییر شکل سنگ ها
 - تحلیل پایداری سنگ ها
 - سرپرستی و کنترل پروژه های آتشیاری
 - طراحی سیستم نگهداری
 - شکافت هیدرولیکی Hydraulic Fracturing

نحوه صحیح بدست آوردن اطلاعات مورد بحث در بالا در کشورهای مختلف مقداری با هم فرق می کند و طبق استانداردهای آن ممالک صورت می گیرد. در این ارتباط بهتر است از روش های بین المللی مکانیک سنگ استفاده کرد.

۲- خصوصیات شاخص توده های سنگی

سنگ ها دارای خصوصیات بسیار زیادی بوده که هر کدام از آنها در نتیجه وجود ساخت، بافت و اجزای خاصی می باشند. در این قسمت سعی گردیده است تا تعداد محدودی از خصوصیات تاثیر گذار در رفتار مهندسی مورد بررسی قرار گیرد. خصوصیات ویژه ای که اندازه گیری آنها نسبتاً آسان تر می باشد خصوصیات شاخص نامیده می شوند. تخلخل، نسبت بین اجزای جامد و منافذ سنگ را نشان می دهد. چگالی اطلاعاتی درباره وضعیت کانی شناسی و دانه ای عرضه می کند. سرعت امواج صوتی به همراه اطلاعات سنگ شناسی، درجه ترک خوردگی را مشخص می کند. نفوذ پذیری ارتباط نسبی بین روزنه ها را تعیین می کند. دوام، تمایل اجزای سنگ برای جدا شدن و افت کیفیت آنرا مشخص می کند. بالاخره مقاومت، سختی نسبی بافت سنگ را برای کنار هم نگهداشتن اجزایش نشان می دهد. به منظور طبقه بندی مهندسی سنگ، بایستی این خصوصیات بطور کمی محاسبه گردند.

مجموعه این خصوصیات امکان ایجاد روابط مفید برای مسائل کاربردی را فراهم می‌دارد. واضح است که بسیاری از رفتارهای پیچیده سنگ با استفاده از خصوصیات شاخص قابل توضیح نبوده و آنها تنها جز بسیار کوچکی از پارامترهای مورد نیاز در مکانیک سنگ را مشخص می‌کنند. مجموعه‌ای از خصوصیات شاخص بدست آمده از آزمایشهای آزمایشگاهی نمونه‌های دستی برای طبقه بندی ماده سنگ (و نه توده سنگ) مفید خواهد بود. رفتار توده سنگ از خصوصیات ماده سنگ و وضعیت ناپیوستگی‌های موجود در آن متأثر است. طبقه بندی توده سنگ بر اساس ویژگی‌های ماده سنگ و شرایط ساختاری و منطقه‌ای و با استفاده از آزمایشهای آزمایشگاهی و آزمایشهای برجا صورت می‌گیرد. در ادامه برخی خصوصیات شاخص سنگ مورد بررسی قرار می‌گیرند.



شکل ۱ حجم منفذی (V_v) شامل حجم هوا و آب موجود در نمونه

۱-۲- تخلخل

تخلخل (Porosity) توسط کمیت بی بعد n که نسبت حجم منافذ به حجم کل سنگ می‌باشد تعریف می‌گردد:

معادله ۱

در سنگ‌های رسوبی که از تجمع دانه‌ها و قطعات مختلف ایجاد شده‌اند، تخلخل در دامنه وسیعی بین مقادیر نزدیک به صفر تا ۰/۹ تغییر می‌کند. همچنین افزایش سن و عمق برای این سنگ‌ها باعث کاهش تخلخل می‌گردد. در سنگ‌های بلورین، آذرین و دگرگونی قسمت اعظم حجم منافذ به ترک‌های ریز صفحه‌ای متعلق است. مقدار تخلخل در سنگ‌های آذرین غیر هوازده، در حدود ۰/۰۱ تا ۰/۰۲ می‌باشد. هوازدگی این مقدار را تا حدود ۰/۲ افزایش خواهد داد.

۲-۲- نسبت پوکی

معیاری برای پوکی سنگ بوده و با کمیت بی بعد e بصورت زیر تعریف می گردد:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \times 100\% \quad \text{معادله ۲}$$

۲-۳- وزن حجمی

بیانگر وزن واحد حجم ماده بوده و دارای بعد $\left(\frac{F}{L^3}\right)$ بوده و با γ نشان داده می شود (چگالی جرمی که معمولاً با نام چگالی مطرح می شود از تقسیم چگالی وزنی بر شتاب گرانش زمین به دست آمده و دارای بعد $\left(\frac{M}{L^3}\right)$ بوده و با ρ نشان داده می شود) (specific weight) از تقسیم چگالی ماده بر چگالی آب بدست آمده و با کمیت بی بعد G نشان داده می شود:

$$\rho = \frac{\gamma}{g} \quad G = \frac{\gamma_a}{\gamma_{wat}} = \frac{\rho_a}{\rho_{wat}} \quad \text{معادله ۳}$$

چگالی دانه های جامد نیز از تقسیم چگالی قسمت جامد بر چگالی آب بدست آمده و با کمیت بی بعد G_s نشان داده می شود.

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad \text{و} \quad \gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad \text{معادله ۴}$$

در صورتی که با ماده ای مرکب (هم چون سنگ) سر و کار داشته باشیم می توانیم چگالی دانه های کل آنرا با استفاده از فرمول زیر بدست آوریم.

$$G_s = \sum_{i=1}^n G_i V_i \quad \text{معادله ۵}$$

که در آن G_i ، وزن مخصوص جزء i ام و V_i ، درصد حجمی این جزء در کل ماده می باشد. درصد حجمی کانیتهایی موجود در سنگ با مطالعات میکروسکوپی و مقاطع نازک قابل محاسبه است. عبارت وزن حجمی برای حالات مختلف سنگ همچون حالت طبیعی، اشباع، خشک و جامد و غوطه ور به کار می رود در تمام موارد به جز حالت غوطه ور روند طبیعی (وزن ماده تقسیم بر حجم آن) طی می گردد.

$$\gamma_{nat} = \frac{W_{nat}}{V_t} \quad \gamma_{sat} = \frac{W_{sat}}{V_t} \quad \gamma_{dry} = \frac{W_{dry}}{V_t} \quad \gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad \text{معادله ۶}$$

در روابط بالا، اندیس های nat، sat، dry به ترتیب مربوط به سنگ در وضعیت های طبیعی، اشباع و خشک و اندیس S مربوط به قسمت جامد سنگ می باشد.

چگالی وزنی غوطه ور به علت وجود نیروی رو به بالای ارشمیدس و ایجاد یک نیروی اضافی نسبت به سایر مواد بصورت زیر تعریف می گردد.

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_{wat}$$

معادله ۷

در رابطه بالا، اندیس sub مربوط به سنگ در وضعیت غوطه ور می باشد. روابط زیر بین خواص فیزیکی سنگها موجود است:

$$n = \frac{e}{1+e}$$

$$e = \frac{n}{1-n}$$

معادله ۸

$$e = \frac{\gamma_w}{\gamma_{dry}} \cdot G_s - 1$$

معادله ۹

$$\gamma_{dry} = \frac{\gamma_t}{1+w}$$

معادله ۱۰

$$G_s \cdot w = s \cdot e$$

معادله ۱۱

$$\gamma_t = \frac{1+w}{1+e} G_s \cdot \gamma_w$$

معادله ۱۲

$$n = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_d}{\gamma_w}$$

معادله ۱۳

و در صورتیکه نمونه اشباع باشد:

$$n = \frac{wG_s}{1 + wG_s}$$

معادله ۱۴

گاهی به اشتباه چگالی وزنی (و یا چگالی جرمی) غوطه ور بصورت وزن (و یا جرم) غوطه ور تقسیم بر حجم کل بیان می گردد. اما همانطور که می دانیم وزن و یا جرم در یک ارتفاع معین به مقدار و نوع مواد موجود و نه به موقعیت آن (درون آب و یا بیرون از آن) بستگی دارد.

نتایج اندازه گیری های متعدد بر روی سنگ های رسوبی رابطه زیر را با ضریب همبستگی ۰/۹۶۴۸ مورد تایید قرار داده است:

$$n = 146.14 - 53.92\rho$$

معادله ۱۵

که در آن ρ چگالی جرم طبیعی بر حسب $\frac{gr}{cm^3}$ و n ، تخلخل بر حسب درصد می باشد.

۲-۴- آب محتوا (رطوبت)

معیاری برای درصد آب موجود در سنگ است و با کمیت بی بعد W بصورت زیر تعریف می گردد:

$$w = \frac{M_{wat}}{M_s} \times 100\%$$

معادله ۱۶

که در آن M_{wat} وزن آب موجود در سنگ می باشد.

۲-۵- دوام و شکستگی

دوام سنگ در برابر شرایط گوناگون ایجاد شده فاکتور مهمی می باشد. بعضی از سنگ ها پس از حفاری و تماس با شرایط طبیعی سطحی خصوصیات نامطلوب ویژه ای نشان می دهند. هم چنین سنگ هایی که در مسیر آب قرار می گیرند بعضی اجزای خود را از دست می دهند. یکی از آزمایش هایی که سعی در کمی سازی مفهوم دوام دارد آزمایش دوام شکستگی فرانکلین می باشد که در آن ده قطعه از نمونه های خشک سنگ هر یک به وزن تقریبی ۵۰ گرم به مدت ده دقیقه، ۲۰۰ دور در سلول چرخان فرانکلین قرار داده می شود. در این مدت قطعات سنگ در معرض جریان آب و برخورد با یکدیگر هستند و سپس مجدداً نمونه ها را خشک می کنند. شاخص دوام، I_d ، بصورت نسبت وزن نمونه های خشک شده بدست آمده از سلول فرانکلین به وزن نمونه های خشک اولیه تعریف می گردد:

$$I_d = \frac{M_{s(af)}}{M_{s(be)}} * 100$$

معادله ۱۷

ممکن است عملیات فوق یکبار دیگر تکرار گردد. سپس بنابر جداول پیشنهادی هر سنگ از نظر دوام به گونه ای توصیف می گردد. شاخص دوام نسبت مستقیم خطی با چگالی و نسبت عکس با آب محتوا دارد.

۲-۶- سرعت امواج صوتی

معیاری برای ترک خوردگی سنگ می باشد. اساس آزمایش مربوط به تعیین سرعت امواج صوتی، ایجاد ضربه ای بر ابتدای یک مغزه حفاری و دریافت آن از انتهای مغزه می باشد. زمان عبور موج صوتی متناسب با چگال بودن مسیر طی شده توسط آن می باشد و برای هر سنگ هر چه مقدار ترک ها بیشتر باشد سرعت عبور موج صوتی کاهش می یابد. سرعت موج طولی در یک سنگ کاملاً سالم، V_L^* ، از رابطه زیر بدست می آید:

$$\frac{1}{V_L^*} = \sum_i \frac{C_i}{V_{L,i}}$$

معادله ۱۸

که در آن، C_i نسبت حجمی کانی i ام در سنگ و $V_{L,i}$ سرعت موج طولی در کانی i ام می باشد. در صورتی که سرعت بدست آمده از آزمایش بر روی نمونه V_L باشد شاخص کیفیت IQ که معیاری برای درجه ترک خوردگی سنگ است بصورت زیر تعریف می گردد:

$$IQ = \frac{V_L}{V_L^*}$$

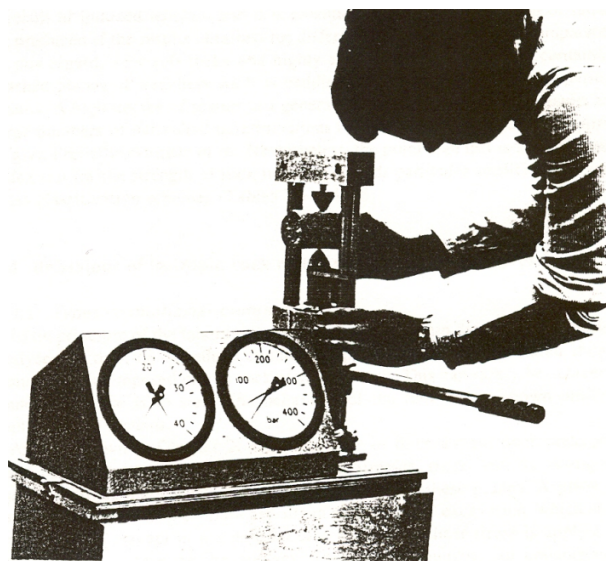
معادله ۱۹

نتایج تجربی نشان می دهند که شاخص کیفیت با درصد تخلخل سنگ ($np\%$) دارای رابطه زیر است :

معادله ۲۰

۲-۷- مقاومت

معیاری برای میزان تحمل بار قبل از شکست می باشد. مقاومت سنگ به شرایط وابسته بوده و آزمایشهای گوناگونی برای کمی سازی آن مطرح است. آزمایش بار نقطه ای در میان آن به هزینه زیادی احتیاج نداشته و نسبتاً آسان می باشد. در این آزمایش نمونه سنگی مابین دو فک مخروطی با انتهای گرد شده قرار گرفته و بار وارده از سوی فکها برای شکست نمونه سنگ ثبت می گردد.



شکل ۲. دستگاه آزمایش بار نقطه ای.

مقاومت بار نقطه ای به صورت زیر تعریف می گردد:

معادله ۲۱

که در آن P، بار وارده و D_e قطر معادل می باشد. در صورتی که سطوح جانبی مغزه مابین فک ها قرار گیرد قطر معادل برابر قطر مغزه خواهد بود. اگر قطر مغزه برابر ۵۰ میلی متر باشد مقدار مقاومت بار نقطه ای برای قطر ۵۰ میلی متر ($I_{s(50)}$) بدست می آید و در شرایطی که قطر مغزه مقدار دیگری داشته از ضرایب تصحیح استفاده می شود.

$$I_{s(50)} = F I_{s(D_e)} \quad F = \left(\frac{D_e}{50} \right)^{0.45}$$

معادله ۲۲

مقاومت فشاری (C_0) و کششی (T_0) تک محوره سنگ توسط فرمول های زیر بدست می آید:

$$C_0 = 24 I_{s(50)}$$

$$T_0 = \frac{I_{s(50)}}{0.8}$$

معادله ۲۳

۳- ساختارهای توده سنگ

۳-۱- مقدمه

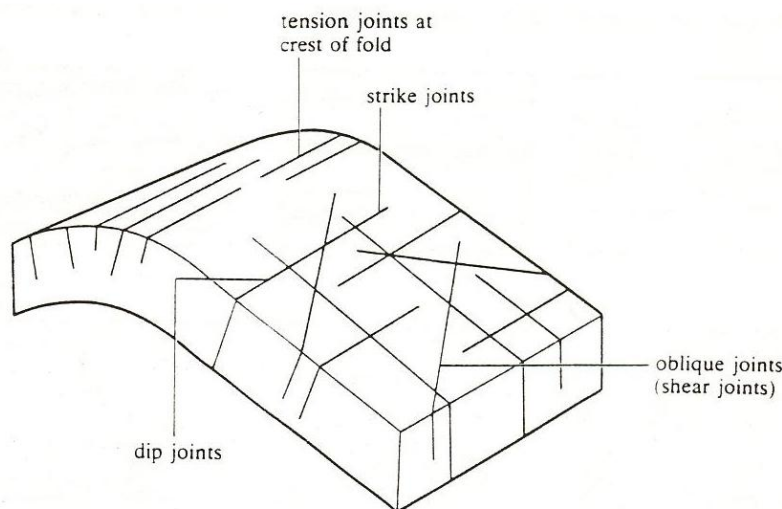
سنگ به علت داشتن شکستگی های مختلف که ساختاری ناپیوسته ایجاد می کنند با سایر مواد مهندسی متفاوت است. بنابراین می بایست بین ماده سنگ و توده سنگ تفاوت قائل شویم. ماده سنگ به سنگ بکر مابین ناپیوستگی ها گفته می شود که ممکن است یک نمونه دستی و یا قطعه ای از یک مغزه حفاری باشد. توده سنگ به کل سنگ برجا که شامل صفحات لایه بندی درزه ها، گسل ها و سایر عوارض ساختاری است اطلاق می گردد. توده سنگ معمولاً خواص ناهمگن (هتروژن) و ناهمسانگرد (آنیزوتروپ) از خود نشان می دهند. نوع و توزیع عوارض ساختاری در توده سنگ، ساختار سنگ نامیده می شود. واضح است که ساختار سنگ تاثیر بسزایی در عملیات معدنی در توده سنگ دارد و ابعاد دهانه پایدار، نگهداری های لازم، قابلیت حفاری و خصوصیات بلوک ها را کنترل می کند. به همین دلیل ساختار سنگ در طراحی معدن و روش معدنکاری موثر است. در اعماق کم، شکست هایی که به لحاظ ساختاری کنترل شده اند اولین گزینه ای است که در طراحی مورد توجه قرار می گیرد. در اعماق و نواحی با تمرکز تنش بالا، ساختار سنگ دارای اهمیت کمتری می باشد. در این فصل انواع عوارض ساختاری و خواص مهم و روش های آنها مورد بررسی قرار می گیرد.

۳-۲- انواع مهم عوارض ساختاری

صفحات لایه بندی: این صفحات سنگ های رسوبی را به چند لایه و یا چینه تقسیم می کنند. صفحات لایه بندی با این که ممکن است دارای ساخت نامنظم و متقاطع باشند، دارای تداوم زیادی می باشند. صفحات لایه بندی ممکن است دارای مواد با ابعاد دانه ای متفاوت باشند و در معرض دگرگونی نامنظم قرار گیرند. در این

صورت چسبندگی بین لایه ای وجود دارد و در غیر این صورت مقاومت برشی صفحات لایه بندی تنها ناشی از اصطکاک خواهد بود. با توجه به فرایند رسوب گذاری ممکن است جهات ترجیحی در سنگ یافت شوند که باعث ایجاد صفحات ضعیف موازی با صفحه لایه بندی می گردند.

چین ها: این عوارض از تاثیر نیروهای تکتونیکی و خمش لایه ها ایجاد می گردند ممکن است در مقیاس یک معدن آنها اصلی ترین عارضه ساختاری باشند. چین ها بر اساس هندسه و فرایند شکل گیری به دسته های مختلف تقسیم می شوند. تاثیر مهم آنها در تغییر موضعی جهت داری لایه ها بوده و همچنین عوارض خاص دیگری نیز می توانند به همراه داشته باشند. به طور ویژه چند دسته درزه در پوسته و یا درون و یا در یال های آن قابل شکل گیری است. شکل زیر ایجاد چنین درزه هایی را در یک تاقدیس نشان می دهد.

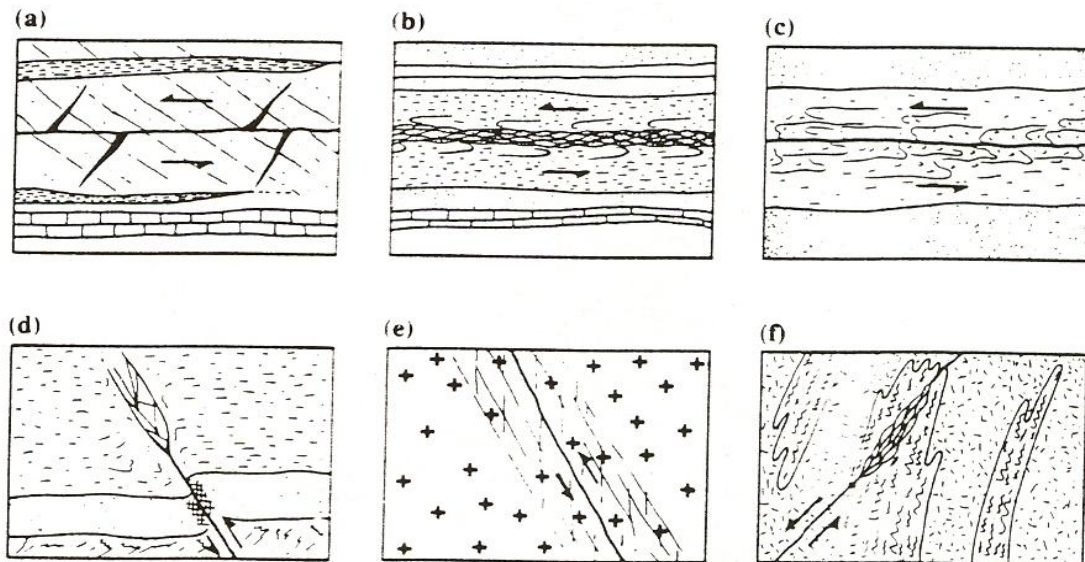


شکل ۳. درزه های یک لایه چین خورده.

در طی فرایند چین خوردگی سنگ های رسوبی، تنش برشی بین لایه ای ممکن است ایجاد لغزش کند. در نتیجه مقاومت برشی بین لایه ای کاهش یافته و ممکن است به مقدار مقاومت برشی باقیمانده برسد. هم چنین کلیواژ شکستگی ممکن است در اثر تنش های برشی به صورت صفحات موازی و نزدیک به یکدیگر ایجاد گردد.

گسل ها (Fault): شکستگی هایی هستند که جا به جایی برشی محسوسی در سطح آنها روی داده است. گسل ها ممکن است توسط جابجایی نسبی بلوک های دو طرفشان تشخیص داده شوند. با توجه به انواع جابجایی های نسبی، گسل ها مورد طبقه بندی قرار می گیرند. گسل ها ممکن است دارای مقیاسهای بسیار متفاوتی باشند. گسل ها معمولاً به شکل گروهی ایجاد می شوند و دارای ضخامت چند متر برای گسل های اصلی و ناحیه ای تا چند میلی متر برای گسل های موضعی می باشند. این ضخامت ممکن است شامل مواد ضعیفی هم چون رس و برش باشد. سطح گسل معمولاً به صورت صیقلی است و ممکن است با کانیهای چون گرافیت و کلریت که دارای مقاومت اصطکاکی اندکی هستند پوشانده شده باشد. نواحی اطراف گسل ممکن است توسط عوارض ناشی از آن آشفته و سست شده باشد. این خصوصیات بیانگر این موضوع است که گسل ها، نواحی دارای مقاومت برشی کم و مستعد لغزش می باشند.

نواحی برشی (Shear zones): گروهی از مواد با ضخامت چندین متر که در آنها شکست برشی موضعی روی داده است. سطوح شکستگی ممکن است صیقلی بوده و یا با مواد دارای مقاومت اصطکاکی کم پر شده باشد. این نواحی بیانگر فرایند رهایی از تنش و یا هوازگی می باشند. همانند گسل ها، نواحی برشی نیز دارای مقاومت برشی کم می باشند اما به طور بصری به سختی قابل تشخیص می باشند.



شکل ۴. ساختارهای ثانویه مرتبط با گسل (a) گسل صفحات لایه بندی در سنگ سخت موجب شکل گیری شکستگی های برشی و کششی (بریدگی) میگردد (b) گسل صفحات لایه بندی در شیل با لایه های نازک موجب برش های متقاطع نزدیک بهم میگردد (c) گسل صفحات لایه بندی در سنگ های با لایه بندی ضعیف و بخصوص سنگ های تغییر شکل پذیر، محدوده وسیعی از چین های کششی را ایجاد مینماید (d) گسلی که در سنگ شکننده و مستحکم روی داده در شیل ضعیف متوقف گشته است (e) گسل در سنگ آذرین بلوری باعث ایجاد برش های مایل فرعی و تورق موازی گشته است (f) تغییر مشخصات گسل در یک سنگ آذرین بهنگام عبور از یک سنگ دگرگونی غنی از میکا.

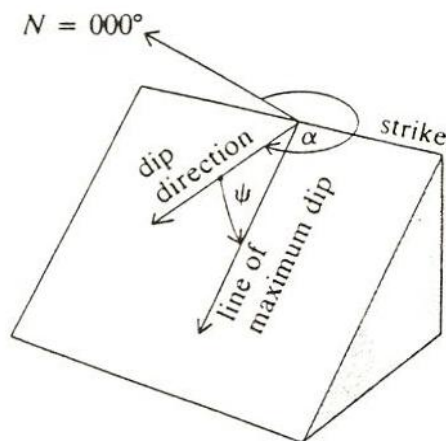
دایک ها (Dykes): توده های نفوذی دراز و باریک و پرشیبی هستند که بطور کلی از سنگ های ریزدانه آذرین ایجاد شده و دارای وجوه تقریباً موازی هستند. ضخامت آنها از چند سانتی متر تا چندین متر تغییر می کند و ممکن است دارای طول قابل بررسی باشند. بعنوان مثال دایک بزرگ زیмбаوه، ۵۰۰ کیلومتر طول دارد و تقریباً مسطح بوده و دارای کانی سازی وسیع در یکی از حاشیه ها می باشد. بعضی دایک ها نسبت به سنگ های درونگیرشان دارای مقاومت بیشتری در برابر هوازگی می باشند. اما سنگ های آذرین بازی تشکیل دهنده دایک ها، همچون دولریت می توانند پس از هوازگی به رس های مونت موریلونیت تبدیل شوند. این رس ها به علت خاصیت آماس قابل توجه می باشند. حاشیه های دایک اغلب در طی فرآیند نفوذ شکسته و دگرسان شده است. آنها مسیر مستعد برای جریان سیال و تمرکز جابجایی می باشند. بعلاوه سختی بالای دایک ها، انواع هوازده نشده آنها تنش های بالا را تحمل نموده و احتمال ایجاد شکست ناشی از تنش در آنها افزایش می یابد. دایک ها نواحی مستعد برای پدیده انفجار سنگ می باشند.

درزه ها (Joints): مهم ترین و رایج ترین عوارض ساختاری در سنگ ها می باشند. درزه ها، شکستگی هایی با منشا زمین شناسی بوده که جابجایی محسوسی در سطح آن روی نداده است. گروهی از درزه های موازی دسته درزه نامیده می شوند. دسته های درزه ها یکدیگر را قطع می کنند تا سیستم درزه ایجاد گردد. درزه ها ممکن است باز و یا بسته و یا پر شده باشند. درزه ها عموماً موازی با صفحات لایه بندی، تورق و یا کلیواژ اسلیتی شکل می گیرند و درزه های لایه بندی، درزه های تورق و یا درزه های کلیواژ نامیده می شوند. سنگ های رسوبی معمولاً دارای دو دسته درزه تقریباً عمود برهم و عمود بر صفحات لایه بندی می باشند. این درزه ها گاهی در صفحات لایه بندی خاتمه می یابند و گاهی چندین صفحه لایه بندی را قطع می کنند. معمولاً در مکانیک سنگ واژه ناپیوستگی برای تمام شکستگی ها و عوارضی چون درزه ها، گسل ها، صفحات ضعیف، سطوح لایه بندی و سطوح تمامی که مقاومت کششی بسیار پایین هستند استفاده می شود.

۳-۳- خواص مهم ناپیوستگی ها

در این قسمت خواص مهم ناپیوستگی ها که بر رفتار مهندسی توده سنگ تاثیر گذار می باشند مورد بحث قرار میگیرد.

جهت داری: وضعیت قرارگیری ناپیوستگی در فضا توسط شیب و جهت شیب بیان می گردد. شیب ناپیوستگی: شیب خطی در صفحه ناپیوستگی است که دارای بیشترین انحراف نسبت به سطح افق می باشد و جهت شیب ناپیوستگی، آزیموت خط مذکور می باشد که در جهت عقربه های ساعت نسبت به امتداد شمال سنجیده می شود.



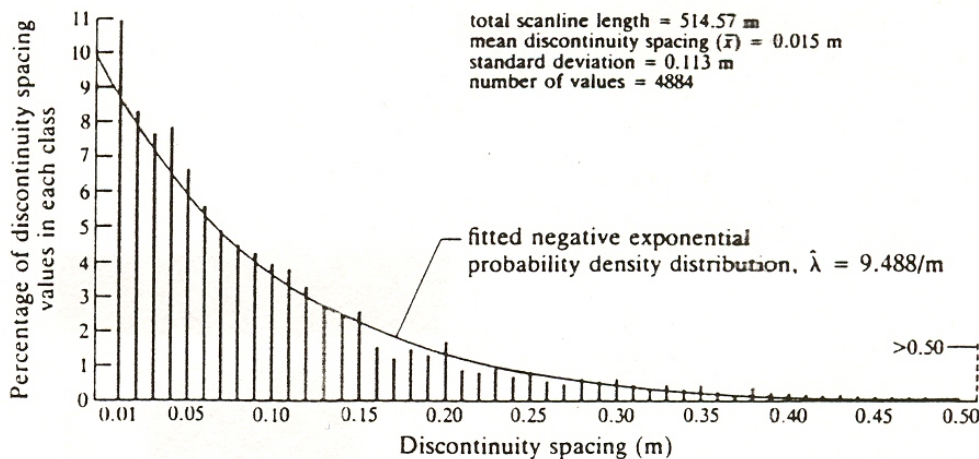
شکل ۵. تعریف جهت شیب (α) و شیب (ψ)

بعضی از زمین شناسان به جای جهت شیب، امتداد ناپیوستگی را ثبت می کنند. این کار باعث ایجاد بعضی ابهامات و نیاز به بیان عناصر بیشتری برای تشخیص ناپیوستگی می باشد. معمولاً در مکانیک سنگ برای جلوگیری از این ابهامات جهت داری به صورت (عدد دو رقمی) شیب / (عدد سه رقمی) جهت شیب بیان می گردد (مانند 035/70). واضح است که جهت داری نسبی بین ناپیوستگی ها و سطوح حفاری تاثیر بسزایی در عدم پایداری بلوک ها و یا لغزش آنها دارد. جهت داری متقابل ناپیوستگی ها، تعیین کننده شکل بلوک هایی است که توده سنگ را ایجاد کرده اند.

هنگامی که مایل به بررسی جهت داری ناپیوستگی ها هستیم با مشاهدات زیادی مواجه می باشیم. معمولاً با استفاده از تصاویر استریوگرافیک و رسم کانتورهای فراوانی برای بردار شیب (بردار رو به پایین موازی با خطی در صفحه ناپیوستگی که دارای بیشترین زاویه نسبت به سطح افق است) و یا قطب صفحات ناپیوستگی (تصویرخط عمود بر بردار شیب) می توانیم ناپیوستگی ها را به چند دسته تقسیم نموده و برای هر دسته یک جهت داری میانگین در نظر بگیریم. جهت داری میانگین بدست آمده می تواند در تحلیل های بعدی مورد استفاده واقع گردد. فاصله داری (spacing): عبارتست از فاصله عمودی بین ناپیوستگی های مجاور از یک دسته درزه که معمولاً بصورت میانگین فاصله داری برای یک دسته درزه بیان می شود فاصله داری ابعاد بلوک های تشکیل دهنده توده سنگ را تعیین می کند. مکانیزم تغییرشکل و شکست می تواند با نسبت فاصله داری به ابعاد حفاری تغییر کند. خصوصیات مهندسی مانند قابلیت حفاری و نفوذپذیری نیز با فاصله داری مرتبط هستند. همان طور که انتظار می رود همانند سایر خصوصیات توده سنگ، فاصله داری نیز دارای مقدار تعریف شده یکتایی نیست و دامنه ای از مقادیر را براساس بعضی توزیع های آماری اختیار می کند. پریست و هادسون پس از اندازه گیری برروی شماری از سنگ های رسوبی دریافتند که در هر مورد هیستوگرام فاصله داری ناپیوستگی ها، توزیع چگالی احتمالی را می دهد که قابل تقریب با توزیع نمایی منفی است. بنابراین فراوانی، $f(x)$ مربوط به یک مقدار فاصله داری خاص x بوسیله تابع زیر بدست می آید.

(1-3)

که در آن $\lambda \cong \frac{1}{\bar{x}}$ فراوانی متوسط ناپیوستگی ها در واحد طول و \bar{x} فاصله داری میانگین می باشد. در شکل زیر هیستوگرام فاصله داری و توزیع نمایی منفی بدست آمده از فرمول رسم گردیده است.



شکل ۶. هیستوگرام فاصله داری ناپیوستگی ها

یافته های پریست و هادسون توسط بسیاری از انواع سنگ ها تایید شده است. نتایج بدست آمده از فراوانی فاصله داری، امکان انجام محاسبات آماری برای ابعاد احتمالی بلوک ها و احتمال ایجاد یک تقاطع خاص برای ناپیوستگی ها را فراهم می دارد.

در طبقه بندی مهندسی توده سنگ ها معمولا از شاخص کیفیت توده سنگ RQD که توسط دیر ارائه گردیده استفاده می شود. این شاخص با استفاده مغزه های حفاری بصورت زیر تعریف می گردد:

معادله ۲۴

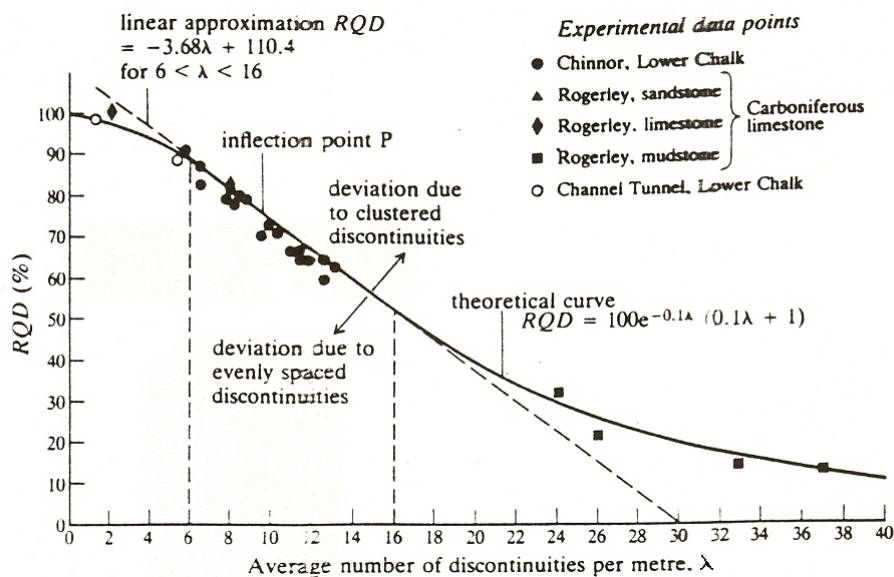
که در آن L طول کلی حفاری و x_i طول یک قطعه مجزا از مغزه است که ۱۰ سانتی متر و یا بیشتر می باشد. پرست و هادسون دریافتند که می توان RQD را بوسیله اندازه گیری های فاصله داری بر روی مغزه و یا یک سطح رخنمون به صورت زیر تقریب زد:

معادله ۲۵

که برای مقادیر λ بین ۶ تا ۱۶ m^{-1} می توان تقریب خطی مناسب زیر را بکار برد:

معادله ۲۶

شکل زیر مقادیر RQD اندازه گیری شده و بدست آمده از فرمول های بالا را برحسب متوسط تعداد ناپیوستگی ها در هر بازه نشان می دهد.



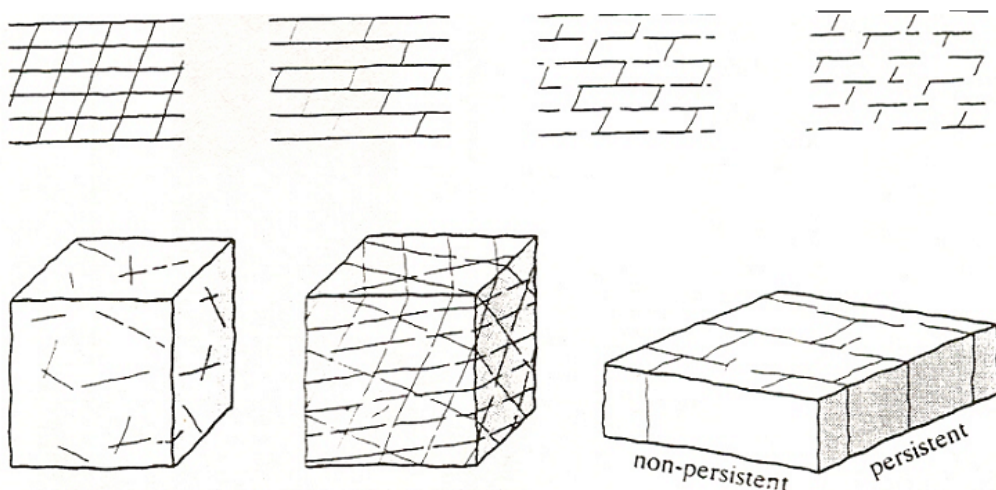
شکل ۷. ارتباط بین RQD و فراوانی متوسط ناپیوستگی ها

فاصله داری ناپیوستگی ها در بسیاری از طبقه بندی های مهندسی توده سنگ مورد استفاده قرار می گیرد. جدول زیر عبارات مورداستفاده برای مقادیر مختلف فاصله داری را برطبق قرارداد ISRM نشان می دهد.

جدول ۱ طبقه بندی فاصله داری ناپیوستگی ها.

Description	Spacing (mm)
extremely close spacing	<20
very close spacing	20-60
close spacing	60-200
moderate spacing	200-600
wide spacing	600-2000
very wide spacing	2000-6000
extremely wide spacing	>6000

تداوم (*Persistence*): واژه ای برای بیان توزیع سطحی و یا طول ناپیوستگی در یک صفحه می باشد. تداوم با مشاهده طول اثر ناپیوستگی بر یک سطح آزاد قابل اندازه گیری است و یکی از پارامترهای مهم توده سنگ می باشد که تعیین آن تا حدودی مشکل می باشد. در شکل زیر بلوک های مربوط به توده سنگ هایی با چند دسته درزه نشان داده شده اند.



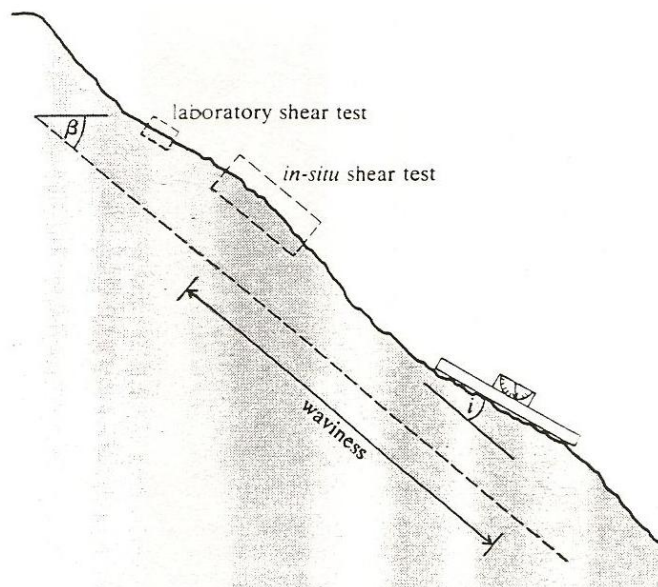
شکل ۸. نمایش تداوم دسته های مختلف ناپیوستگی ها

واضح است که تداوم ناپیوستگی تاثیر بسیار زیادی بر مقاومت برشی سطح ناپیوستگی قابلیت حفاری و نفوذپذیری توده سنگ دارد. برطبق قرارداد ISRM تداوم ناپیوستگی با استفاده از فراوان ترین مقدار طول اثر ناپیوستگی که بر روی سطوح آزاد اندازه گیری می شود بصورت زیر توصیف می گردد.

جدول ۲ طبقه بندی تداوم ناپیوستگی ها

Description	Modal trace length (m)
very low persistence	< 1
low persistence	1-3
medium persistence	3-10
high persistence	10-20
very high persistence	20

زبری (*Roughness*): معیاری برای موجداری و پستی و بلندی سطح ناپیوستگی نسبت به صفحه میانگین ناپیوستگی می باشد. زبری سطح ناپیوستگی دارای تأثیری مهم در مقاومت برشی (بخصوص در مواردی که جابجایی برشی صورت نگرفته) می باشد. اهمیت زبری با افزایش جداشدگی و ضخامت مواد پرکننده و جابجایی برشی کاهش می یابد زیرا در این شرایط تأثیر بازدارندگی پستی و بلندی های سطحی کمتر می گردد. هنگامی که خواص سطحی ناپیوستگی با استفاده از مغزه حفاری و یا سطوح آزاد اندازه گیری گردد بایستی بین موجداری بزرگ مقیاس و پستی و بلندی کوچک مقیاس تفاوت قائل شویم (شکل زیر).



شکل ۹. مقیاس های مختلف زبری ناپیوستگی که در آزمایش های برشی با مقیاس های مختلف نمونه برداری میشوند. موجداری را میتوان با زاویه β مشخص نمود.

هر کدام از اینها در مقیاس دلخواه می توانند شماره ای به عنوان مثال از یک تا پنج اختیار کنند. بر طبق قرارداد ISRM دسته بندی زیر برای زبری ناپیوستگی ها بکار می روند:

جدول ۳ طبقه بندی زبری ناپیوستگی ها

Class	Description
I	rough or irregular, stepped
II	smooth, stepped
III	slickensided, stepped
IV	rough or irregular, undulating
V	smooth, undulating
VI	slickensided, undulating
VII	rough or irregular, planar
VIII	smooth, planar
IX	slickensided, planar

بازشدگی (Aperture): فاصله قائم بین دیواره های یک ناپیوستگی است که ممکن است توسط آب و یا هوا پر شده باشد. بنابراین همانطور که در شکل نشان داده شده است جداشدگی و عرض پرشدگی از یکدیگر متمایز می گردند.

بازشدگی یا جداشدگی بالا ممکن است در نتیجه جابجایی برشی برروی سطوح بسیار زبر، شسته شدن مواد پرکننده مانند رس، انحلال و بازشدگی کششی ایجاد گردد. در اغلب توده سنگ های نیمه عمیق بازشدگی دارای مقداری اندک در حدود نیم میلی متر می باشد.

برعکس مثال هایی که در شکل آمده اند در ناپیوستگی های حقیقی، بازشدگی در گستره ناپیوستگی تغییر می کند و اندازه گیری این تغییرات بسیار مشکل و یا غیرممکن می باشد.

واضح است که بازشدگی و تغییرات آن تاثیر مهمی بر مقاومت برشی ناپیوستگی دارند. شاید مهمترین تاثیر بازشدگی بر نفوذپذیری و هدایت هیدرولیکی ناپیوستگی ها و توده سنگ باشد در جریان لایه ای، هدایت هیدرولیکی یک ناپیوستگی با سطوح موازی از رابطه زیر بدست می آید:

$$k = \frac{ge^3}{12v}$$

معادله ۲۷

که در آن k هدایت هیدرولیکی (m/s)، g شتاب گرانش (m/s^2)، e جداشدگی (m) و v چسبندگی سینماتیکی سیال (m^2/s) (برای آب ۲۰ درجه سانتی گراد $v = 1.01 \times 10^{-6} \frac{m^2}{s}$) می باشد. همانطور که واضح است ده برابر شدن جداشدگی منجر به هزار برابر شدن هدایت هیدرولیکی می گردد.

پرشدگی (filling): عبارتی برای توصیف ماده جدا کننده دیواره های مجاور یک ناپیوستگی می باشد. موادی چون کلسیت، کلریت، رس، سیلت، برش، گوج گسل، کوارتز، و یا پیریت می توانند پرکننده باشند. پرکننده نیز دارای تاثیر عمده ای بر مقاومت برشی است. با فرض وجود پرکننده هایی مقاوم چون کلسیت، کوارتز و یا پیریت باز هم مقاومت برشی ناپیوستگی از حالت بسته بودن ناپیوستگی کمتر خواهد بود. رفتار ناپیوستگی های پر شده به خواص گوناگون پر کننده بستگی دارد. مواد زیر مهمترین خصوصیات است که می بایست ثبت گردند:

الف) کانی شناسی پر کننده و بررسی وجود کانی هایی با مقاومت اصطکاکی پایین مانند کلریت

ب) ابعاد دانه ها

ج) آب محتوا و نفوذ پذیری

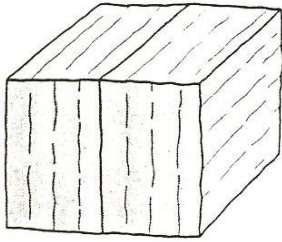
د) جابجایی برشی قبلی

ه) زبری دیواره

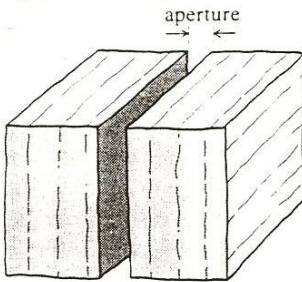
و) ضخامت پرکننده

ز) شکستگی، خردشدگی و یا دگرسانی شیمیایی سنگ دیواره

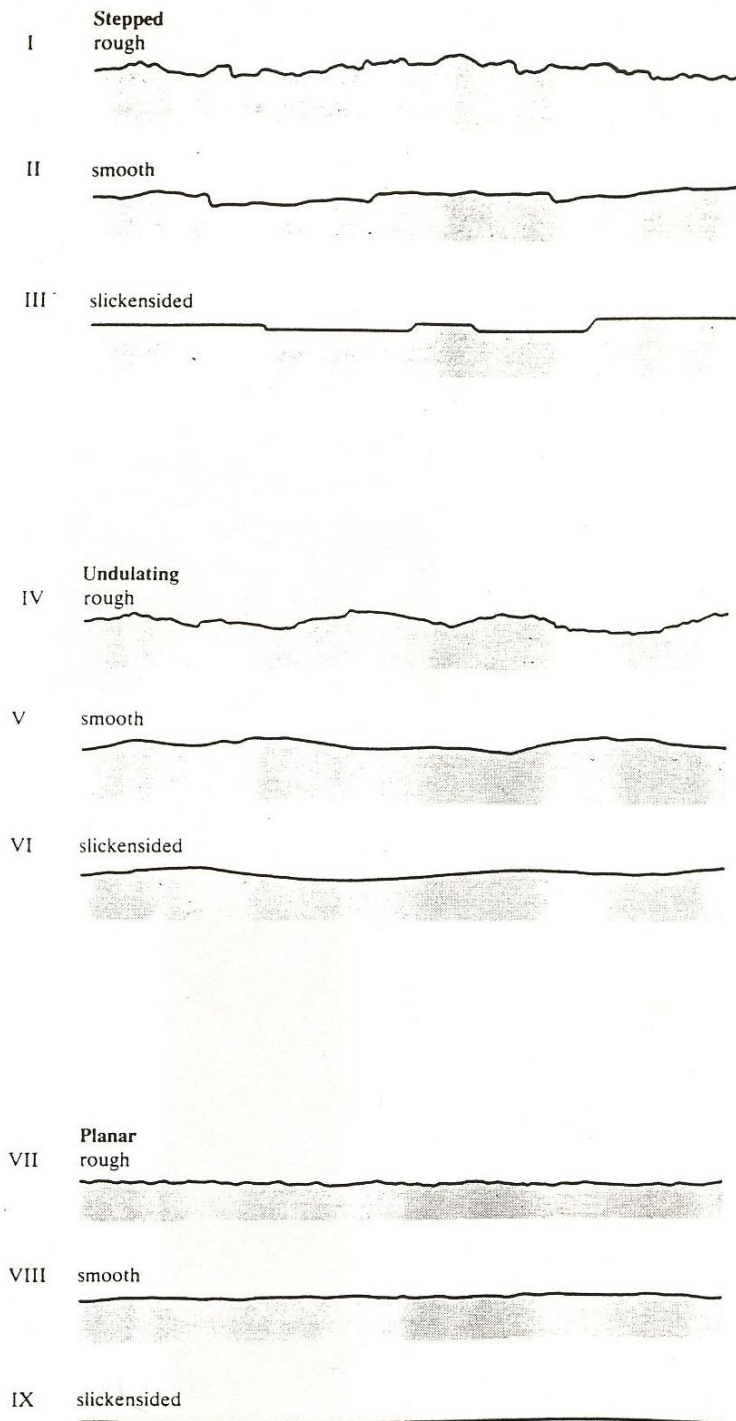
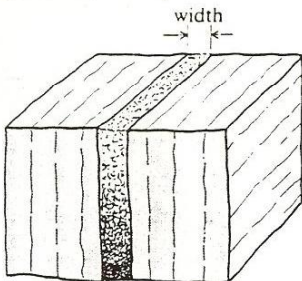
Closed discontinuity



Open discontinuity



Filled discontinuity



شکل ۱۰. مقاطع نوعی زبری و توصیف پیشنهادی برای آن ها. شکل ۱۱. تعریف پیشنهادی بازشدگی ناپیوستگی های باز و طول مقاطع از ۱ تا ۱۰ متر بوده و مقیاس افقی و قائم یکسان عرض ناپیوستگی های پر شده است

۳-۴- جمع آوری داده های ساختاری

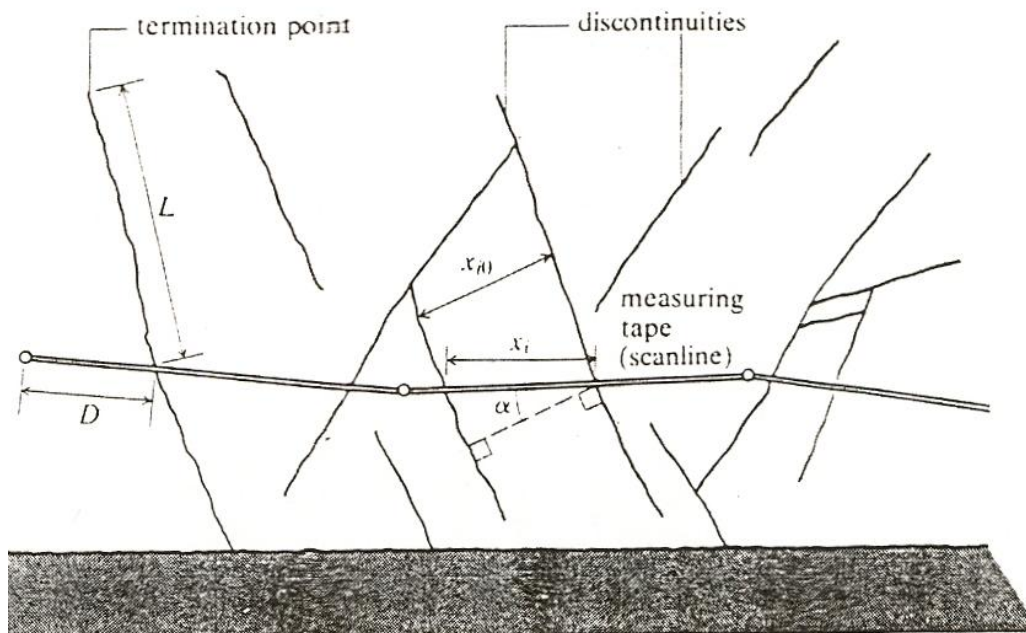
وظیفه برداشت داده های ساختاری معمولاً برعهده زمین شناسان مهندسی و یا معدنی است، در حالیکه مهندسان مکانیک سنگ و مهندسان معدن نیز ممکن است برحسب ضرورت این کار را انجام دهند. در هر صورت نحوه جمع آوری داده ها و مشکلات احتمالی آن می بایستی توسط مهندس مکانیک سنگ (که تقاضای جمع آوری داده ها را می دهد) و مهندس معدن (که از داده ها برای طراحی معدن استفاده می کند) معلوم و مشخص باشد. نقطه شروع برای ایجاد درک مهندسی از ساختار توده سنگ، مطالعه اطلاعات کلی ناحیه ای و زمین شناسی معدنی به دست آمده از عملیات اکتشافی می باشد. این کار اطلاعاتی درباره سنگ شناسی و عوارض مهم ساختاری موجود در نواحی مجاور معدن بدست می دهد و زمینه ذهنی لازم را برای مطالعات مکانیک سنگ ایجاد می کند. مطالعات بعدی شامل بررسی دقیق سطح زمین و نواحی زیرزمینی با استفاده از مغزه های حفاری می باشد.

در مراحل اولیه پروژه معدنی ممکن است دسترسی به زیرزمین غیرممکن باشد. در این صورت رخنمون های سطحی برای بدست آوردن اطلاعاتی درباره خواص مهندسی و ساختارهای توده سنگ مورد استفاده قرار می گیرند. اندازه گیری ها ممکن است بر روی سطوح طبیعی و یا سطوح حفاری شده انجام گیرند. در بعضی از پروژه های معدنی، ایجاد فضایی شبیه به یک معدن روباز اطلاعات ارزشمندی در اختیار قرار میدهد.

در هر صورت نبایستی فراموش کرد که رخنمون های سطحی ممکن است توسط هوازدگی دارای خواصی گردیده باشند که با توده سنگ عمیق تفاوت های زیادی داشته باشد. بنابراین ضروری است که تمام اطلاعات بدست آمده از عملیات های سطحی بوسیله بررسی های زیرزمینی مورد تایید قرار گیرند. حفاری های اکتشافی می بایستی در اولین زمان ممکن داده های لازم جهت بررسی امکان معدنکاری را فراهم نماید. در مراحل بعدی، حفاری های بیشتر اطلاعات لازم برای تکمیل طراحی را بدست می دهد.

در تمام این فرایندها مسئله نمونه گیری مطرح می باشد. چه قسمتهایی از توده سنگ می توانند معرف شرایط کل توده باشند؟ چه درجه اطمینانی با استفاده از داده های جمع آوری شده محدود بدست می آید؟ با این که هیچ جواب دقیقی برای چنین سوالاتی وجود ندارد بررسی های آماری نتایج قابل قبولی را بدست داده اند. هنگامی که امکان برداشت های بیشتر ممکن نباشد، بررسی های آماری می توانند به تکمیل اطلاعات کمک کنند.

تکنیک پایه برای بررسی سطوح زیرزمینی و یا رخنمون ها، استفاده از خط برداشت (scan line) می باشد. خط برداشت خطی است که بر روی توده سنگ نصب گردیده و مشخصات تمام ناپیوستگی هایی که آنرا قطع می کنند ثبت می گردد (شکل زیر).



شکل ۱۲. برداشت بکمک خط برداشت.

روش دیگر که تا حدودی مشکل تر می باشد ثبت داده های مربوط به تمام ناپیوستگی هایی است که در یک سطح مشخص قرار گرفته اند. در حفاریات زیرزمینی با ارتفاع محدود معمولاً داده های این دو روش با یکدیگر ادغام شده و شرایط لازم را برای برون یابی ناپیوستگی هایی که خط برداشت را قطع نمی کنند ایجاد می نمایند. در عمل خط برداشت، یک نوار اندازه گیری است که توسط میخ هایی به سطح سنگ نصب می گردند. فاصله بین میخ ها در حدود ۳ متر بوده و خط برداشت بایستی در صورت امکان مستقیم باشد.

خطوط برداشت باید بگونه ای نصب شوند که تقریباً تمام ناپیوستگی های مهم را قطع کنند و تا حد امکان بر آنها عمود باشند. معمولاً سعی می گردد خطوط برداشت با طولهای مساوی و با جهت های قائم و افقی نصب گردند. همچنین موقعیت خط جستجو باید به درستی مشخص گردد. هنگامی که خط برداشت بدرستی ایجاد گردید موقعیت آن (شماره خط برداشت و محورهای مختصات) تاریخ، نوع سنگ، جهت داری سطح، جهت داری خط جستجو و نام برداشت کننده در صفحه ای مخصوص ثبت می شود. سپس مشخصات زیر برای هر ناپیوستگی متقاطع با خط برداشت تعیین می گردند:

الف) D ، فاصله محل تقاطع خط برداشت و ناپیوستگی از ابتدای خط برداشت می باشد. معمولاً شکستگی هایی که ناشی از انفجار می باشند ثبت نمی گردند.

ب) L ، طول ناپیوستگی در بالای خط برداشت است. در بیشتر موارد، بررسی های عملی، نصب خط برداشت در پایین ترین قسمت سطح را ضروری می سازند. این موضوع اندازه گیری طول اثر ناپیوستگی ها را محدود به قسمت بالایی خط جستجو می کند. پریست و هادسون نشان داده اند که میانگین طول نیم اثر، نصف میانگین تمام طول اثر بدست آمده از یک خط برداشت می باشد.

ج) T ، مشخص کننده وضعیت نقطه خاتمه ناپیوستگی (A) : در یک ناپیوستگی دیگر، I : در ماده سنگ، O : در محدوده ای خارج از سطح سنگ و بصورت نامشخص

د) شیب/ جهت شیب، که در حوالی نقطه برخورد ناپیوستگی و خط برداشت بوسیله کمپاس اندازه گیری می شود.
 ه) C، انحنا و یا موجوداری براساس یک مقیاس عددی بعنوان مثال بین ۱ تا ۵
 و) R، زبری در مقیاس کوچک (چند سانتی متر)
 ز) ملاحظات، که بویژه در مورد مواد پرکننده و جداشدگی ناپیوستگی، جریان سیال در آن و منشا ایجاد ناپیوستگی مطرح می باشد.
 در شکل زیر نمونه تکمیل شده ای از صفحه مخصوص بررسی های خط برداشت آمده است.

Location <u>SL 11, 9260 N/8850 E</u>		Date <u>9 July 80</u>		Rock type <u>+ agglomerate</u>		
Face orientation <u>048/75</u>						
Scanline orientation <u>305/04</u>		Recorded by <u>S.D.P.</u>				
D (m)	L (m)	T	Orientation	C	R	Comments
0-00	0-40	A	331/82	2	3	Open 3mm (by blasting?)
0-29	2+	I	124/85	1/2	2	
0-31	0-10	A	155/90	5	3	Contains broken + sheared rock
0-71	0-30	I	305/76	2	2	
0-78	≈ 3-0	O	308/72	2	4	
0-80-0-98						Obscured by rubble
0-98	1-6	O	304/72	1	2	
1-22	0-70	A	110/76	4	4	
1-50	4-0	O	32/70	1/2	3	Major plane
1-85	0-45	A	128/83	2	3	
1-97	1-0	O	099/82	2	2	Open 15mm (by blasting?)
1-97-2-20						Obscured by rubble
2-70	2-0	A	038/66	3	3	
3-30-3-40	8+	O	138/64	-	-	Shear zone
3-40	1-0	A	126/62	2	3	
3-56	0-30	I	134/60	4	1	

شکل ۱۳. نمونه تکمیل شده صفحه مخصوص بررسی های خط برداشت.

تجربه نشان داده است که میتوان توده سنگ را به صورت چند ناحیه همگن در نظر گرفت که در هر یک از این نواحی توده سنگ دارای ساختار و خواص ژئوتکنیکی یکنواخت می باشد. واضح است که برای طراحی معدن توجه ما بر نواحی مجاور کانسار متمرکز خواهد بود.

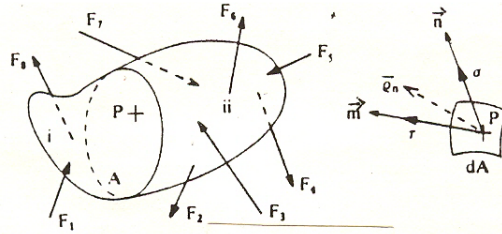
۴- وضعیت تنش در یک نقطه

اطلاع از اجسام مکانیک جامد شکل پذیر به ما امکان می دهد که توسط روشهای ریاضی توزیع تنش و جابجایی های نسبی که در داخل یک جسم تحت تاثیر بارها و یا نیروهای وارده ایجاد می شود را حساب کرد. تعیین توزیع تنش و تغییر شکل در داخل یک جسم به مهندس این امکان را می دهد که پیش بینی نماید در یک نقطه معین در داخل یک جسم و یا سطح آن وقتی که جسم مذکور تحت تاثیر شرایط بارگذاری معینی قرار می گیرد چه می گذرد. برای انجام یک چنین تحلیلی بایستی شکل جسم، شرایط بارگذاری و خواص مکانیکی ماده تشکیل دهنده جسم جامد مشخص باشد. در حل مسائل عملی (مسائل کاربردی) هر سه فاکتور فوق الذکر ممکن است چنان پیچیده باشند که تعیین توزیع تنش و تغییر شکل خیلی مشکل و یا غیر ممکن باشد. بنابراین مسئله را می توان تا اندازه ای ساده و ایده آلیزه نمود.

تقریباً تمام توضیحاتی که در مورد اجسام جامد شکل پذیر ارائه شده همگی بر مبنای تئوری پیوسته Continuum Theory می باشد. در این تئوری ساختمان مولکولی جسم نادیده گرفته شده و با یک محیط پیوسته معادل فرضی که رفتار آن به مفهوم ریاضی در تمام نقاط یکسان است جایگزین شده است. بنابراین مسئله بر اساس جابجایی متوسط نقاط درون جسم نسبت به یکدیگر حل شده نه بر اساس جابجایی مولکولهای جسم نسبت به یکدیگر. خواص مکانیکی جسم معادلی که در فوق تعریف شد فرض می شود که در تمام نقاط جسم یکسان است. موادی که دارای چنین خاصیتی باشند هموزن Homogeneous همگن یا متجانس نامیده می شود.

یکی دیگر از موارد ساده کردن مسئله این است که فرض می شود خواص مکانیکی جسم در هر نقطه از آن در تمام جهات یکسان است. اجسامی که چنین خواص مکانیکی از خود نشان دهند ایزوتروپیک Isotropic یا همسانگرد خوانده می شوند. اگر چنانچه خواص مکانیکی جسم در جهات مختلف یکسان نباشد این جسم از نظر رفتار آنیزوتروپ Anisotropic یا ناهمسانگرد خوانده می شود.

جسم جامدی را مانند شکل زیر در نظر بگیرید که تحت تاثیر نیروهای مؤثر خارجی در حال تعادل است. تصور کنید که این جسم توسط یک صفحه فرضی مثل A به دو قسمت تقسیم شده باشد. از حالت تعادل موجود در کل جسم نتیجه گیری می شود که هر یک از قسمت های ۲۱ نیز بایستی در حال تعادل باشند. چون نیروهای خارجی مؤثر بر هر یک از قسمت های ۲۱ بطور جداگانه حالت تعادل را ایجاد نمی کنند، این دو قسمت وقتی می توانند در حال تعادل باشند که نیروهای داخلی در سطح فرضی A اثر نمایند. برآیند نیروهای داخلی مؤثر بر سطح A را می توان از شرایط تعادل موجود در هر یک از دو قسمت فوق بدست آورد به گفته دیگر برآیند نیروهای داخلی مؤثر بر سطح A مساوی برآیند نیروهای مؤثر بر هر یک از دو قسمت ۲۱ بوده ولی در جهت عکس آن عمل می نماید. نیروهای داخلی معمولاً به صورت پیوسته در سطح مفروض توزیع شده اند شدت نیروهای داخلی به صورت خارج قسمت نیروی مؤثر بر واحد سطح بیان شده و تنش (Stress) نامیده می شود.



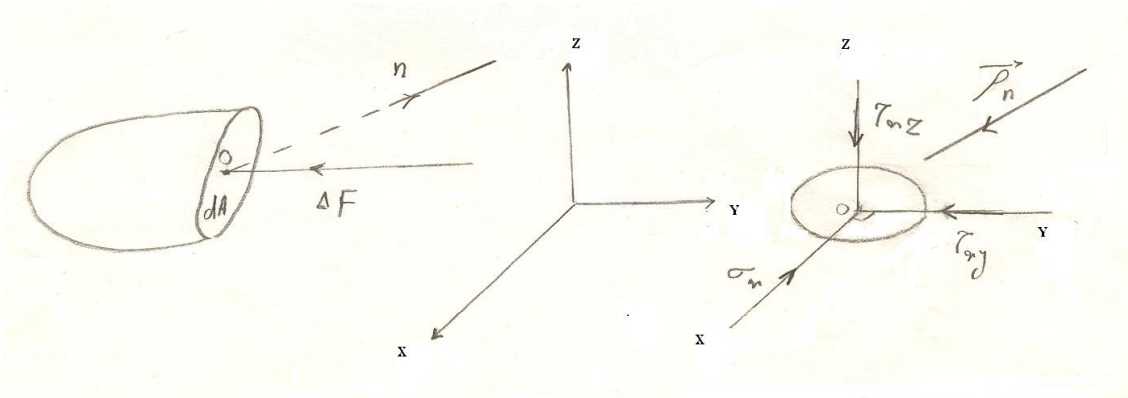
شکل ۱۴. تعریف تنش در یک نقطه

برای تعریف تنش با یک مفهوم ریاضی لازم است قسمت کوچک ΔA از صفحه فرضی A حول نقطه P در نظر گرفته شود. این صفحه کوچک کاملاً با صفحه مماس به سطح در نقطه P مطابقت دارد. بنابراین صفحه کوچک اولیه Elementary ΔA را می‌توان با بردار واحد \vec{n} عمود بر صفحه مماس در نقطه P مشخص کرد. اگر سطح اولیه المانی کوچک باشد می‌توان نوشت $\lim_{\Delta A \rightarrow 0} \Delta A = dA$ و نیروی داخلی مؤثر بر سطح آنرا می‌توان ثابت فرض کرد. با نشان دادن نیروی مؤثر داخلی بر سطح کوچک اولیه با $d\vec{F} = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \Delta \vec{F}$ می‌توان مقدار تنش در سطح کوچک ΔA را با تقسیم کردن نیرو بر سطح حساب کرد.

$$\vec{\rho}_n = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta \vec{F}}{\Delta A} = \frac{d\vec{F}}{dA}$$

معادله ۲۸

روشن است که تنش یک کمیت برداری بوده که بزرگی آن برابر $|\vec{\rho}_n|$ و جهت آن موازی $d\vec{F}$ است. $\vec{\rho}_n$ بردار تنش است که بر صفحه فرضی که عمود بر آن در جهت بردار واحد \vec{n} است اثر نموده است. در مکانیک مهندسی بردار تنش معمولاً به دو مؤلفه به نام‌های تنش عمودی σ (Normal stress) به موازات جهت بردار واحد \vec{n} و تنش برشی τ (Shear stress) مؤثر بر سطح صفحه کوچک اولیه و به موازات بردار واحد \vec{m} تجزیه می‌شود. واضح است که وقتی جسم توسط صفحات فرضی دیگری که همگی از نقطه p می‌گذرند قطع گردد، مقدار و جهت نیروهای داخلی فرق خواهند کرد. بنابراین تنش در یک نقطه به جهت و امتداد صفحه فرضی بستگی دارد. گروه کامل مؤلفه‌های تنش که بر سطح‌های کوچک اولیه dA در جهت‌های معینی در اطراف یک نقطه اثر می‌کنند را حالت تنش (State of Stress) در این نقطه می‌نامند و هدف از آنالیز تنش این است که در هر نقطه از درون جسم حالت تنش را تعیین نمایند.



شکل ۱۵. تعریف تنشها

اگر دستگاه مختصات در شکل قبل را به عنوان مرجع قبول کنیم بردار واحد \vec{n} را با OX هم جهت انتخاب می کنیم (ρ_{ox}). بردار تنش را در صفحه ای که عمود بر آن با محور OX هم جهت و منطبق باشد را نشان می دهد. بردار مزبور در جهت X, Y, Z دارای سه مؤلفه $\sigma_x, \tau_{xy}, \tau_{xz}$ می باشد. سطح A که در صفحه YZ قرار گرفته بر محور OX عمود بوده و تنش مؤثر در این جهت را تنش قائم (نرمال) گویند. مؤلفه های تنش τ_{xz}, τ_{xy} که با سطح کوچک اولیه در یک صفحه قرار دارند تنش های برشی هستند و در صفحه ای از جسم که A در آن قرار گرفته باعث پارگی و لغزش می شوند. اگر جهت OX عمود بر سطح صفحه کاغذ قبول شود در صورتیکه با انگشت به نقطه O فشار دهیم تنش σ_x حاصل را تنش فشاری و در صورتیکه از صفحه کاغذ به طرف خود بکشیم آن را تنش کششی گویند. اگر چنانچه جهت عمود بر صفحه، \vec{n} با محور OY یکی فرض شود یعنی سطح مفروض در صفحه ZX قرار گیرد مؤلفه بردار $\vec{\rho}_n$ مقادیر $\sigma_y, \tau_{yx}, \tau_{yz}$ خواهند بود. و اگر عمود \vec{n} با محور OZ هم جهت فرض شود یعنی سطح مفروض در صفحه YX قرار گیرد مؤلفه های تنش $\sigma_z, \tau_{zy}, \tau_{zx}$ خواهند بود. تانسور تنش که بصورت زیر نشان داده شده است، حالت تنش در نقطه O را که عبارت است از مؤلفه های تنش در صفحات عمود بر X, Y, Z را به طور کامل نشان می دهد.

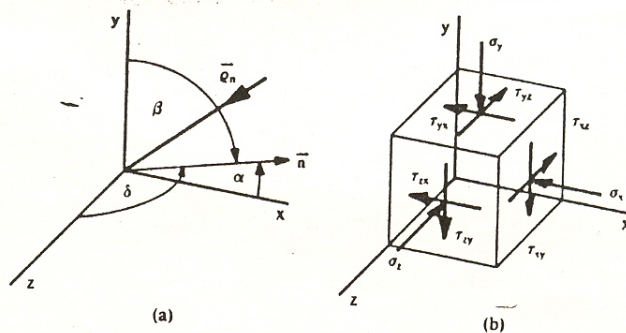
$$[\sigma] = \begin{vmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{vmatrix}$$

معادله ۲۹

در شکل زیر بر روی یک المان مکعبی شکل که نقطه O را در بر گرفته، حالت تنش نشان داده شده است. برای ایجاد تعادل ممان در المان مورد نظر لازم است:

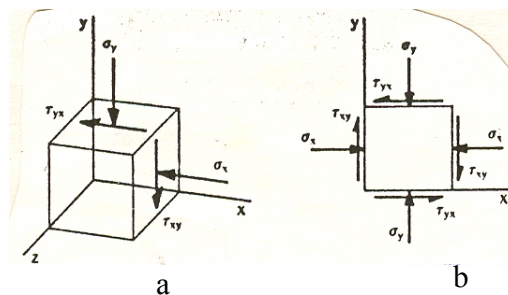
$$\tau_{xy} = \tau_{yx} \quad \tau_{xz} = \tau_{zx} \quad \tau_{yz} = \tau_{zy}$$

معادله ۳۰



شکل ۱۶. المان مکعبی شکل در بر گیرنده نقطه O

بنابراین برای دانستن حالت تنش در یک نقطه دانستن ۶ مؤلفه تنش کافی می باشد. همانطور که بعداً ملاحظه خواهد شد در حالت دو بعدی (صفحه ای) دانستن سه مؤلفه تنش در یک نقطه کافی خواهد بود. این سه مؤلفه عبارتند از: σ_x ، σ_y ، τ_{xy} در مکانیک سنگ مثل مکانیک خاک و زمین شناسی ساختمانی و سایر علوم مشابه تنش فشاری + فرض می شود. زیرا در مسائل مکانیک سنگ تنش ها، اغلب از نوع فشاری می باشند. مثل فشار طبقات، تنش های افقی، تنش های قائم که باعث چسبیدن ناپیوستگی ها به هم می شوند. در شکل قبل عمود بر سطوح و جهات المان مکعبی شکل منطبق بر محورهای مختصات انتخاب شده و مؤلفه های تنش که حالت تنش در یک نقطه را مشخص می کنند. مطابق با جهت مثبت اختیار شده بر روی المان مزبور نشان داده شده اند. در یک سطح مثبت که عمود بر آن هم جهت با جهت مثبت محورهاست تنش برشی مثبت در جهت مثبت محورها اثر می کنند. در سطوحی که عمود بر آن در جهت منفی محورهاست تنش های مثبت برشی در جهت عکس محورها اثر می کنند. این تعیین علامت در حالت تنش های صفحه ای راحت تر فهمیده می شود. به عنوان مثال سطحی که عمود بر آن در امتداد مثبت OX می باشد τ_{xy} + مؤثر بر سطح در جهت OY + خواهد بود.



شکل ۱۷. تعیین علامت در حالت تنش صفحه ای

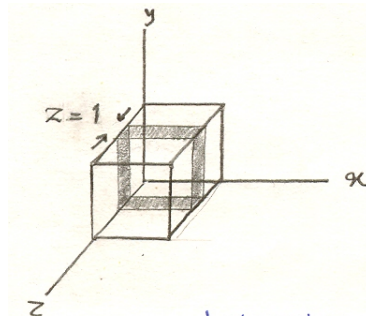
زیر نویس در حالت تنش قائم، محوری از دستگاه مختصات را نشان می دهد که بر سطحی از المان که تنش بر روی آن نشان داده شده، عمود باشد. در حالت تنش برشی از یک اندیس دو حرفی استفاده می شود. اولی محوری

را که بر سطح مزبور عمود است و تنش τ بر آن اثر می کند را نشان می دهد. در صورتیکه اندیس دوم جهت تنش را مشخص می کند.

۴-۱- تنش در اجسام دو بعدی

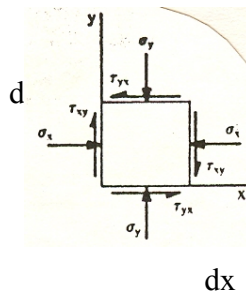
در صورتیکه تمام بردارهای تنش در یک صفحه قرار داشته باشند تعیین حالت تنش در یک نقطه خیلی آسانتر می شود. اگر چنین شرایطی در هر نقطه از داخل جسم در نظر گرفته شود یک حالت تنش صفحه ای (دو بعدی) (Plane Stress) به وجود خواهد آمد.

در صورتیکه حالت تنش دو بعدی در نظر گرفته شود تمام نیروهای خارجی مؤثر بر جسم در صفحه x-y اثر خواهد کرد و فرض می شود جسم مورد نظر بین دو صفحه به موازات x-y که به فواصل مساوی در دو طرف آن قرار گرفته اند محدود شده است. ضخامت جسم در امتداد محور z ها در مقایسه با ابعاد آن در امتداد دو محور دیگر کوچک بوده و قابل اغماض می باشد. در نتیجه فرض آخر تغییرات نیروهای داخلی در امتداد محور z خیلی کوچک بوده (در صورتیکه ضخامت به اندازه کافی کوچک فرض شود) و می توان آن را مستقل از z در نظر گرفت.



شکل ۱۸. تنش دو بعدی

در شکل فوق اگر المان مکعبی شکل در حال تعادل باشد بایستی نیروهای حاصل از تنش های مؤثر بوجود آمده آن نیز متعادل باشند. به این ترتیب برای ایجاد تعادل با ممان گیری حول نقطه O خواهیم داشت:



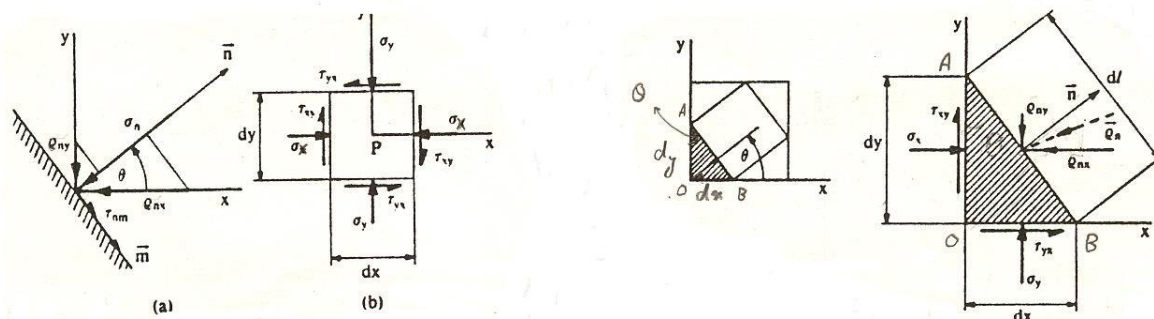
شکل ۱۹. نیروهای وارده بر یک عنصر دو بعدی

$$\tau_{xy} \cdot d_y \cdot \frac{dx}{2} - \tau_{yx} \cdot dx \cdot \frac{dy}{2} + \tau_{xy} \cdot d_y \cdot \frac{dx}{2} - \tau_{yx} \cdot dx \cdot \frac{dy}{2} = 0$$

$$\tau_{xy} \cdot d_y \cdot dx = \tau_{yx} \cdot dx \cdot dy \Rightarrow \tau_{xy} = \tau_{yx}$$

معادله ۳۱

۴-۱-۱- محاسبه تنش های برشی و قائم مؤثر بر هر نقطه از جسم



شکل ۲۰. تنش های برشی و قائم وارده بر هر نقطه از جسم (حالت دو بعدی)

فرض کنیم المانی صفحه ای مثل شکل b تحت تاثیر تنش های مختلفی قرار گرفته باشد می خواهیم تنش های قائم و برشی مؤثر بر صفحه ای که عمود بر آن با محور xها زاویه θ می سازد را حساب کنیم. ضخامت المان مزبور واحد فرض می شود. قبل از هر چیز معادلات تعادل را می نویسیم:

$$\sum F_x = 0$$

معادله ۳۲

$$\sum F_y = 0$$

$$\rho_{nx} \cdot dl = \sigma_x \cdot dy + \tau_{yx} \cdot dx$$

$$\rho_{ny} \cdot dl = \sigma_y \cdot dx + \tau_{xy} \cdot dy$$

معادله ۳۳

با توجه به زاویه θ و در مثلث OAB خواهیم داشت:

$$dx = dl \cdot \sin \theta$$

$$dy = dl \cdot \cos \theta$$

معادله ۳۴

و با جایگذاری آنها در رابطه 5.7 خواهیم داشت:

$$\rho_{nx} \cdot dl = \sigma_x \cdot dl \cdot \cos \theta + \tau_{yx} \cdot dl \sin \theta$$

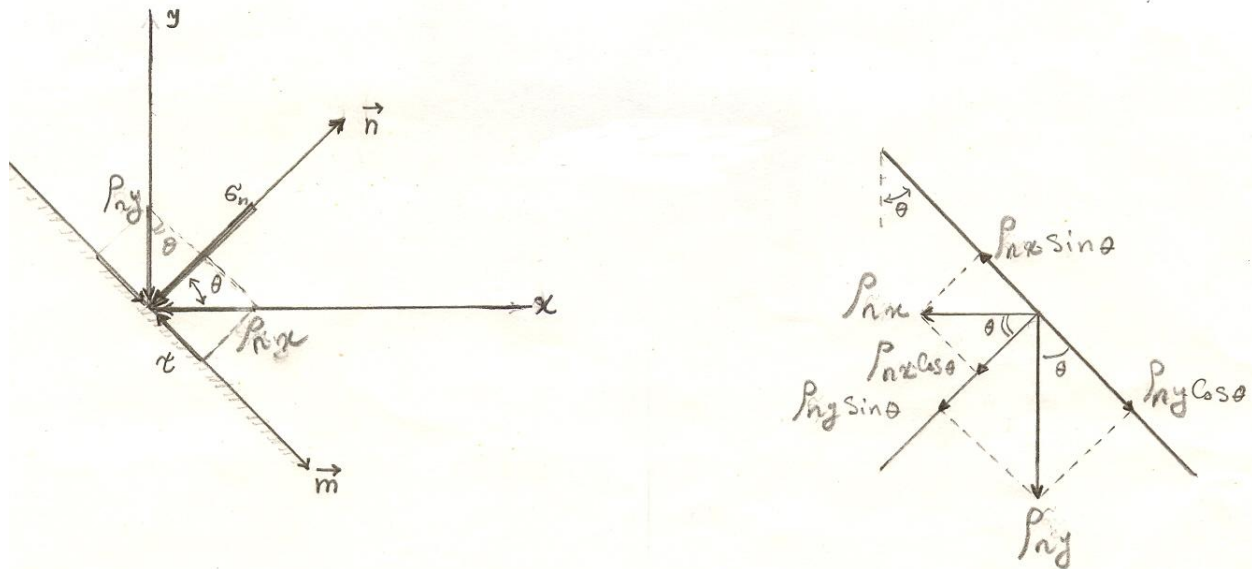
$$\rho_{ny} \cdot dl = \sigma_y \cdot dl \cdot \sin \theta + \tau_{xy} \cdot dl \cos \theta$$

$$\rho_{nx} = \sigma_x \cdot \cos \theta + \tau_{yx} \cdot \sin \theta$$

$$\rho_{my} = \sigma_y \cdot \sin \theta + \tau_{xy} \cdot \cos \theta$$

معادله ۳۵

مؤلفه های قائم و افقی بردار تنش در صفحه مورد نظر یعنی σ و τ را می توان با تجزیه بردارهای ρ_{nx} و ρ_{ny} در امتداد صفحه و امتداد قائم بر آن بدست آورد و آنها را با هم جمع کرد.



شکل ۲۱

$$\sigma = \rho_{nx} \cdot \cos \theta + \rho_{ny} \cdot \sin \theta$$

$$\tau = \rho_{ny} \cdot \cos \theta - \rho_{nx} \cdot \sin \theta$$

معادله ۳۶

حال بجای مقادیر ρ_{ny} و ρ_{nx} در رابطه (5-10) از رابطه (5-9) قرار می دهیم:

$$\sigma = (\sigma_x \cdot \cos \theta + \tau_{yx} \cdot \sin \theta) \cdot \cos \theta + (\sigma_y \cdot \sin \theta + \tau_{xy} \cdot \cos \theta) \cdot \sin \theta$$

$$\tau = (\sigma_y \cdot \sin \theta + \tau_{xy} \cdot \cos \theta) \cdot \cos \theta + (\sigma_x \cdot \cos \theta + \tau_{yx} \cdot \sin \theta) \cdot \sin \theta$$

$$\sigma = \sigma_x \cdot \cos^2 \theta + \tau_{yx} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta + \sigma_y \cdot \sin^2 \theta + \tau_{xy} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$$

$$\tau = \sigma_y \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta + \tau_{xy} \cdot \cos^2 \theta - \sigma_x \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta - \tau_{yx} \cdot \sin^2 \theta$$

و از آنجا که $\tau_{yx} = \tau_{xy}$ و بر طبق روابط مثلثاتی:

$$\cos^2 \theta - \sin^2 \theta = \cos 2\theta$$

$$\sin 2\theta = 2 \sin\theta \cdot \cos\theta$$

خواهیم داشت:

$$\sigma = \sigma_x \cdot \cos^2 \theta + \sigma_y \cdot \sin^2 \theta + 2 \tau_{xy} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$$

$$\tau = \frac{1}{2} (\sigma_y - \sigma_x) \cdot \sin 2\theta + \tau_{xy} (\cos^2 \theta - \sin^2 \theta)$$

$$\sigma = \sigma_x \cdot \cos^2 \theta + \sigma_y \cdot \sin^2 \theta + \tau_{xy} \cdot \sin 2\theta$$

$$\tau = \frac{1}{2} (\sigma_y - \sigma_x) \cdot \sin 2\theta + \tau_{xy} \cdot \cos 2\theta$$

معادله ۳۷

بدین ترتیب تنش های قائم و برشی مؤثر در صفحه مورد نظر بدست می آیند. این مسئله را می توان به یک صورت دیگر حل کرد. فرض کنیم که محورهای مختصات را حول نقطه O به اندازه زاویه θ دوران داده ایم. در این حالت در دستگاه مختصات جدید $x'oy'$ مقادیر σ_x' و $\tau_{x'y'}$ مساوی مقادیر σ و τ بدست آمده از رابطه فوق خواهد بود یعنی:



شکل ۲۲. دوران محور مختصات حول نقطه O

$$\sigma_x' = \sigma_x \cdot \cos^2 \theta + \sigma_y \cdot \sin^2 \theta + \tau_{xy} \cdot \sin 2\theta$$

$$\sigma_y' = \sigma_x \cdot \sin^2 \theta + \sigma_y \cdot \cos^2 \theta - \tau_{xy} \cdot \sin 2\theta$$

$$\tau_{x'y'} = \frac{1}{2} (\sigma_y - \sigma_x) \cdot \sin 2\theta + \tau_{xy} \cdot \cos 2\theta$$

معادله ۳۸

برای بدست آوردن مقدار σ_y' کافی است که در معادله مربوط به σ_x' بجای زاویه θ مقدار $(\theta + \frac{\pi}{2})$ را قرار دهیم در این صورت خواهیم داشت:

$$\sigma_x' = \sigma_x \cdot \cos^2 \theta + \sigma_y \cdot \sin^2 \theta + \tau_{xy} \cdot \sin 2\theta$$

$$\sigma_y' = \sigma_x \cdot \cos^2\left(\theta + \frac{\pi}{2}\right) + \sigma_y \cdot \sin^2\left(\theta + \frac{\pi}{2}\right) + 2 \tau_{xy} \cdot \sin\left(\theta + \frac{\pi}{2}\right) \cdot \cos\left(\theta + \frac{\pi}{2}\right)$$

معادله ۳۹

و با توجه به روابط:

$$\begin{cases} \sin\left(\frac{\pi}{2} + \alpha\right) = \cos \alpha \\ \cos\left(\frac{\pi}{2} + \alpha\right) = -\sin \alpha \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sigma_y' = \sigma_x \cdot \sin^2 \theta + \sigma_y \cdot \cos^2 \theta - 2 \tau_{xy} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$$

$$\sigma_y' = \sigma_x \cdot \sin^2 \theta + \sigma_y \cdot \cos^2 \theta - \tau_{xy} \cdot \sin 2 \theta$$

معادله ۴۰

حال اگر چنانچه مقادیر بدست آمده برای σ_x' و σ_y' را طرف به طرف جمع کنیم خواهیم داشت:

$$\sigma_x' + \sigma_y' = \sigma_x (\sin^2 \theta + \cos^2 \theta) + \sigma_y (\sin^2 \theta + \cos^2 \theta)$$

$$\Rightarrow \sigma_x' + \sigma_y' = \sigma_x + \sigma_y$$

معادله ۴۱

یعنی مجموع تنش های قائم در اطراف یک نقطه با تغییر جهت صفحه مورد نظر ثابت می ماند.

حال با استفاده از روابط مثلثاتی زیر روابط مربوط به σ_x' و σ_y' را می توان به صورت ساده تری درآورد.

$$\begin{cases} \cos^2 \theta = \frac{1}{2} (1 + \cos 2 \theta) \\ \sin^2 \theta = \frac{1}{2} (1 - \cos 2 \theta) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_x' = \sigma_x \cdot \frac{1}{2} (1 + \cos 2 \theta) + \sigma_y \cdot \frac{1}{2} (1 - \cos 2 \theta) + \tau_{xy} \cdot \sin 2 \theta \\ \sigma_y' = \sigma_x \cdot \frac{1}{2} (1 - \cos 2 \theta) + \sigma_y \cdot \frac{1}{2} (1 + \cos 2 \theta) - \tau_{xy} \cdot \sin 2 \theta \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_x' = \frac{\sigma_x}{2} + \frac{\sigma_x}{2} \cdot \cos 2 \theta + \frac{\sigma_y}{2} - \frac{\sigma_y}{2} \cdot \cos 2 \theta + \tau_{xy} \cdot \sin 2 \theta \\ \sigma_y' = \frac{\sigma_x}{2} - \frac{\sigma_x}{2} \cdot \cos 2 \theta + \frac{\sigma_y}{2} + \frac{\sigma_y}{2} \cdot \cos 2 \theta - \tau_{xy} \cdot \sin 2 \theta \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_x' = \frac{1}{2} (\sigma_x + \sigma_y) + \frac{1}{2} (\sigma_x - \sigma_y) \cdot \cos 2 \theta + \tau_{xy} \cdot \sin 2 \theta \\ \sigma_y' = \frac{1}{2} (\sigma_x + \sigma_y) - \frac{1}{2} (\sigma_x - \sigma_y) \cdot \cos 2 \theta - \tau_{xy} \cdot \sin 2 \theta \end{cases}$$

معادله ۴۲

۴-۱-۲- تنش های اصلی و جهات آن ها

حال اگر از رابطه مربوط به $\sigma' = \sigma$ نسبت به θ مشتق گرفته و آن را مساوی صفر قرار دهیم مقادیری از θ را که باعث می شود σ به ازای آن ماکزیمم و یا حداقل شود بدست خواهیم آورد.

$$\frac{\partial \sigma'_x}{\partial \theta} = -2 \cdot \frac{1}{2} (\sigma_x - \sigma_y) \cdot \sin 2\theta + 2 \tau_{xy} \cdot \cos 2\theta = 0$$

طرفین را بر $\cos 2\theta$ تقسیم می کنیم

$$-(\sigma_x - \sigma_y) \cdot \frac{\sin 2\theta}{\cos 2\theta} + 2 \tau_{xy} \cdot \frac{\cos 2\theta}{\cos 2\theta} = 0$$

$$-(\sigma_x - \sigma_y) \cdot \tan 2\theta + 2 \tau_{xy} = 0$$

$$\Rightarrow \tan 2\theta = \frac{2 \tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}$$

$$\Rightarrow 2\theta = \text{Arc tan} \frac{2 \tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}$$

$$\Rightarrow \theta = \frac{1}{2} \text{Arc tan} \left(\frac{2 \tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \right) + k \cdot \frac{\pi}{2} \quad \text{و} \quad k = 0, 1, 2$$

معادله ۴۳

برای بردار واحد \vec{n} چهارجهت معین وجود دارد که دوتای برهم عمود هستند که بردار تنش σ_n مؤلفه برشی ندارد. این جهت ها را جهت های اصلی Principal Directions گویند و تنش های مؤثر در این جهت ها را تنش های اصلی Principal Stresses گویند.

حال اگر مقادیر بدست آمده برای θ را از رابطه فوق در معادله مربوط به $\tau'_{x'y'}$ قرار دهیم خواهیم دید که به ازای آن $\tau'_{x'y'} = 0$ می شود. یعنی اولاً زوایایی وجود دارد که به ازای آن تنش های قائم مؤثر بر صفحه مورد نظر ماکزیمم و یا مینیمم می شود و از طرف دیگر در صفحاتی که تنش قائم σ' ماکزیمم و یا مینیمم می شود تنش های برشی صفر می شوند. چنین صفحاتی را صفحات اصلی گویند.

$$\tan 2\theta = \frac{2 \tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \Rightarrow \tau_{xy} = \frac{1}{2} (\sigma_x - \sigma_y) \cdot \tan 2\theta$$

$$\tau'_{x'y'} = -\frac{1}{2} (\sigma_x - \sigma_y) \cdot \sin 2\theta + \tau_{xy} \cdot \cos 2\theta$$

$$\tau'_{x'y'} = -\frac{1}{2} (\sigma_x - \sigma_y) \cdot \sin 2\theta + \frac{1}{2} (\sigma_x - \sigma_y) \cdot \tan 2\theta \cdot \cos 2\theta$$

$$\tau'_{x'y'} = -\frac{1}{2} (\sigma_x - \sigma_y) \cdot \sin 2\theta + \frac{1}{2} (\sigma_x - \sigma_y) \cdot \sin 2\theta = 0$$

$$\Rightarrow \tau'_{x'y'} = 0$$

یعنی در صفحه ای که σ ماکزیمم و یا مینیمم است، تنش برشی (τ) وجود ندارد. این صفحات را صفحات اصلی تنش و یا جهات اصلی (θ_1 و θ_2) و تنش های مؤثر بر این صفحات را نیز تنش های اصلی می گویند و آنها را با σ_1 و σ_2 ($\sigma_1 > \sigma_2$) نشان می دهند.

همانطوری که قبلا به تفصیل گفته شد:

با استفاده از حالت تعادل یک جسم مثلث شکل (منشور) ثابت شد که اگر σ_x و σ_y و τ_{xy} را داشته باشیم می توانیم مقدار تنش های مؤثر در هر نقطه از صفحه جسم را که عمود بر آن با محور مختصات OX زاویه θ می سازد را از روابط زیر بدست آوریم.

$$\begin{bmatrix} \sigma_{x'} \\ \sigma_{y'} \\ \tau_{x'y'} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \sin^2 \theta & \sin 2\theta \\ \sin^2 \theta & \cos^2 \theta & -\sin 2\theta \\ -\frac{1}{2} \sin 2\theta & \frac{1}{2} \sin 2\theta & \cos 2\theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix}$$

معادله ۴۴

$$[\bar{\sigma}_{x'y'}] = \mathbf{A} [\bar{\sigma}_{xy}]$$

معادله ۴۵

و بصورت دیگر خواهیم داشت:

$$\begin{cases} \sigma_{x'} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y) \cdot \cos 2\theta + \tau_{xy} \cdot \sin 2\theta \\ \sigma_{y'} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) - \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y) \cdot \cos 2\theta - \tau_{xy} \cdot \sin 2\theta \\ \tau_{x'y'} = \frac{1}{2}(\sigma_y - \sigma_x) \cdot \sin 2\theta + \tau_{xy} \cdot \cos 2\theta \end{cases}$$

$$\tan 2\theta = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \quad \text{و با استفاده از رابطه:}$$

بنابراین مقداری از θ وجود دارد که به ازای آن در محور $x'o'y'$ تنش برشی صفر می شود. این محورها را محورهای اصلی تنش می گویند و با σ_1 و σ_2 نشان می دهند.

$$\sin 2\theta = \mp [1 + \cotan^2 2\theta]^{-1/2} = \mp \tau_{xy} [\tau_{xy}^2 + \frac{1}{4}(\sigma_x - \sigma_y)^2]^{-1/2}$$

$$\cos 2\theta = \mp [1 + \tan^2 2\theta]^{-1/2} = \mp \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y) \cdot [\tau_{xy}^2 + \frac{1}{4}(\sigma_x - \sigma_y)^2]^{-1/2}$$

اگر مقادیر فوق را در معادله زیر قرار دهیم:

$$\sigma_x' = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y) \cdot \cos 2\theta + \tau_{xy} \cdot \sin 2\theta$$

خواهیم داشت:

$$\sigma_x' = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) \mp [\tau_{xy}^2 + \frac{1}{4}(\sigma_x - \sigma_y)^2]^{1/2}$$

معادله σ_y' نیز نتایج شبیه نتیجه فوق خواهد داشت دو مقدار معادله بالا (σ_x') به ما دو مقدار تنش اصلی را می

دهند یعنی:

$$\sigma_1 = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + [\tau_{xy}^2 + \frac{1}{4}(\sigma_x - \sigma_y)^2]^{1/2} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + \frac{1}{2}[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2]^{1/2}$$

$$\sigma_2 = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) - [\tau_{xy}^2 + \frac{1}{4}(\sigma_x - \sigma_y)^2]^{1/2} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) - \frac{1}{2}[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2]^{1/2}$$

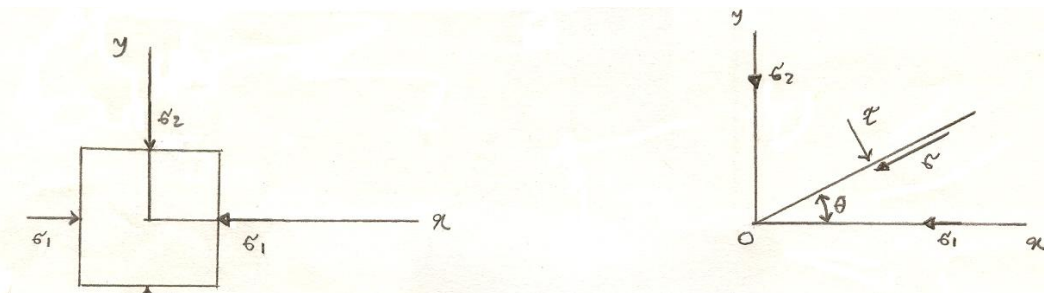
معادله ۴۶

معمولا محورهای مختصات Ox و Oy را منطبق بر تنش های اصلی حداکثر و حداقل انتخاب می کنند. در چنین حالتی خواهیم داشت:

$$\sigma = \sigma_1 \cdot \cos^2 \theta + \sigma_2 \cdot \sin^2 \theta = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \cos 2\theta$$

$$\tau = -\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \sin 2\theta$$

معادله ۴۷



شکل ۲۳.

یعنی با در دست داشتن تنش های اصلی می توانیم تنش های مؤثر بر صفحات مختلف را حساب کنیم. حال اگر در رابطه بالا فرض کنیم:

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) = a$$

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) = b$$

$$\sigma = a + b \cdot \cos 2\theta$$

$$(\sigma - a) = b \cdot \cos 2\theta$$

\Rightarrow

$$-\tau = b \cdot \sin 2\theta$$

$$(-\tau) = b \cdot \sin 2\theta$$

معادله ۴۸

حال اگر معادله بالا را به توان ۲ رسانیده و طرفین را با هم جمع کنیم خواهیم داشت:

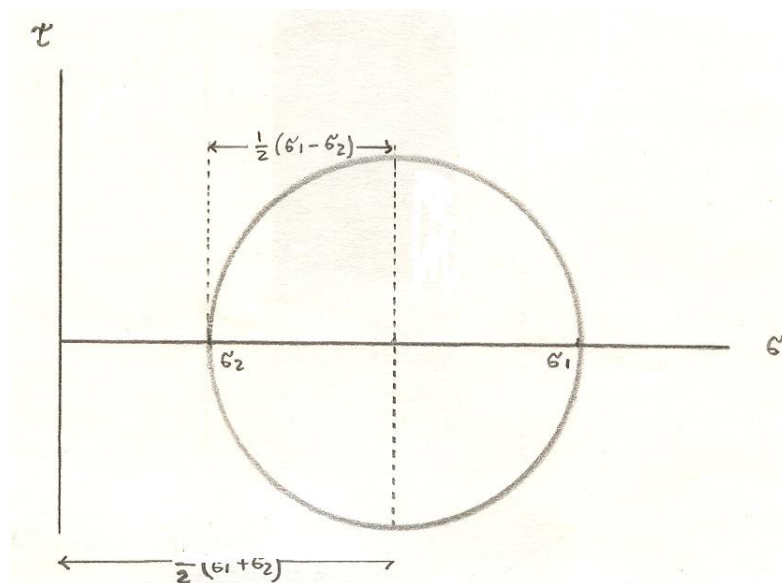
$$(\sigma - a)^2 = b^2 \cdot \cos^2 2\theta$$

+

$$(-\tau)^2 = b^2 \cdot \sin^2 2\theta$$

$$(\sigma - a)^2 + \tau^2 = b^2 (\sin^2 2\theta + \cos^2 2\theta) = b^2$$

حال اگر معادله فوق را با معادله دایره مقایسه کنیم $(x - a)^2 + (y - b)^2 = R^2$ در می یابیم که معادله فوق معادله دایره ای است که مختصات مرکز آن $a = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2)$ و شعاع آن $b = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2)$ می باشد و مرکز آن بر روی محور x ها قرار دارد.



شکل ۲۴. دایره موهر

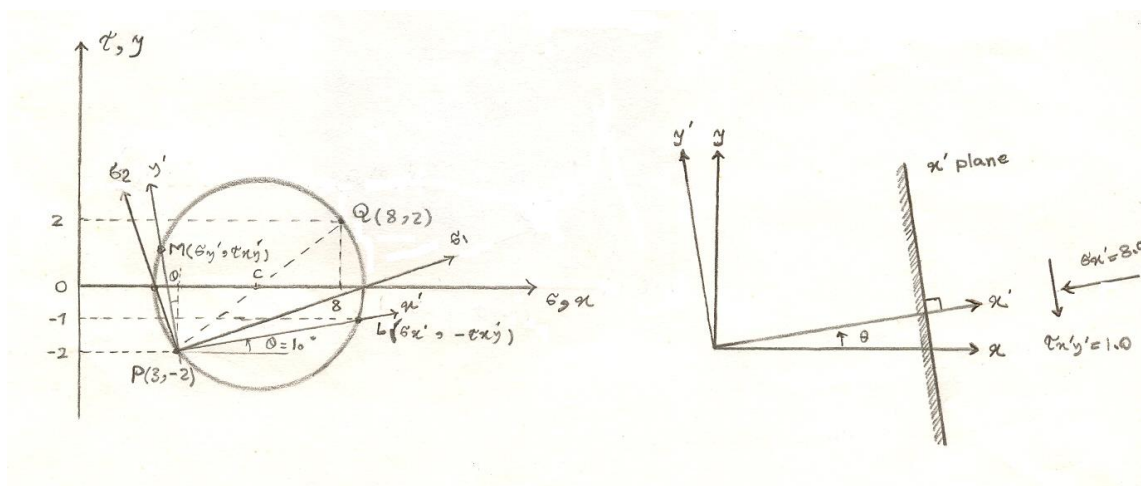
این دایره مکان هندسی نقاطی با مختصات $(\sigma$ و τ) می باشد به اسم دایره موهر مشهور است که در سال ۱۸۸۲ توسط (OTTO MOHR) برای اولین بار ارائه شده است و برای بدست آوردن تنش های مؤثر بر صفحات مختلف جسم از طریق ترسیمی مورد استفاده قرار می گیرد.

۴-۱-۳- روش های رسم دایره موهر

الف) روش Good man

- ۱- محورهای مختصات x و y را رسم کرده و σ مثبت را در جهت مثبت محورهای x و به موازات آن و τ مثبت را به موازات y رسم می کنیم.
- ۲- نقطه Q به مختصات (σ_x, τ_{xy}) را پیدا می کنیم.
- ۳- نقطه P به مختصات $(\sigma_y, -\tau_{xy})$ را رسم می کنیم (نقطه P را قطب یا (pole) می گویند).
- ۴- نقطه C را روی محور σ و در وسط PQ در نظر می گیریم.
- ۵- دایره ای به مرکز C و شعاع CP رسم می کنیم.
- ۶- از نقطه P خطی موازی OX رسم می کنیم تا دایره را در نقطه L قطع کند. مختصات نقطه $L(\sigma_{x'}, \tau_{xy'})$ می باشد.
- ۷- از نقطه P خطی را موازات \bar{y} رسم می کنیم تا دایره را در نقطه M قطع کند. مختصات نقطه $M(\sigma_{y'}, \tau_{xy'})$ است.

مثال: اگر $\sigma_x = 8$, $\sigma_y = 3$, $\tau_{xy} = 2$ باشد، مقادیر $\sigma_{x'}$, $\sigma_{y'}$, $\tau_{xy'}$ را در جهت \bar{x} و \bar{y} پیدا کنید. ($\theta = 10^\circ$)
 برای مقدار معینی از θ مقدار $\tau_{xy'}$ مساوی صفر بوده و $\sigma_{x'}$ ماکزیمم یا مینیمم است.

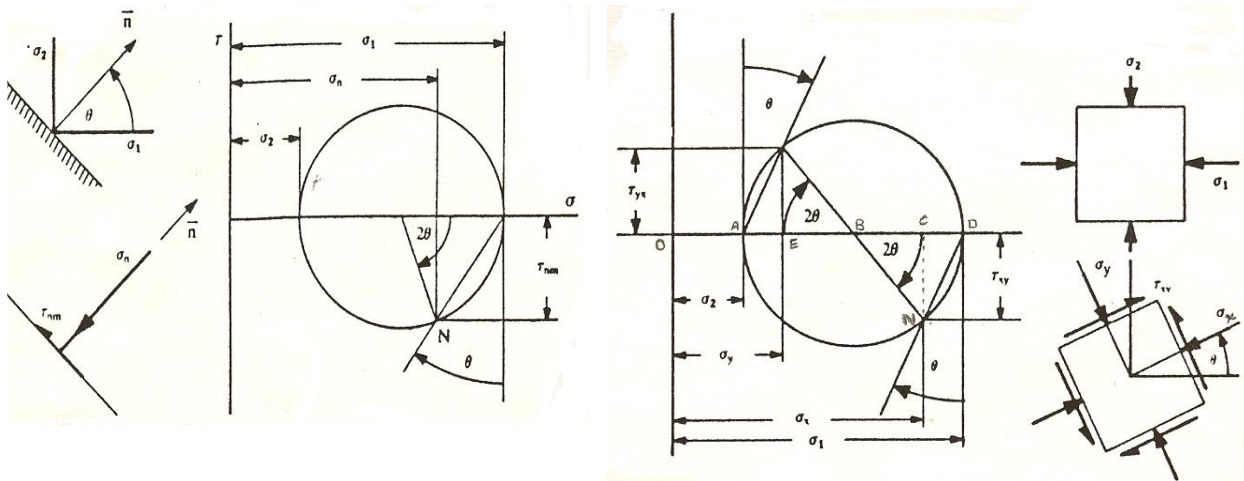


شکل ۲۵. تعیین تنش ها با استفاده از دایره موهر

جهت \bar{X} و \bar{Y} در این حالت جهت اصلی (Principal Directions) و تنش های قائم مربوطه نیز تنش های اصلی ماکزیمم σ_1 و مینیمم σ_2 هستند.

ب) روش Budavari

روش ترسیمی تعیین تنش های مؤثر بر جسم با استفاده از دایره موهر صورت می گیرد. در این سیستم محورهای قائم و افقی $\tau - \sigma$ مورد استفاده قرار می گیرد. اگر چنانچه مقادیر عددی σ_1, σ_2 و جهت آنها مشخص باشد می توان $\tau - \sigma$ مؤثر بر هر صفحه از جسم را که عمود بر آن با جهت مثبت σ_1 زاویه θ بسازد را بدست آوریم. کافی است از نقطه ای که مشخص کننده σ_1 است خطی عمود بر محور σ رسم کنیم. حال حول نقطه σ_1 و در جهت حرکت عقربه های ساعت پاره خطی را به اندازه زاویه θ دوران می دهیم تا دایره را در نقطه ای مثل N قطع کند. مشخصات نقطه N مقدار تنش های قائم و برشی مؤثر بر صفحه مورد نظر را می دهد. وقتی که جهت و اندازه σ_1, σ_2 مشخص باشد. محاسبه σ_x, σ_y خیلی راحت خواهد بود.



شکل ۲۶. نمایش تنش در دایره موهر و ارتباط مولفه های مختلف تنش

می توان ثابت کرد که زاویه θ در محور مختصات نصف زاویه مورد نظر در دایره موهر است. با توجه به شکل صفحه قبل و با استفاده از دایره موهر می توان روابط مربوط به تنش و کرنش را خیلی راحت بدست آورد. با توجه به شکل:

$$\sigma_x = OC = OB + BC, \quad OB = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2)$$

$$BC = BN \cdot \cos 2\theta = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \cos 2\theta$$

$$\sigma_x = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) \cos 2\theta = \sigma_1 \cos^2 \theta + \sigma_2 \sin^2 \theta$$

$$\sigma_y = OB - EB$$

$$\sigma_y = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) - \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) \cos 2\theta = \sigma_1 \sin^2 \theta + \sigma_2 \cos^2 \theta$$

$$\tau_{xy} = -\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) \sin 2\theta = -CN$$

با توجه به مثلث BCN خواهیم داشت.

$$\overline{BN}^2 = \overline{BC}^2 + \overline{CN}^2$$

$$\overline{BN}^2 = \left[\frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y) \right]^2 + [-\tau_{xy}]^2 = \frac{1}{4}(\sigma_x - \sigma_y)^2 + \tau_{xy}^2$$

$$BN = BD = \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}$$

$$\sigma_1 = OB + BD = OB + BN = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}$$

$$\sigma_2 = OB - BA = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) - \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}$$

$$\tau_{\max} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2)$$

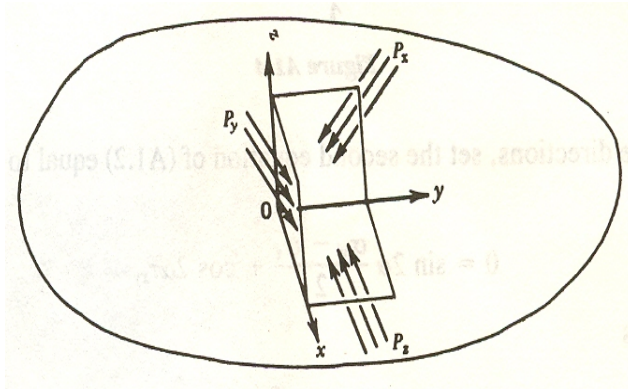
$$\tau_{\max} = \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}$$

$$\operatorname{tg} 2\theta = \operatorname{tg} \alpha = \frac{\tau_{xy}}{\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}} = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}$$

با مقایسه روابط بالا با روابط σ_x, σ_y حاصل از محاسبات قبلی می توان به این نتیجه رسید که زاویه های مورد نظر در دایره موهر دو برابر زاویه حقیقی است. این مطلب را می توان با توجه به این که نقاط Q, P در روش Goodman انتهایی یک قطر دایره بوده و مختصات این نقاط تنش های موثر بر دو صفحه عمود بر هم هستند نیز استنباط کرد. همچنین بایستی توجه کرد که در دایره موهر جهت دوران نسبت به مرکز دایره در جهت حرکت عقربه های ساعت است. در صورتی که در جسم در جهت خلاف حرکت عقربه های ساعت است.

۴-۲- حالت تنش در یک نقطه در سه بعد

در سه بعد، حالت تنش در یک نقطه با نیروهای منتجه در واحد سطح (Traction) وارد بر سه صفحه عمود بر هم که از نقطه O می گذرند، تعریف می گردند (شکل ۵-۱۳)

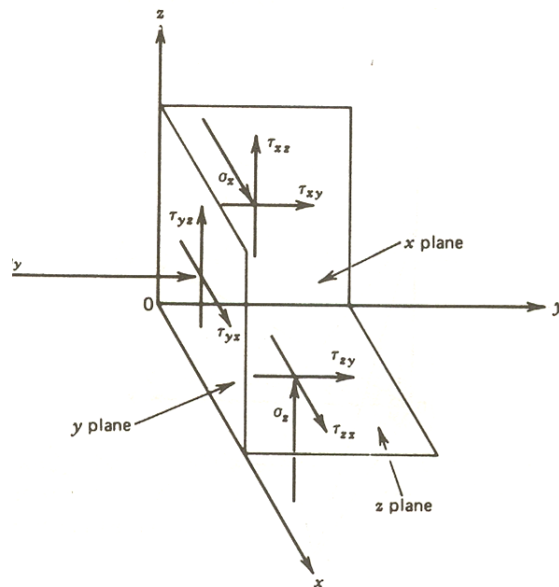


شکل ۲۷.

تانسور تنش توسط ماتریس قرینه زیر شامل شش مولفه مستقل تعریف می‌شود.

$$[\sigma]_{xyz} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

معادله ۴۹



شکل ۲۸. مولفه‌های تنش

۴-۲-۱- تنش قائم و برشی در یک صفحه مفروض

فرض کنید یک صفحه که نرمال آن Ox' است یک زاویه $(x'x)$ با Ox ، $(x'y)$ با Oy و زاویه $(x'z)$ با Oz می‌سازد و کسینوس‌های آنها مطابق زیر هستند:

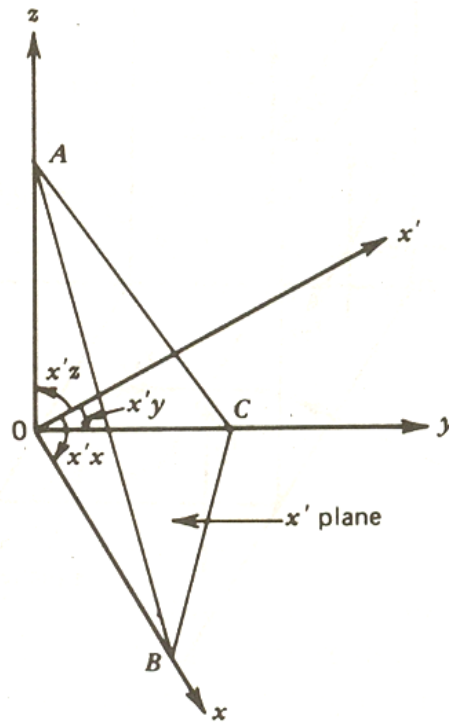
$$l_{x'} = \cos(x'x)$$

$$m_x = \cos(x'y)$$

$$n_x = \cos(x'z)$$

معادله ۵۰

اگر ABC سطح واحد داشته باشد، در اینصورت OAC دارای سطح l_x ، OAB دارای سطح m_x و OBC دارای سطح n_x می‌باشد (شکل ۵-۱۵).



شکل ۲۹.

فرض می‌گردد که S_x نیروی منتجه عمود بر صفحه ABC (موازی با ox') است. S_x بردار منتجه مولفه‌های نیروهای تولید شده توسط تراکنش‌های P_x ، P_y و P_z در سه صفحه مختصات است که به نه مولفه تنش تجزیه شده‌اند (شکل زیر). استراتژی عبارت خواهد بود از ترکیب کردن این مولفه‌ها در جهات x ، y و z و سپس تصویر کردن هر کدام از این نیروها در جهت S_x :

$$P_{x'x} = \sigma_x l_x + \tau_{yx} m_x + \tau_{zx} n_x$$

$$P_{x'y} = \tau_{xy} l_x + \sigma_y m_x + \tau_{zy} n_x$$

$$P_{x'z} = \tau_{xz} l_x + \tau_{yz} m_x + \sigma_z n_x$$

معادله ۵۱

یا

$$\langle P_{x'x} P_{x'y} P_{x'z} \rangle = \langle l_x m_x n_x \rangle (\sigma)_{xyz}$$

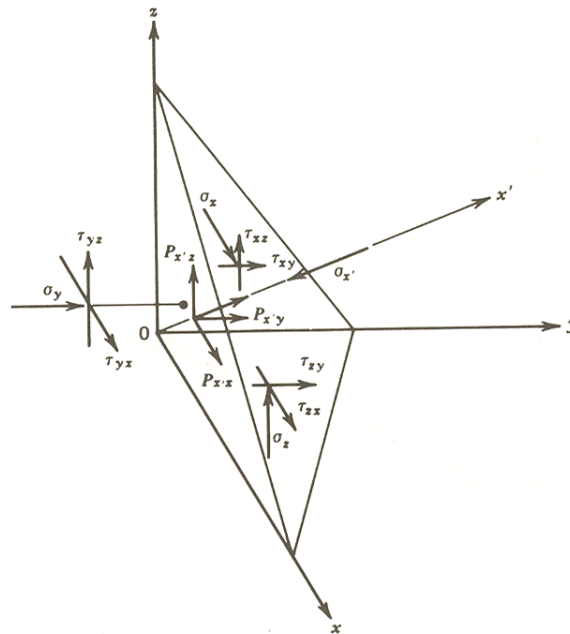
معادله ۵۲

$$S_x = P_{x'x} l_x + P_{x'y} m_x + P_{x'z} n_x$$

معادله ۵۳

$$S_{\dot{x}} = \langle l_{\dot{x}} m_{\dot{x}} n_{\dot{x}} \rangle (\sigma)_{xyz} \begin{pmatrix} l_{\dot{x}} \\ m_{\dot{x}} \\ n_{\dot{x}} \end{pmatrix}$$

معادله ۵۴



شکل ۳۰

به همین صورت y' و z' محورهای عمود بر صفحه x' هستند و $T_{x'y'}$ و $T_{x'z'}$ نیروهای منتجه در صفحه x' موازی با y' و z' باشند (شکل زیر) دارای کسینوس هادی‌های زیر است:

$$\begin{aligned} L_{y'} &= \cos(y'x) \\ M_{y'} &= \cos(y'y) \\ N_{y'} &= \cos(y'z) \end{aligned}$$

معادله ۵۵

همچنین z' دارای کسینوس هادی‌های زیر است:

$$\begin{aligned} l_{z'} &= \cos(z'x) \\ m_{z'} &= \cos(z'y) \\ n_{z'} &= \cos(z'z) \end{aligned}$$

معادله ۵۶

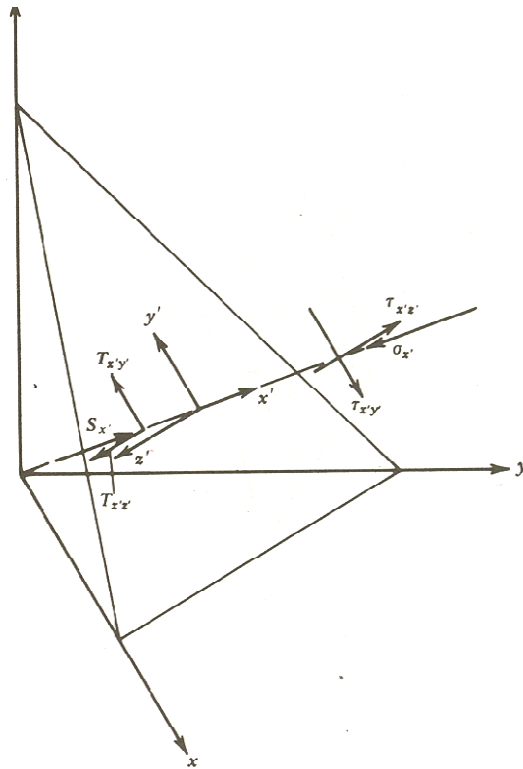
به منظور پیدا کردن $T_{x'y'}$ ، $P_{x'x}$ ، $P_{x'y}$ و $P_{x'z}$ را روی y' تصویر و جمع می‌کنیم. نتایج زیر بدست می‌آید:

$$T_{x'y'} = \langle P_{xx} P_{xy} P_{xz} \rangle \begin{pmatrix} l_y \\ m_y \\ n_y \end{pmatrix}$$

معادله ۵۷

$$T_{x'z'} = \langle P_{xx} P_{xy} P_{xz} \rangle \begin{pmatrix} l_z \\ m_z \\ n_z \end{pmatrix}$$

معادله ۵۸



شکل ۳۱

با جایگزینی معادله ۵۲ در بالا و ترکیب با معادله ۵۴ و توجه به این نکته که $S_{x'}$ ، $T_{x'y'}$ و $T_{x'z'}$ با تنش‌های $\sigma_{x'}$ ، $\tau_{x'y'}$ و $\tau_{x'z'}$ عمل کننده روی پلان x' متعادل می‌شود، این تنش‌ها با رابطه زیر قابل محاسبه‌اند.

$$\langle \sigma_{x'} \tau_{x'y'} \tau_{x'z'} \rangle = (L_{x'}) (\sigma) (L)^T$$

معادله ۵۹

$$(L_{x'}) = \langle l_{x'} m_{x'} n_{x'} \rangle$$

معادله ۶۰

$$L = \begin{bmatrix} l_x & m_x & n_x \\ l_y & m_y & n_y \\ l_z & m_z & n_z \end{bmatrix}$$

معادله ۶۱

اندیس T در معادله ۲۸-۵ به معنی ماتریس ترانسپوز می‌باشد. و در حالت کلی برای تمامی تنش‌ها خواهیم داشت:

$$\begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} \\ \tau_{yx} & \sigma_y \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} \end{bmatrix}$$

و یا بطور خلاصه:

$$\sigma' = L\sigma L^T$$

معادله ۶۲

با محورهای y' و z' جهت دار شده همانند شکل ۳۱، جهات مثبت تنش‌های برشی $\tau_{x'y'}$ و $\tau_{x'z'}$ در همان شکل نشان داده شده است. تنش‌های برشی می‌توانند با هم ترکیب شده و یک تنش برشی منتهی به روی صفحه x' را تشکیل دهند که بزرگی آن مطابق رابطه زیر است:

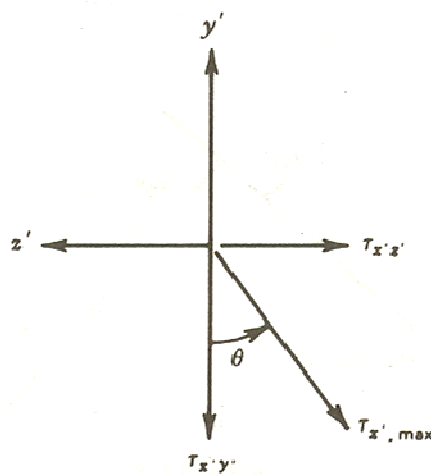
$$|\tau_{x',max}| = \sqrt{\tau_{x'y'}^2 + \tau_{x'z'}^2}$$

معادله ۶۳

$\tau_{x',max}$ یک زاویه درخلاف عقربه ساعت با جهت منفی محور y' می‌سازد.

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{\tau_{x'z'}}{\tau_{x'y'}} \right)$$

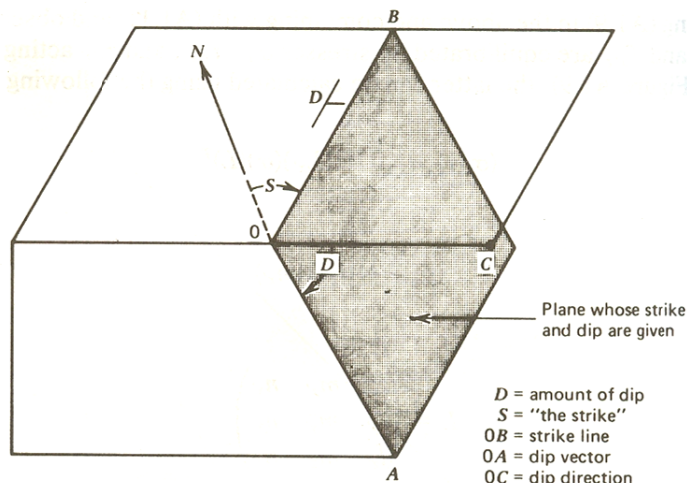
معادله ۶۴



شکل ۳۲

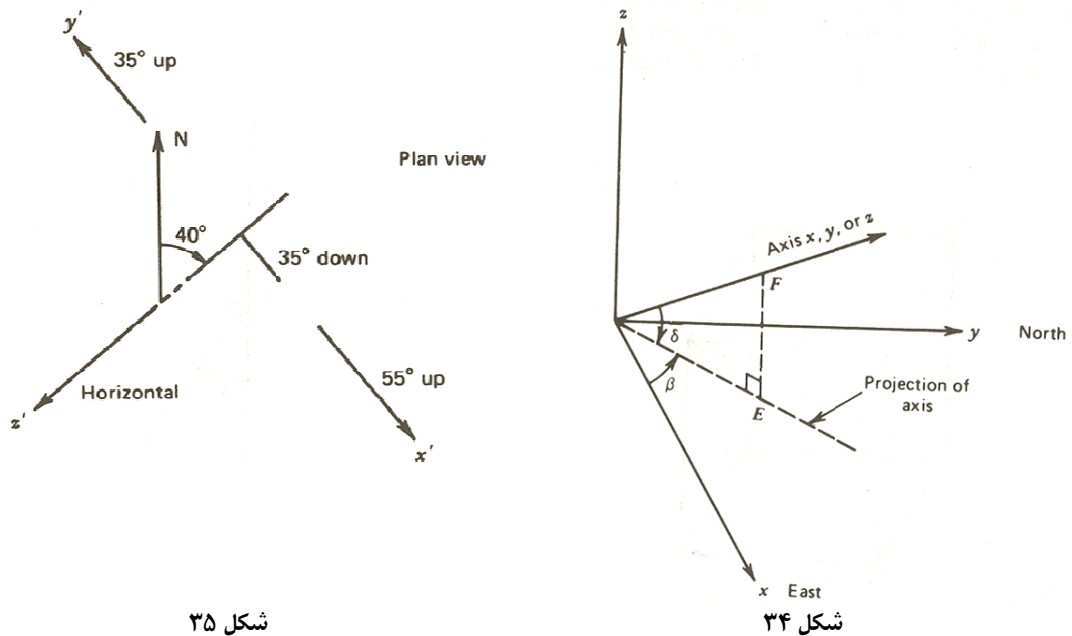
۴-۲-۲- تعیین کسینوس هادی برای یک صفحه مفروض

داده‌های زمین‌شناسی معمولاً جهت‌داری یک صفحه را توسط امتداد (Strike) و شیب آن تعریف می‌کنند (شکل زیر). امتداد، آزیموت یک خط افقی در صفحه است و شیب، زاویه بین بردار شیب (بردار دارای بیشترین شیب در صفحه که با آزیموت تصویر آن قابل تعیین است) و تصویر افقی آن می‌باشد.



شکل ۳۳

برای مثال یک صفحه لایه‌بندی می‌تواند با امتداد $N 40^\circ E$ و شیب 35° به سمت $S 50^\circ E$ تعریف گردد. محورهای مختصات مرجع بدین صورت در نظر گرفته می‌شوند: x افقی و به سمت شرق، y افقی شمال و z قائم. جهت و موقعیت (bearing) نرمال بالارونده به صفحه با جهت شیب آن یکسان است، و زاویه شیب این نرمال مکمل زاویه شیب صفحه است. به منظور اعمال معادله ۵۹ جهت محاسبه تنش‌ها در امتداد صفحه داده شده، با مشخص بودن تانسور تنش محلی، هر کدام از محورهای x' , y' , z' با یک زاویه افقی β و یک زاویه قائم δ مانند شکل زیر توصیف می‌شوند: β زاویه درخلاف عقربه ساعت است که از x شروع و به تصویر افقی محور محلی مورد سؤال ختم می‌شود. در حالیکه δ زاویه قائم بین محور و صفحه افقی است. خط ox' در جهت نرمال بالارونده است. جهت مثبت y' به سمت بالای بیشترین شیب صفحه (عکس جهت بردار شیب) انتخاب می‌شود و z' در راستای امتداد همانند شکل زیر. برای صفحه لایه‌بندی فوق، میل (bearing) و شیب سه محور محلی مطابق جدول زیر هستند.



شکل ۳۵

شکل ۳۴

جدول ۴ مشخصات محورهای مختصات محلی

δ	β	میل (bearing)	خط
55°	-40°	S 50° E	x'
35°	140°	N 50° W	y'
0	-130°	S 40° W	z'

کسینوس های هادی می توانند با داشتن زوایای β و δ تعیین شوند:

$$l = \cos\delta \cdot \cos\beta$$

$$m = \cos\delta \cdot \sin\beta$$

$$n = \sin\delta$$

معادله ۶۵

برای صفحه لایه بندی داده شده:

$$L = \begin{bmatrix} 0.44 & -0.37 & 0.82 \\ -0.63 & 0.53 & 0.57 \\ -0.64 & -0.77 & 0 \end{bmatrix}$$

۴-۲-۳- تنش های اصلی

می توان سه صفحه عمود بر هم پیدا کرد که در امتداد آنها تنش های برشی صفر هستند. تنش های نرمال روی این سه صفحه تنش های اصلی نامیده می شوند و با σ_1 , σ_2 , σ_3 نمایش داده می شوند ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$). فرض کنید که یک صفحه اصلی عمود بر x^* با کسینوس های هادی n^* , m^* , l^* و تنش نرمال اصلی σ^* نشان داده شود. از آنجائیکه هیچ مولفه ی برشی وجود ندارد، σ^* تراکشن نیز بوده و عبارتست از نیروی منتهجه عمود نرمال بر صفحه x^* . مؤلفه x تراکشن (P_{x^*x}) بایستی برابر تصویر σ^* در امتداد x باشد و مساوی است با

به شکل زیر نوشته شوند: $P_{x^*x} = \sigma^* l^*$ (شکل زیر). بطور مشابه، $P_{x^*y} = \sigma^* m^*$ و $P_{x^*z} = \sigma^* n^*$ با استفاده از معادله ۵۲ این معادلات می‌توانند

$$(l^* m^* n^*) \begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{pmatrix} = (l^* m^* n^*) \begin{pmatrix} \sigma^* & 0 & 0 \\ 0 & \sigma^* & 0 \\ 0 & 0 & \sigma^* \end{pmatrix}$$

$$(l^* m^* n^*) \begin{pmatrix} \sigma_x - \sigma^* & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_y - \sigma^* & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z - \sigma^* \end{pmatrix} = (0, 0, 0)$$

معادله ۶۶

معادله ۶۶ یک دسته معادله همگن است که برای حل آنها ایجاب می‌کند دترمینان مجذور ماتریس برابر صفر قرار گیرد. با صفر قرار دادن این دترمینان رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\sigma^{*3} - I_1 \sigma^{*2} + I_2 \sigma^* - I_3 = 0$$

معادله ۶۷

که در آن I_1 مجموع واژه‌های قطری $(\sigma)_{xyz}$ و I_2 مجموع مینورهای هر واژه قطر $(\sigma)_{xyz}$ و I_3 دترمینان (σ) است.

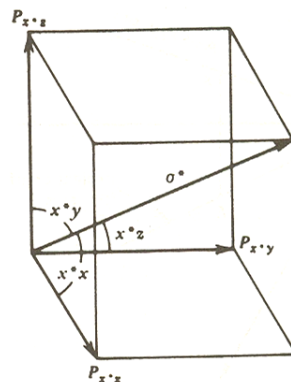
$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$$

$$I_2 = (\sigma_y \sigma_z - \tau_{yz}^2) + (\sigma_x \sigma_z - \tau_{xz}^2) + (\sigma_x \sigma_y - \tau_{xy}^2)$$

$$I_3 = \sigma_x (\sigma_y \sigma_z - \tau_{yz}^2) - \tau_{xy} (\tau_{xy} \sigma_z - \tau_{yz} \tau_{xz}) + \tau_{xz} (\tau_{xy} \tau_{yz} - \sigma_y \tau_{xz})$$

معادله ۶۸

I_1, I_2, I_3 به انتخاب محورهای بستگی ندارند. بنابراین به تنش‌های نامتغیر (invariant stress) موسومند. سه ریشه این معادله درجه سه همان تنش‌های اصلی هستند. با گذاشتن هر ریشه بترتیب در معادله ۶۶ سه معادله همگن بدست می‌آید. با حذف هر کدام و حل دو معادله بعدی بر اساس سومی و از آنجائیکه $l^{*2} + m^{*2} + n^{*2} = 1$ ، کسینوس‌های هادی $l^* m^* n^*$ می‌توانند برای دو ریشه تعیین گردند، جهت سوم عمود بر دو محور است و بنابراین قابل محاسبه است. بنابراین سه جهت اصلی قابل محاسبه است.



شکل ۳۶

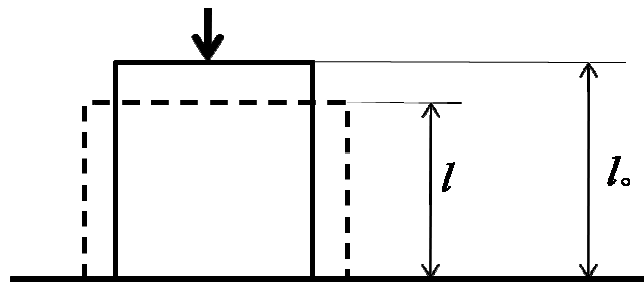
۵- تحلیل کرنش

۵-۱- تغییر شکل و حالت کرنش در صفحه

وقتی جسمی تحت تاثیر نیروهای خارجی قرار گیرد، جسم جامد مزبور تغییر شکل پیدا می کند و گویند که این جسم تغییر شکل پیدا کرده است. در اثر تغییر شکل، نقاط موجود در داخل جسم نسبت به حالت اصلی خود تغییر مکان می دهند. در کل مؤلفه های تغییر مکان و جابجایی (displacement) را در راستای محورهای w, v, u با z, y, x نشان می دهند. طبق قرار داد تغییر مکان (+) حرکت در جهت عکس محورها را نشان می دهد. از شکل های مختلف تغییر شکل ها دو حالت ساده را در نظر می گیریم. اولاً اگر چنانچه نمونه استوانه ای شکل سنگی تحت تاثیر تنش فشاری σ قرار گیرد، طول اولیه l_0 نمونه کوچک خواهد شد. اگر طول جدید نمونه را با l نشان دهیم، تغییر طول نمونه $\Delta = l_0 - l$ خواهد بود. تغییر حاصل در طول نمونه معمولاً براساس طول اصلی نمونه بیان می شود. یعنی:

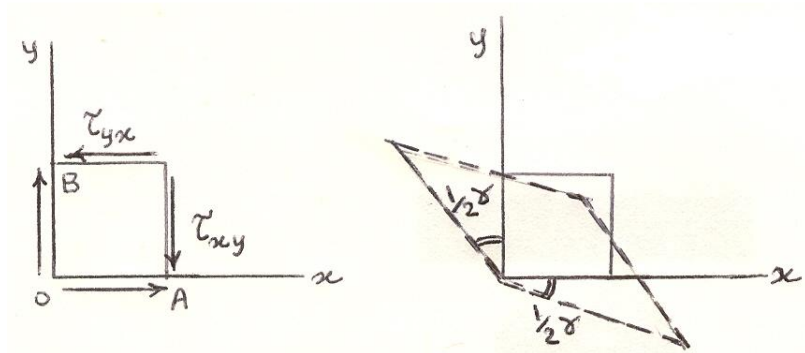
$$\varepsilon = \frac{l_0 - l}{l_0}$$

بنابراین ε مقدار افزایش واحد طول نمونه در امتداد تنش قائم وارده می باشد. ε را کرنش نرمال (normal strain) گویند. وقتی که کاهش طول را نشان می دهد مثبت (Compressive strain) و وقتی که افزایش طول را نشان می دهد منفی (tensile strain) است. کرنش های قائم در راستای محورهای z, y, x بصورت $\varepsilon_z, \varepsilon_y, \varepsilon_x$ نشان داده می شوند.



شکل ۳۷

در حالت دوم بارگذاری جسمی را در نظر بگیریم که فقط تحت تاثیر تنشهای برشی (shearing stress) قرار گرفته باشد. در حین ایجاد تغییر شکل ضلع OB از جسم به اندازه $\frac{1}{2}\gamma$ در حول نقطه O دوران پیدا می کند. بنابراین $\frac{1}{2}\gamma$ نصف افزایش در مقدار زاویه قائمه AOB که بین ضلع OA, OB قرار داشت را نشان می دهد. در نظر گرفتن دوران زاویه ای OA نصف دیگر افزایش زاویه قائمه AOB بدست می آید.



شکل ۳۸

مقدار کل افزایش زاویه قائمه توسط تنش های برشی مؤثر بر جسم بوجود آمده و به همین علت آنرا کرنش برشی (shearing strain) می نامند. وقتی γ مقدار افزایش در زاویه را نشان دهد (+) و اگر کاهش زاویه را نشان دهد (-) در نظر گرفته می شود. γ برحسب in/in و یا رادیان اندازه گیری می شود (یک رادیان معادل 57.3 درجه می باشد). بطور کلی کرنش برشی γ_{nm} مقدار انحراف از زاویه قائمه بین دو بردار واحد m, n که در حالت اولیه با محور x زاویه های θ و $\theta+90^\circ$ می ساخته اند را نشان می دهد. مقدار کرنش ϵ و γ معمولاً خیلی کوچک بوده و به همین علت حاصل ضرب و توان دوم آنها را در محاسبات نادیده می گیرند.

۵-۲- روابط بین تنش - کرنش و کرنشهای اصلی

رابطه بین کرنش های $\epsilon_x, \epsilon_y, \gamma_{xy}$ و مقدار کرنش های حاصل در یک صفحه دلخواه که با θ مشخص شده و مقدار کرنش در آن صفحه ϵ_n, γ_{nm} نامیده می شود بصورت زیر می باشد.

$$\begin{cases} \epsilon_n = \epsilon_x \cos^2 \theta + \epsilon_y \sin^2 \theta + \gamma_{xy} \sin \theta \cos \theta \\ \gamma_{nm} = (\epsilon_y - \epsilon_x) \sin 2\theta + \gamma_{xy} \cos 2\theta \\ \sigma_n = \sigma_x \cos^2 \theta + \sigma_y \sin^2 \theta + 2\tau_{xy} \sin \theta \cos \theta \\ \tau_{nm} = \frac{1}{2}(\sigma_y - \sigma_x) \sin 2\theta + \tau_{xy} \cos 2\theta \end{cases}$$

معادله ۶۹

بنابراین:

$$\sigma \rightarrow \epsilon$$

$$\tau \rightarrow \frac{\gamma}{2}$$

با مقایسه معادلات روابط فوق می توان گفت که در این روابط به ترتیب $\gamma_{xy}, \sigma_x, \sigma_y$ با $\frac{\gamma_{xy}}{2}, \varepsilon_y, \varepsilon_x$ و همچنین $\frac{\gamma_{nm}}{2}, \varepsilon_n, \tau_{nm}$ مطابقت دارند. بنابراین می توان روابط حاصل برای σ_n, τ_{nm} را برای کرنش با جایگذاری ε_n با σ_n و $\frac{1}{2}\gamma_{nm}$ با τ_{nm} مورد استفاده قرار داد و همچنین می توان نتیجه گیری کرد که حالت کرنش در یک نقطه را می توان با استفاده از دایره موهر در محورهای $\varepsilon - \frac{1}{2}\gamma$ نشان داد.

در نتیجه تطابق بالا همیشه می توان دو امتداد متقابل عمود بر هم در اطراف یک نقطه پیدا کرد، بطوری که در این امتدادها کرنش های برشی صفر باشد. جهات مزبور را جهات اصلی کرنش (principal strain directions) و کرنش های نرمال مؤثر بر صفحات مزبور را کرنش های اصلی (principal strain) گویند ($\varepsilon_1 \geq \varepsilon_2$). با توجه به بحث های فوق می توان معادلات زیر را برای کرنش نوشت:

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{\gamma_{xy}}{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2}(\varepsilon_x + \varepsilon_y) + \frac{1}{2}\sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + \gamma_{xy}^2}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{2}(\varepsilon_x + \varepsilon_y) - \frac{1}{2}\sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + \gamma_{xy}^2}$$

$$\varepsilon_n = \varepsilon_1 \cos^2 \theta + \varepsilon_2 \sin^2 \theta = \frac{1}{2}(\varepsilon_1 + \varepsilon_2) + \frac{1}{2}(\varepsilon_1 - \varepsilon_2) \cos 2\theta$$

$$\gamma_{nm} = -(\varepsilon_1 - \varepsilon_2) \sin 2\theta$$

$$\varepsilon_1 + \varepsilon_2 = \varepsilon_x + \varepsilon_y$$

مثال: حالت کرنش در یک نقطه توسط مؤلفه کرنش زیر تعریف شده است. جهت و مقدار کرنش های اصلی را حساب کرده و دایره موهر مربوطه را رسم کنید.

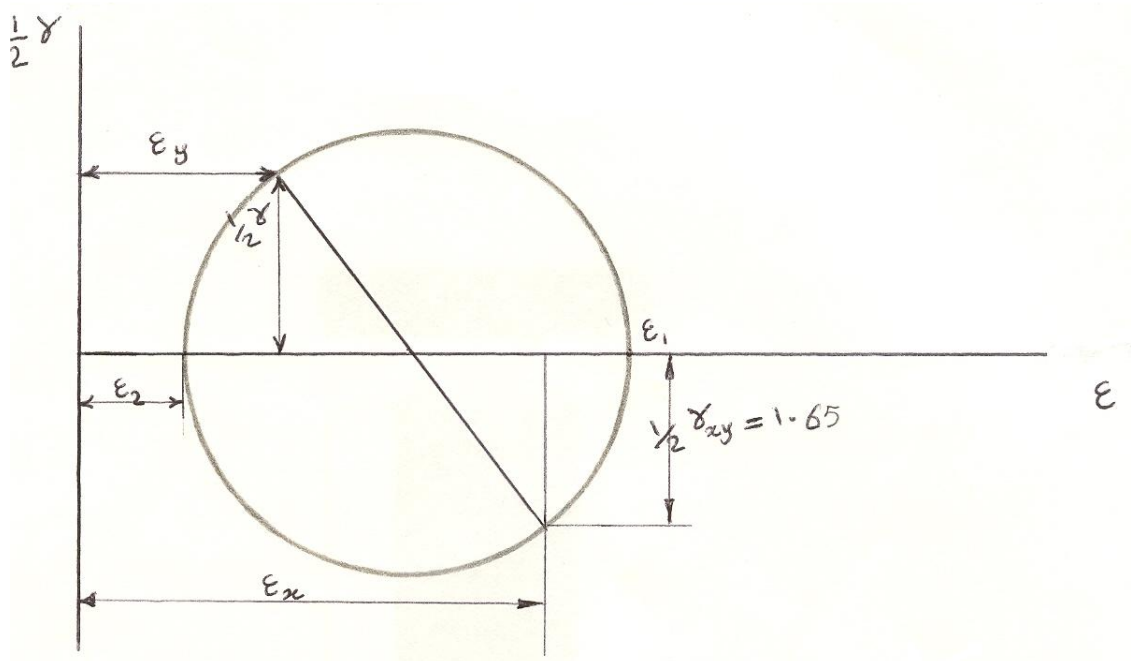
$$\varepsilon_x = 4.15 \times 10^{-6}, \varepsilon_y = 1.74 \times 10^{-6}, \gamma_{xy} = -3.3 \times 10^{-6}$$

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{\gamma_{xy}}{\varepsilon_x - \varepsilon_y} \Rightarrow \theta = \frac{1}{2} \operatorname{arctg} \frac{\gamma_{xy}}{\varepsilon_x - \varepsilon_y} \rightarrow \theta_1 = 153.07^\circ \text{ or } \theta_2 = -26.92^\circ$$

$$\varepsilon_{1,2} = \frac{1}{2}(\varepsilon_x + \varepsilon_y) \pm \frac{1}{2}\sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + \gamma_{nm}^2}$$

$$= \left[\frac{1}{2}(4.15 + 1.74) \pm \frac{1}{2}\sqrt{(4.15 - 1.74)^2 + (-3.20)^2} \right] \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_1 = 4.95 \times 10^{-6} \quad \varepsilon_2 = 0.94 \times 10^{-6}$$



۵-۳- روابط اساسی

۵-۳-۱- اجسام ایده ال

در اثر اعمال نیروهای متعادل خارجی بر اجسام جامد، این اجسام تغییر شکل می دهند (deformation). بزرگی این تغییر شکل به رفتار مکانیکی مواد تشکیل دهنده جسم جامد و شدت نیروهای وارده بستگی دارد. رابطه این عمل و عکس العمل (علت و معلول) معمولاً توسط روابط اساسی Constitutive Relation بیان می شود (بین تنش و کرنش و پارامترهای شاخص رفتار مکانیکی مواد). این روابط از داده های حاصل از آزمایش بدست می آیند. معمولاً نمونه های جسم تحت تاثیر نیروهای کششی و فشاری قرار گرفته و شدت تنش و کرنش محاسبه و منحنی تنش-کرنش رسم می شود. بدین ترتیب جسم مورد نظر کاراکتریزه می شود.

بعلا پیچیدگی بیش از حد رفتار مواد طبیعی، روابط اساسی آنها معمولاً با استفاده از برخی فرضیات ساده میشوند. تعداد زیادی اجسام ایده ال در مکانیک مهندسی وجود دارد که رفتار آنها را می توان به کمک این روابط اساسی ساده بیان کرد و آنها را توسط منحنی های ساده کاراکتریزه کرد. سه نوع ماده ایده ال که همگی آنها آشنا هستند عبارتند از: الاستیک (ارتجاعی)، پلاستیک (شکل پذیر) و ویسکوز (Viscous)

منظور از اجسام الاستیک اجسامی هستند که در جریان یک باربرداری و بارگذاری مجدد مسیر منحنی تنش-کرنش یکسان باشد. این روابط می تواند خطی و یا غیر خطی باشد. در صورت خطی بودن این رابطه، جسم را Linearly Elastic می گویند. روابط بصورت $\sigma = \varepsilon \cdot E \Rightarrow E = \sigma / \varepsilon$ بیان می شود. ضریب تناسب را با

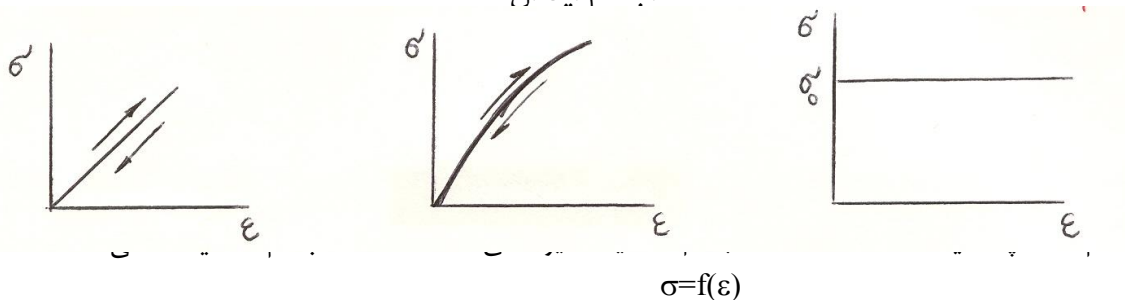
(E) نشان داده و آن را مدول یانگ، الاستیسیته و یا ارتجاعی گویند. رابطه فوق بعنوان قانون هوک Hook Law مشهور است.

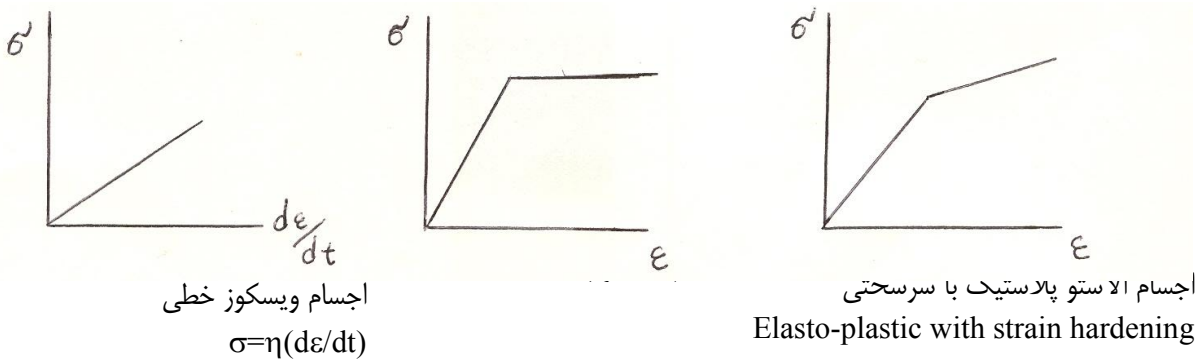
اگر چنانچه رابطه تنش- کرنش غیر خطی باشد با معادله $\sigma = f(\epsilon)$ بیان می شود که در اینصورت دیگر مدول الاستیسیته آنها ثابت نبوده و در نقاط مختلف فرق خواهد کرد. اگر چنانچه مسیر منحنی رفت و برگشت (بارگذاری و باربرداری) یکسان نباشد، مفهومی این است که مقداری انرژی در حین باربرداری و بارگذاری اتلاف شده است، در این حالت به شرطی که تغییر شکل پایدار در جسم حاصل نشده باشد، این نوع رفتار را الاستیک گویند. پدیده حاصل که ناشی از اتلاف انرژی می باشد را نیز پدیده وارفتگی و یا hysteresis گویند.

اجسام پلاستیک کامل (perfectly plastic) به اجسامی اطلاق می شود که در آنها تنش که باعث ایجاد تغییر شکل دائم غیر قابل برگشت می شود، قبل از ایجاد هر گونه انبساط و یا انقباض به مقدار معینی برسد. وقتی این تنش به تنش تسلیم (Yield stress) رسیده باشد، جسم تحت تاثیر آن بصورت دائمی و پیوسته با ضریب K تغییر شکل می دهد.

گروه دیگری از اجسام توسط رابطه تنش - کرنش خاصی تعریف می شوند. برای این گروه خاص رابطه تنش - کرنش به یک متغیر سوم یعنی زمان نیز وابسته است. این چنین رفتار نسبتاً ساده توسط اجسام ساده ایده ال ویسکوز نشان داده می شود، که در آن علت و معلول بطور خطی و یا غیر خطی به همدیگر ارتباط دارند. برای اجسام خطی کاملاً ویسکوز (Linear Perfectly Viscous) رابطه نرخ کرنش $d\epsilon/dt$ یعنی (rate of strain) با تنش به کمک رابطه $\sigma = \eta(d\epsilon/dt)$ و برای اجسام ویسکوز غیر خطی $\sigma = \mu(d\epsilon/dt)$ تعریف می شود. در رابطه فوق η, μ پارامترهای مربوط به خواص جسم می باشند. جریان ویسکوز (Viscous Flow) تغییر شکل دائمی غیر قابل برگشت می باشد. به کمک مواد (اجسام) ساده فوق الذکر می توان اجسام با خواص مرکب را تعریف و روابط اساسی آنها را بدست آورد. بعضی از این اجسام عبارتند از: اجسام الاستوپلاستیک، الاستوپلاستیک با سرسختی (elasto plastic with strain hardening) و اجسام ویسکوالاستیک خطی و غیر خطی. با انتخاب و بکارگیری مدل‌های مناسب اجسام ایده ال رفتار اغلب اجسام حقیقی را می توان با تقریب زیادی تعیین کرد.

اجسام ایده‌ال،





شکل ۳۹. رفتار مختلف مواد تحت تنش

۵-۳-۲- روابط الاستیک خطی-تنش- کرنش

قبلاً نشان داده شد که اگر حالت تنش در هر نقطه از جسم الاستیک خطی یکنواخت (uniform) باشد، با استفاده از قانون هوک برای فشار یک محوری رابطه تنش - کرنش به شکل $\sigma = E \cdot \epsilon$ بدست می آید. مشاهدات عملی نشان می دهد که در المانی به طول یال واحد عمود بر امتداد فشارش یک محوری انبساطی معادل $\epsilon_L = -\nu \cdot \epsilon$ حاصل می شود و یا به عبارت دیگر $\nu = \left| \frac{\epsilon_L}{\epsilon} \right|$ که آنرا نسبت پواسون (Poisson Ratio) گویند. بنابراین در حالت تنش دو محوره وقتی σ_1, σ_2 بطور همزمان اثر کند، می توان روابط تنش ها و کرنشها را بدست آورد. برآیند کرنش های موازی محور اصلی بشرح زیر بدست می آید.

کرنش بر حسب تنش:

$$\begin{cases} \epsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E} - \nu \cdot \frac{\sigma_2}{E} = \frac{1}{E}(\sigma_1 - \nu\sigma_2) \\ \epsilon_2 = \frac{\sigma_2}{E} - \nu \cdot \frac{\sigma_1}{E} = \frac{1}{E}(\sigma_2 - \nu\sigma_1) \end{cases}$$

معادله ۷۰

بزرگی اندازه کرنش های اصلی در جهت عمود بر صفحه ای که تنش ها اثر می کنند عبارت است از:

$$\epsilon_3 = -\frac{\nu}{E}(\sigma_1 + \sigma_2)$$

معادله ۷۱

با استفاده از روابط ۳-۶ خواهیم داشت:

$$\sigma_1 = \frac{E}{1-\nu^2}(\epsilon_1 + \nu\epsilon_2), \quad \sigma_2 = \frac{E}{1-\nu^2}(\epsilon_2 + \nu\epsilon_1)$$

معادله ۷۲

که تنش ها را بر حسب کرنش ها بدست می دهد.

اگر المانی به جای σ_1, σ_2 تحت تاثیر تنش های $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ قرار گیرد. روابط مربوط برای محاسبه کرنشهای حاصل را می توان به شرح زیر بدست آورد.

قبلاً داشتیم:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_1 \cos^2 \theta + \varepsilon_2 \sin^2 \theta$$

با جایگذاری مقادیر $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ در رابطه ۳-۶ خواهیم داشت:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [(\sigma_1 \cos^2 \theta + \sigma_2 \sin^2 \theta) - \nu(\sigma_1 \sin^2 \theta + \sigma_2 \cos^2 \theta)]$$

مقایسه معادله بالا با روابط زیر:

$$\begin{cases} \sigma_x = \sigma_1 \cos^2 \theta + \sigma_2 \sin^2 \theta \\ \sigma_y = \sigma_1 \sin^2 \theta - \sigma_2 \cos^2 \theta \\ \tau_{xy} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) \sin 2\theta \end{cases}$$

نتایج زیر بدست می آیند:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E}(\sigma_x - \nu\sigma_y)$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E}(\sigma_y - \nu\sigma_x),$$

$$\gamma_{xy} = -(\varepsilon_1 - \varepsilon_2) \sin 2\theta$$

معادله ۷۳

با توجه به رابطه ۶-۸ و با جایگزینی مقادیر $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ از رابطه ۳-۶ رابطه زیر بدست می آید.

$$\gamma_{xy} = -\frac{1}{E}[(\sigma_1 - \nu\sigma_2) - (\sigma_2 - \nu\sigma_1)] \sin 2\theta$$

$$\gamma_{xy} = \frac{1}{G} \tau_{xy} \quad \Rightarrow \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

معادله ۷۴

G: مدول برشی (Modulus of Rigidity) است.

روابط حاصل بطور خلاصه عبارتند از:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E}(\sigma_x - \nu\sigma_y), \quad \varepsilon_y = \frac{1}{E}(\sigma_y - \nu\sigma_x)$$

$$\varepsilon_z = -\frac{\nu}{E}(\sigma_x + \sigma_y), \quad \gamma_{xy} = \frac{1}{G} \tau_{xy}$$

با حل معادلات فوق برای $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ خواهیم داشت:

$$\sigma_x = \frac{E}{1-\nu^2}(\varepsilon_x + \nu\varepsilon_y)$$

$$\sigma_y = \frac{E}{1-\nu^2}(\varepsilon_y + \nu\varepsilon_x)$$

$$\tau_{xy} = G\gamma_{xy}$$

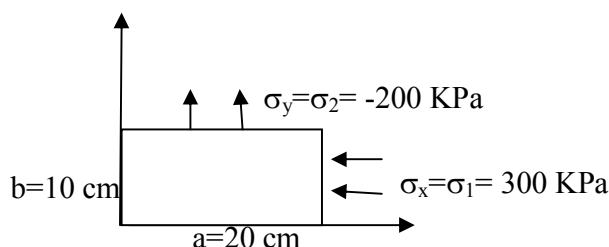
معادله ۷۵

بایستی توجه داشت که برای اجسام الاستیک خطی روابط تنش و کرنش دو بعدی نیز خطی می باشد. نکته مهم دیگر اینکه برای اجسام ایزوتروپ، امتداد (جهت) تنش و کرنش های اصلی بر هم منطبق هستند. این نکات برای تنش های سه محوری نیز صادق است.

مثال:

برای جسم صفحه ای روبرو با فرض $\nu = 0.25, E = 50GPa$ مقادیر ε_x و مقادیر تغییر شکل صفحه ای مستطیلی را حساب کنید.

مؤلفه های کرنش را می توان از روابط قبلی بدست آورد.



$$\varepsilon_x = \varepsilon_1 = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu \sigma_y] = \frac{1}{50 \times 10^9} (300 + 0.25 \times 200) \times 10^3 = 7 \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_y = \varepsilon_2 = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu \sigma_x] = \frac{1}{50 \times 10^9} (-200 - 0.25 \times 300) \times 10^3 = -5.5 \times 10^{-6}$$

با توجه به اینکه طول و عرض صفحه به ترتیب 0.2 متر و 0.1 متر می باشد مقدار تغییر شکل ابعاد فوق Δb و Δa به ترتیب زیر خواهد بود:

$$\Delta a = \varepsilon_x \cdot a = 7 \times 10^{-6} \times 0.2 = 1.4 \times 10^{-6} \text{ m}$$

$$\Delta b = \varepsilon_y \cdot b = -5.5 \times 10^{-6} \times 0.1 = -0.55 \times 10^{-6} \text{ m}$$

۵-۳-۳- قانون هوک برای حالت تنش سه محوری

براساس ملاحظات قبلی براحتی می توان معادلات سه محوری معادل معادلات قبل بشرح زیر استنتاج کرد:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{2G}{1-2\nu} \left\{ (1-\nu)\varepsilon_x + \nu(\varepsilon_y + \varepsilon_z) \right\}, & \tau_{xy} &= G\gamma_{xy}, \tau_{yz} = G\gamma_{yz}, \tau_{zx} = G\gamma_{zx} \\ \sigma_y &= \frac{2G}{1-2\nu} \left\{ (1-\nu)\varepsilon_y + \nu(\varepsilon_x + \varepsilon_z) \right\}, & \gamma_{xy} &= \frac{1}{G}\tau_{xy}, \gamma_{yz} = \frac{1}{G}\tau_{yz}, \gamma_{zx} = \frac{1}{G}\tau_{zx} \\ \sigma_z &= \frac{2G}{1-2\nu} \left\{ (1-\nu)\varepsilon_z + \nu(\varepsilon_x + \varepsilon_y) \right\} \\ \varepsilon_x &= \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \end{aligned}$$

معادله ۷۶

۵-۴- حالت کرنش صفحه ای

جسمی که تحت تاثیر تنش های دو بعدی (صفحه ای) قرار گرفته باشد، می تواند در صفحه بارگذاری و همچنین در جهت عمود بر صفحه تغییر شکل دهد. این تغییر شکل (در جهت عمود بر صفحه) ناشی از تاثیر نسبت پواسون بدست آمده می باشد. بنابراین می توان نوشت که علیرغم اینکه $\sigma_z = 0$ است $\varepsilon_z \neq 0$ می باشد. اگر بخواهیم جسم را طوری محدود کنیم که کرنش در امتداد Z صفر باشد، مسلماً تنش محدود کننده σ_z نمی تواند مساوی صفر باشد. روابط بین تنش-کرنشهای قائم را در حالت صفحه ای با فرض اینکه $\varepsilon_z = 0$ می باشد می توان به شرح زیر بدست آورد.

$$\begin{aligned} \text{کرنش ناشی از } \sigma_z \text{ در امتداد Z برابر است با: } & \frac{\sigma_z}{E} \\ \text{کرنش ناشی از } \sigma_x \text{ و } \sigma_y \text{ در امتداد Z برابر است با: } & \frac{\nu(\sigma_x + \sigma_y)}{E} \\ \text{مقدار کل کرنش در امتداد Z برابر است با: } & \varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} - \frac{\nu(\sigma_x + \sigma_y)}{E} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_z = 0 &\Rightarrow \quad \sigma_z = \nu(\sigma_x + \sigma_y) \\ \varepsilon_x &= \frac{1}{E} [(1-\nu^2)\sigma_x - \nu(1+\nu)\sigma_y] \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} [(1-\nu^2)\sigma_y - \nu(1+\nu)\sigma_x] \end{aligned}$$

معادله ۷۷

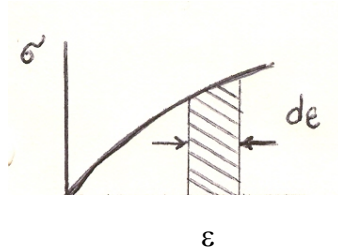
۵-۵- انرژی کرنشی

وقتی تنش بر جسمی الاستیک اثر کرده و باعث تغییر شکل آن می شود کار انجام شده توسط تنش بصورت انرژی کرنشی در آن جسم ذخیره می شود. برای تعیین این انرژی، المان مکعبی شکل با ابعاد واحد را در نظر می گیریم که تحت تنش مؤثر σ در یک وجه آن قرار گیرد. چون مساحت وجه واحد است، بنابراین تنش و نیرو

مقداری برابر دارند. همچنین افزایش کرنش ($d\varepsilon$) برابر مقدار کار انجام شده توسط نیروی اعمالی می‌باشد. کار انجام شده واحد حجم جسم:

$$W = \int_0^{\varepsilon} \sigma \cdot d\varepsilon \quad \text{دانسیته انرژی کرنشی}$$

W بصورت انرژی پتانسیل در جسم ذخیره شده و دانسیته انرژی کرنشی نامیده می‌شود (W.Strain energy Density) و عبارت است از سطح زیر منحنی تنش کرنش.



در صورت مواد الاستیک خطی و در صورت بارگذاری یک محوری W مساوی خواهد شد با:

$$W = \frac{1}{2} \sigma \varepsilon$$

معادله ۷۸

W را می‌توان بعنوان تابع مولفه های تنش و کرنشهای سه محوری به شرح زیر بدست آورد:

$$W = \frac{1}{2} (\sigma_1 \varepsilon_1 + \sigma_2 \varepsilon_2 + \sigma_3 \varepsilon_3)$$

معادله ۷۹

وقتی تاثیر سایر مؤلفه های تنش $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ در نظر گرفته شود معادله بالا به شرح زیر در می‌آید:

$$W = \frac{1}{2} (\sigma_x \varepsilon_x + \sigma_y \varepsilon_y + \sigma_z \varepsilon_z + \tau_{xy} \gamma_{xy} + \tau_{yz} \gamma_{yz} + \tau_{zx} \gamma_{zx})$$

معادله ۸۰

مقدار انرژی کرنشی ذخیره شده در داخل یک جسم را می‌توان با انتگرال گیری از رابطه دانسیته انرژی کرنشی بدست آورد.

۵-۶- کرنش حجمی

می‌توان ثابت کرد که کرنش حجمی از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$e = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$$

معادله ۸۱

۵-۷- تئوری الاستیسیته

حل تمامی مسائل مربوط به مکانیک جامدات باید دو شرایط تعادل استاتیکی و سازگاری کرنشی را ارضا نماید. سازگاری کرنشی درجه استقلال برای پایداری ساختار پیوسته ماده را تعیین می کند. معمولاً در تعریف پایه تنش و کرنش از بررسی نیروها و جابجایی ها استفاده شده و توجهی به خصوصیات مکانیکی ماده نمی شود. رفتارهای مشخصه ماده، ارتباط بین تنش و کرنش ایجاد شده توسط نیروها را در آن مشخص می کند. تاکنون مدل های ایده آل زیادی برای توصیف رفتارهای وابسته به زمان و مستقل از زمان برخی مواد مهندسی ارائه گردیده است. این مدل ها رفتار ماده را در وضعیت های الاستیک، پلاستیک، چسبنده (ویسکوز) و خزش و ترکیبی از آنها بیان می دارد. در هر یک از این مدل ها، تنش و کرنش و مفاهیم وابسته ای چون آهنگ یا نرخ تنش و کرنش توسط معادلات مشخصه بیان می گردد. الاستیسیته، رایج ترین رفتار مواد مهندسی از جمله سنگ ها را پیش بینی می نماید که پایه مفیدی برای توصیف رفتارهای پیچیده تر را ایجاد می کند. در معادلات مشخصه، معمولاً تانسورهای تنش و کرنش را بصورت ماتریس های ستونی شش درایه ای بیان می کنند:

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{bmatrix} \quad [\varepsilon] = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix}$$

معادله ۸۲

کلی ترین بیان از رفتار الاستیک خطی، تعمیمی از قانون هوک بوده که در آن هر مولفه از کرنش، تابعی از تمام مولفه های تنش می باشد.

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} s_{11} & s_{12} & s_{13} & s_{14} & s_{15} & s_{16} \\ s_{21} & s_{22} & s_{23} & s_{24} & s_{25} & s_{26} \\ s_{31} & s_{32} & s_{33} & s_{34} & s_{35} & s_{36} \\ s_{41} & s_{42} & s_{43} & s_{44} & s_{45} & s_{46} \\ s_{51} & s_{52} & s_{53} & s_{54} & s_{55} & s_{56} \\ s_{61} & s_{62} & s_{63} & s_{64} & s_{65} & s_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{bmatrix}$$

معادله ۸۳

و یا

$$[\varepsilon] = [s][\sigma]$$

معادله ۸۴

هر یک از درایه های ماتریس s مدول الاستیسیته نامیده می شوند. ماتریس s نیز همچون تانسورهای تنش و کرنش متقارن بوده و در نتیجه دارای ۲۱ ثابت مستقل می باشد. در برخی از موارد استفاده از معکوس رابطه مذکور مفیدتر می باشد:

$$[\sigma] = [D][\varepsilon]$$

معادله ۸۵

ماتریس [D]، ماتریس الاستیسیته و یا ماتریس سختی الاستیک نامیده می شود. در حالت کلی ناهمسانگردی الاستیک، ماتریس سختی نیز دارای ۲۱ ثابت مستقل می باشد. در یک فرض الاستیک خطی، تعداد مجهولات به ۲ (یعنی E و ν) کاهش می یابد.

در معادلات قبل، رابطه ای تنگاتنگ بین تمام مولفه های کرنش وجود دارد. وجود محورهای متقارن الاستیک در جسم، برخی از این ارتباط ها را قطع کرده و تعداد ثابت های مستقل لازم برای توصیف رفتار ماده را کاهش می دهد. در مورد حالات همسانگردی الاستیک، هر محور دلخواه یک محور تقارن الاستیکی می باشد. معادلات بالا، به معادلات نسبتاً ساده زیر که برای مواد همسانگرد الاستیک بکار می روند تبدیل می گردند.

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{bmatrix} \quad \text{معادله 86}$$

شکل عامل تر قانون هوک برای مواد الاستیک همسانگرد به شکل زیر نمایش داده می شوند:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{E} [\sigma_{xx} - \nu(\sigma_{yy} + \sigma_{zz})]$$

$$\gamma_{xy} = \frac{1}{G} \tau_{xy}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

معادله ۸۷

ثابت های E و ν و G بترتیب مدول یانگ (مدول الاستیسیته)، نسبت پواسون و مدول صلبیت (مدول برشی) نامیده می شوند. الاستیسیته همسانگرد، قضیه ایست که در آن تنها با مشخص شدن دو ثابت تمام خصوصیات مکانیکی جسم تعیین می گردد.

معکوس معادلات اخیر بصورت زیر ارائه می گردد:

معادلات بالا به معادلات لامه معروف بوده و بصورت زیر هستند:

$$\sigma_{xx} = \lambda \Delta + 2G \varepsilon_{xx}$$

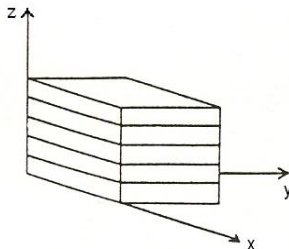
$$\tau_{xy} = G \gamma_{xy}$$

که در آنها λ ثابت لامه و Δ کرنش حجمی (تغییر حجم واحد حجم) می باشند:

$$\Delta = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz}$$

$$\lambda = \frac{E \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$$

رفتار دیگری که تا حدودی پیچیده تر از رفتار همسانگرد الاستیک می باشد رفتار الاستیک با همسانگردی عرضی است. موادی که دارای همسانگردی صفحه ای هستند، همچون مواد لایه ای مصنوعی و سنگ های لایه ای همچون شیل، چنین رفتاری را از خود نشان می دهند. در مورد اخیر تمام خطوطی که در صفحه لایه بندی وجود دارند، می توانند محورهای تقارن الاستیکی بوده و محور دیگر بصورت عمود بر این صفحه قرار خواهد گرفت. همچنین ناهمسانگردی صفحه ای ممکن است در نتیجه موازی قرار گرفتن کانی های صفحه ای همچون میکا، تالک، کلریت، سرپانتین و گرافیت و یا کانیهای سوزنی همچون آمفیبل ها و با یک دسته درزه منظم ایجاد گردد. در شکل زیر نمونه ای از یک سنگ لایه ای با صفحه همسانگرد XY نمایش داده شده است.



شکل ۴۰. جسمی با همسانگردی عرضی که صفحه همسانگردی آن XY است.

معادلات الاستیک برای چنین ماده ای بصورت زیر است:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} = \frac{1}{E_1} \begin{bmatrix} 1 & -\nu_1 & -\nu_2 & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_1 & 1 & -\nu_2 & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_2 & -\nu_2 & \frac{E_1}{E_2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu_1) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{E_1}{G_2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{E_1}{G_2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{bmatrix}$$

معادله ۹۱

همانطور که از معادلات به نظر می رسد، پنج ثابت الاستیکی مستقل برای مشخص کردن رفتار چنین موادی وجود دارد. E_1 و ν_1 مشخص کننده خصوصیات در صفحه همسانگردی و E_2 و ν_2 و G_2 مشخص کننده خواص در صفحه عمود بر صفحه همسانگردی همچون صفحه xy می باشند. در صورتی که معکوس روابط اخیر مورد نظر باشد از ماتریس الاستیک که بصورت زیر آمده است استفاده می کنیم:

$$[D] = \begin{bmatrix} n(1-\nu_2^2) & n(\nu_1+\nu_2^2) & \nu_2(1+\nu_1) & 0 & 0 & 0 \\ n(\nu_1+\nu_2^2) & n(1-\nu_2^2) & \nu_2(1+\nu_1) & 0 & 0 & 0 \\ \nu_2(1+\nu_1) & \nu_2(1+\nu_1) & (1-\nu_1^2) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.5 \times n \times (1-\nu_1-2\nu_2^2) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m(1+\nu_1) \times (1-\nu_1-2\nu_2^2) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m(1+\nu_1) \times (1-\nu_1-2\nu_2^2) \end{bmatrix}$$

معادله ۹۲

که در آن

$$n = \frac{E_1}{E_2}$$

$$m = \frac{G_1}{E_2}$$

هر چند ممکن است انتظار داشته باشیم که مقادیر m و n و ν_1 و ν_2 مستقل از یکدیگر باشند، اما تأمین شرط پایداری جسم چنین انتظاری را رد کرده و دامنه محدودی برای تغییر این پارامترها مشخص می کند. حالت ناهمسانگردی «اورتوتروپیک»، زمانی روی می دهد که سه محور تقارن الاستیک عمود بر هم در سنگ یافت شوند. این شرایط در مورد وجود سه دسته درزه عمود بر هم صادق است. در صورتی که x و y و z موازی محور های تقارن الاستیک قرار گیرند، قانون هوک ایجاب می کند که :

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_x} & -\frac{\nu_{yx}}{E_z} & -\frac{\nu_{zx}}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{yx}}{E_y} & \frac{1}{E_y} & -\frac{\nu_{zy}}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{zx}}{E_z} & -\frac{\nu_{zy}}{E_z} & \frac{1}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{xy}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{yz}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{zx}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{bmatrix}$$

معادله ۹۳

که در آن نسبت پواسون ν_{ij} تعیین کننده کرنش نرمال در جهت y ، در اثر اعمال تنش نرمال در جهت i می باشد. قانون زیر در مورد سنگ های با همسانگردی عرضی و سنگ های اورتوتروپیک صادق است:

$$\frac{\nu_{ij}}{E_i} = \frac{\nu_{ji}}{E_j}$$

۵-۸-۱- خصوصیات مکانیکی سنگ بکر

در بعضی از پروژه های مهندسی بسته به نسبت ابعاد پروژه یا فاصله ناپیوستگیها در توده سنگ، عامل تعیین کننده در رفتار مکانیکی سنگها خصوصیات سنگ بکر یا ماده سنگ می باشد. در حالیکه در بعضی دیگر خصوصیات مکانیکی توده سنگ (Rock Mass) با ناپیوستگی های زمین شناسی موجود در آن نقش تعیین کننده را دارا می باشد و باید مورد توجه قرار گیرد.

در این ارتباط ابتدا به خصوصیات مکانیکی سنگ بکر که شامل خصوصیات ارتجاعی و مقاومت آن، منحنی تنش و کرنش، انواع شکستها می پردازیم و سپس عوامل موثر در رفتار مکانیکی سنگها بحث خواهد شد. یکی از بهترین روشهای بررسی رفتار سنگها استفاده از منحنی تنش - کرنش می باشد. اساس کار در این روش بدین صورت می باشد که نمونه ای استوانه ای از سنگ مذکور را تحت بار قرار داده و بار به مرور افزایش می یابد تا شکست حاصل شود. سپس با تبدیل بار به تنش و تغییر شکل به کرنش دیاگرام تنش - کرنش نمونه رسم می گردد.

۵-۸-۱- مفهوم شکست

شکست (Failure) پروسه ای است که جسم طی آن تغییر رفتار دهد. برای مثال اگر رفتار جسمی از حالت الاستیک به پلاستیک تبدیل شود نوعی شکست رخ داده است.

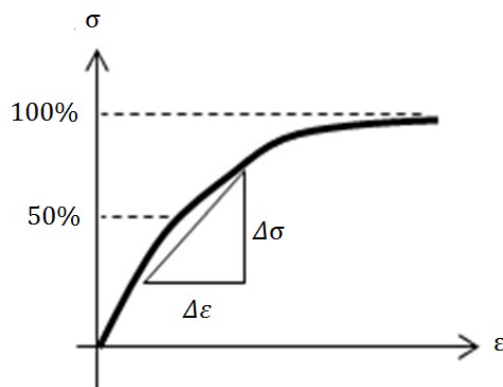
انواع مختلف شکست عبارتند از:

۱. تسلیم (Yield): معمولاً برای تعریف گذر از حالت الاستیک به شکل پذیر مورد استفاده قرار می‌گیرد.
۲. ترکیدن (Fracture): پروسه‌ای است که طی آن در ماده صفحات و یا سطوح جدیدی به صورت شکاف یا ترک تشکیل می‌شود و یا سطوح ترک‌های موجود افزایش می‌یابد.
۳. گسیختگی (Rupture): نوعی شکست است که طی آن سنگ به دو یا چند قسمت مجزا تقسیم می‌شود.
۴. مقاومت یا شکست مقاومت (Strength Failure): پروسه‌ای است که طی آن ظرفیت تحمل بار سنگ و یا نمونه از یک حالت افزایش تدریجی به کاهش تدریجی تغییر می‌یابد.

۵-۸-۲- انواع مدول الاستیسیته

۱- مدول الاستیسیته مماسی (Tangent Modulus):

اگر در هر نقطه از منحنی تنش- کرنش مماسی بر منحنی رسم کرده و شیب مماس مذکور را محاسبه کنیم، این شیب به عنوان مدول الاستیسیته مماسی تعریف می‌شود. لذا در حالت $\sigma=f(\varepsilon)$ برای اینکه تعداد E ها بی نهایت زیاد است، جهت ایجاد مقایسه مماس بر منحنی در ۵۰٪ مقاومت نهایی سنگ ترسیم شده و شیب آن محاسبه می‌شود و با $E_{t(50)}$ نشان داده می‌شود.



شکل ۴۱ محاسبه مدول الاستیسیته

$$\sigma_{t(50)} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon}$$

معادله ۹۴

۲- مدول الاستیسیته متقاطع (Secant Modulus):

چنانچه از مبدا مختصات پاره خطی به هر یک از نقاط منحنی تنش- کرنش وصل گردد، شیب پاره خط حاصل به عنوان مدول متقاطع تعریف می‌گردد و برای ایجاد مقایسه معمولاً در ۵۰٪ مقاومت نهایی نقطه‌ای را تعیین کرده و از مبدا به آن وصل می‌کنیم.

$$\sigma_{s(50)} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon}$$

۳- مدول الاستیسیته اولیه (Initial Modulus):

اگر در مبدا مختصات خطی بر منحنی تنش- کرنش مماس شود، شیب این خط به عنوان مدول اولیه تعریف می شود.

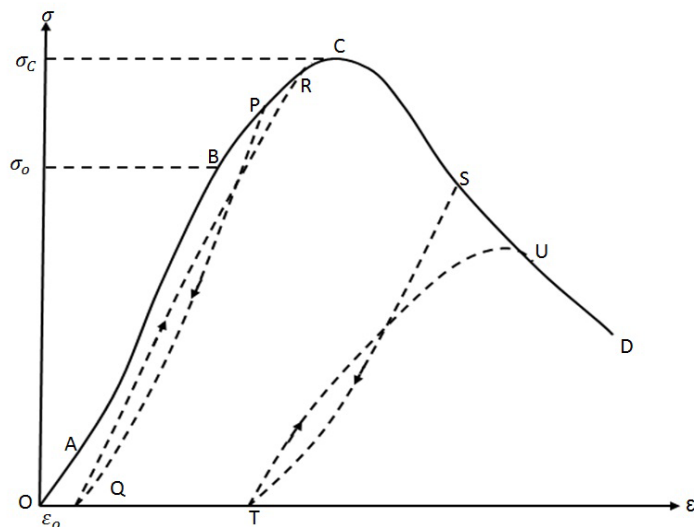
$$\sigma_i = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

۴- مدول الاستیسیته متوسط (Average Modulus):

شیب قسمت مستقیم الخط منحنی به عنوان مدول متوسط تعریف می شود. چنانچه در جایی نوع مدول ذکر نشده باشد می توان آنرا مدول الاستیسیته مماسی فرض کرد.

۵-۸-۳- منحنی کامل تنش- کرنش سنگ

یکی از بهترین روشهای مطالعه رفتار سنگها استفاده از منحنی تنش و کرنش سنگ است. اساس کار در این روش بدین صورت است که نمونه ای استوانه ای شکل از سنگ را انتخاب و تحت تاثیر بار محوری قرار می دهیم. تحت بار وارده طول نمونه کمتر شده و در عوض قطر آن افزایش می یابد. یعنی اعمال تنش σ_1 موجب کوتاه شدگی سنگ در امتداد تنش و بروز کرنش ε_1 در جهت تنش وارده و در همان حال موجب بروز کرنش های ε_2 و ε_3 در جهت عمود بر تنش می شود. اگر بارگذاری به مرور تا لحظه شکست ادامه یابد با تبدیل بار یا نیرو به تنش و تبدیل تغییرشکل به کرنش می توان منحنی تنش- کرنش سنگ را در محورهای σ و τ بدست آورد. از آنجاییکه با دستگاههای معمولی نمی توان رفتار نمونه سنگی بعد از شکست را مطالعه نمود این عمل با ماشینهای صلب Stiff Testing Machine انجام می شود و بدین وسیله امکان مطالعه رفتار بعد از شکست سنگ Post Failure Behavior حاصل می شود. در دستگاههای معمولی به علت ناپایداری سیستم دستگاه و نمونه، شکستگی شکننده نمونه بطور خود بخود در نقطه ای بسیار نزدیک به نقطه C اتفاق افتاده و لذا در چنین مواردی شکست و شکنندگی سنگ مترادف می شود. لازم بذکر است که رفتار سنگها تحت تاثیر سیستم های دیگر تنش همانند کشش مشابه رفتار آنها در تراکم تک محوری است.



شکل ۴۲ منحنی کامل تنش - کرنش

۱- در فاصله OA از این منحنی منافذ کوچکی که در سنگ وجود دارند و با چشم دیده نمی شوند بسته می شوند.

۲- در قسمت AB رفتار سنگ را می توان الاستیک فرض کرد، یعنی اگر در فاصله OB باربرداری انجام شود تنش یا تغییر شکل دائمی در سنگ وجود ندارد.

۳- نقطه B را بعنوان نقطه تسلیم (Yield Point) سنگ و تنش وارد بر سنگ در این نقطه را تنش تسلیم تعبیر می کنیم. در نقطه B در واقع سنگ به ۸۰٪ مقاومت نهایی خود رسیده است. بعد از نقطه B شیب منحنی کم کم کاهش یافته تا در نقطه C به صفر می رسد. نقطه C که نقطه ماکزیمم نمودار است را نقطه مقاومت تعبیر کرده و تنش مربوط به این نقطه را مقاومت فشاری تک محوره سنگ گویند.

چنانچه در نقطه ای بین نقاط B و C باربرداری انجام شود (مثلا نقطه P) منحنی باربرداری بصورت PQ خواهد بود و این بدان مفهوم است که در سنگ به اندازه OQ تغییر شکل ماندگار ایجاد شده است یعنی شکستی در سنگ اتفاق افتاده است و رفتار موجود شکل پذیر یا پلاستیک تعبیر میشود. حال چنانچه بارگذاری در همین نقطه باز هم انجام شود مسیر برگشت منحنی QR در شکل است و این بیانگر این اصل مهم است که با وجود تغییر شکل در مرحله BC کاهش مقاومت در نمونه ایجاد نشده است. از نقطه O تا نقطه C شیب نمودار مثبت است یعنی اینکه مقاومت سنگ بتدریج زیاد و زیادتر می شود.

قسمت افتان منحنی از C تا D را مقاومت باقیمانده (Residual Strength) گویند. با باربرداری و بارگذاری مجدد در ناحیه CD متوجه این امر می شویم که در این ناحیه تغییر شکل باعث کاهش مقاومت سنگ شده است. زیرا منحنی برگشت (بارگذاری مجدد) منحنی تنش - کرنش را در نقطه U (پایین تر از S) قطع می کند. منحنی های بارگذاری و برداشت بار پس از چند بار انجام این اعمال تقریبا به حالت موازی در خواهند آمد زیرا به تدریج شکافهای موجود در سنگ پر شده اند.

قسمت چهارم منحنی (CD) که دارای شیب منفی است مشخص کننده رفتار شکننده سنگ میباشد که به علت ناپایداری سیستم نمونه و دستگاه آزمایش معمولی که شکست تند نمونه را در نقطه ای نزدیک به C موجب می

شود مجهول و ناشناخته باقی میماند. در یک دور برداشت بار و بارگذاری مجدد در قسمت شکل پذیر مثل PQR تنشهای بالاتری حاصل شده حال آنکه در قسمت CD مثل STU صرفاً به تنش های پایین تر می رسیم. در نقطه حداکثر تنش در منحنی تنش- کرنش که C نام دارد انتقال از قسمت شکل پذیر به شکننده اتفاق می افتد و به عنوان مقاومت فشاری تک محوری تعریف و با C_0 نشان داده می شود. در نزدیک نقطه شکست سنگ دارای افزایش حجمی می شود که آنرا اتساع گویند و اگر کرنش حجمی را با $\Delta V/V_0$ نشان دهیم در لحظات نزدیک به شکست حجم نمونه در اثر فشار افزایش می یابد. یعنی:

$$\varepsilon_1 < |\varepsilon_2 + \varepsilon_3|$$

معادله ۹۵

پدیده اتساع در نتیجه تشکیل و توسعه ترکهای میکروسکوپی در نمونه های سنگ که محور طولی آنها به موازات جهت تنش اصلی حداکثر می باشد بوجود می آید.

حال با توجه به بحث های انجام شده می توان تعاریف زیر را انجام داد:

حالت شکل پذیری (Ductile): به ماده ای اطلاق می شود که تحت شرایطی بتواند دگر شکلی پایدار را بدون از دست دادن قدرت تحمل بار (ظرفیت تحمل بار) متحمل شود که این شرایط منطبق بر منطقه BC منحنی کامل تنش-کرنش می باشد.

حالت شکننده (Brittle): به ماده ای اطلاق می شود که تحت شرایطی قابلیت تاب آوری آن در زیر بار با افزایش دگر شکلی کاهش می یابد.

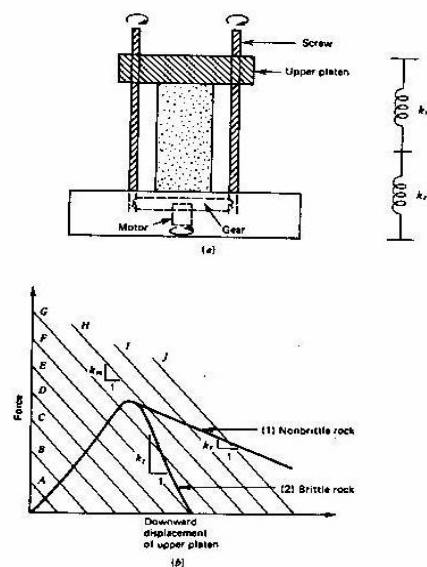
Stable Crack- (ترک پایدار): ترکهای است که در منحنی تنش-کرنش وقتی سنگ به ۵۰٪ مقاومت نهایی خود برسد در سنگ ایجاد می شود. ضمناً با قطع افزایش اعمال تنش بر نمونه گسترش این ترک ها نیز قطع خواهد شد. در صورتیکه با توقف افزایش تنش گسترش ترک ادامه باشد آنرا Unstable Crack گویند.

جریان عمل شکست جریان پیوسته ای است که به طور مستمر و پیش روند در سرتاسر قسمت شکننده CD بوقوع پیوسته و موجب تخریب یکنواخت سنگ میگردد. بدین ترتیب شکست در نقطه حداکثر منحنی یعنی C شروع شده و معیار های شکست سعی در پیش بینی شکست در شرایط کلی تر را دارند. در آزمایش واقعی (با دستگاههای معمولی) شکست ناگهانی سنگ اغلب در نقطه ای از منحنی CD با از دست دادن کامل نیروی چسبندگی در امتداد یک صفحه بوقوع می پیوندد که این پدیده به عنوان شکستگی شکننده (Brittle Fracture) تعریف می شود.

یک عامل موثر بر مقاومت مکانیکی سنگ در بارگذاری ماشین مورد آزمایش است. در ارتباط با ماشین های آزمایش ضریبی به نام ضریب صلیب تعریف می شود. ضریب صلیب که با k نشان داده میشود به صورت زیر تعریف می گردد. در ماشین صلب تمرکز و ذخیره انرژی در سیستم نداریم و می توان رفتار بعد از شکست را نیز بررسی کرد.

$$Stiffness = K = \frac{Load(P)}{Deformation(\Delta l)}$$

معادله ۹۶



شکل ۴۳ تعریف صلیبیت

تاثیر فشار آب منافذ سنگ بر روی مقاومت آن برای اولین بار آقای ترازاقی اصطلاحی بنام تنش موثر (Effective Stress) را تعریف کرد که مفهوم این اصطلاح به صورت زیر است. وقتی که منافذ سنگ ها توسط آب پر شود و فشار آبی که این منافذ را پر میکند برابر P_w باشند این مقدار فشار از فشار های قائم یعنی σ_1 و σ_3 به اندازه P_w خواهند کاست این کاهش در همه تنش های قائم صورت خواهند گرفت. قانون تنش موثر ترازقی به صورت زیر میباشد:

معادله ۹۷

که در آن σ : تنش قائم، σ' : تنش موثر و P_w : فشار آب منفذی است. چنانچه رابطه فوق را بر اساس $\sigma'_1 - \sigma'_3$ یعنی تفاضل تنش های اصلی بیان کنیم داریم:

برای یک سنگ خشک، با فرض اینکه $\sigma_1 = \sigma'_1$ و $\sigma_3 = \sigma'_3$ باشد معیار کولمب بر اساس تنشهای موثر به صورت زیر خواهد بود.

چنانچه σ'_3 را از طرفین رابطه قبل کم کنیم داریم:

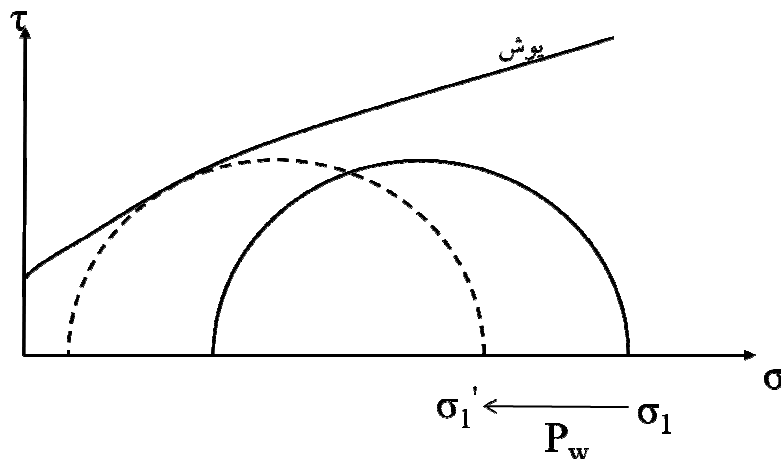
ضمناً دیدیم که $\sigma'_1 - \sigma'_3 = \sigma_1 - \sigma_3$ است پس داریم:

و اگر بجای σ'_3 مقدار مساوی آنرا قرار دهیم داریم:

حال فرض میکنیم که σ_3 و σ_1 ثابت باشند و فشار آب منافذ چنانچه برابر مقدار زیر باشد سنگ تحت تاثیر فشار منافذ خواهد شکست:

$$P_w = \sigma_3 - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) - \sigma_c}{q-1} \quad \text{معادله ۹۸}$$

تاثیر فشار منافذ بر مقاومت سنگ با بررسی دایره موهر واضح است. با تاثیر P_w بر هر یک از تنشهای σ_1 و σ_3 و کم شدن این مقدار از هر دو تنش دایره موهر بدون تغییر شعاع به اندازه P_w به سمت چپ حرکت کرده و بر پوش موهر مماس میگردد.



شکل ۴۴ تاثیر فشار آب منفذی بر مقاومت

۶- طبقه بندی مهندسی سنگ

بعلت پیچیدگی عوامل موثر در پایداری یک سازه زیرزمینی، عموماً امکان این نیست که راه حل کاملی به روش تحلیلی بدست آید. در چنین مواردی بهتر است از تجارب مشابه استفاده نمود. از آنجائیکه هیچگاه نمی توان در طبیعت دو طرح کاملاً مشابه پیدا نمود، برای انتقال تجربه از پروژه های به پروژه دیگر احتیاج به ابداع زبانی مشترک است. این زبان مشترک برای تبادل تجارب، همان روش های تقسیم بندی مهندسی سنگ است.

در این روش ها سعی می شود تا به عواملی که در پایداری یک سازه نقش دارند، ارزش عددی داده شود و از روی این اعداد به عددی کلی رسید که بیانگر وضعیت پایداری سازه مورد نظر باشد. در استفاده از روش های تقسیم بندی مهندسی سنگ باید به این مهم توجه داشت که از هر روش فقط در حوزه های که این روش ها معتبرند استفاده نمود. مثلاً روش RMR در سنگ های کم عمق با کنترل ساختاری معتبر است. حال آنکه روش Q برای سنگ های عمیق تر و با مسائل تنش مطابقت بهتری دارد.

اهداف رده بندی به طور کلی عبارتند از:

- تقسیم نمودن توده سنگ به قسمت های با رفتار مشابه
- فراهم نمودن مبنایی جهت درک ویژگی های قسمت های مختلف

- تهیه اطلاعات کمی برای طراحی مهندسی
 - فراهم نمودن مبنایی کلی جهت برقراری ارتباط بین داده‌ها
- برای اینکه یک رده‌بندی بتواند اهداف فوق را برآورده کند، باید دارای خواص زیر باشد:
۱. ساده بوده و براحتی بخاطر سپرده شود و قابل درک باشد.
 ۲. هر اصطلاح آن واضح و روشن باشد و اصطلاحات مورد استفاده بایستی بطور وسیعی توسط مهندسين و زمین شناسان مورد قبول واقع شود.
 ۳. غالب خصوصیات مهم و پرمعنی توده سنگ را شامل شود.
 ۴. متکی بر پارامترهای قابل اندازه‌گیری در محل و توسعه آزمایشات سریع و ارزان باشد.
 ۵. مبنای دسته‌بندی سیستم به نحوی باشد که اهمیت نسبی پارامترهای طبقه بندی در آن منعکس شود.

لیتولوژی: عبارت است از کانی شناسی، بافت (فابریک) به همراه نام سنگ یا جمله ای توصیفی از یک سیستم رده بندی، مثلاً "سنگ آهک دانه دانه، شیل قیری، گرانیت شیبست کلریت و میکای سیاه دار و ... که این نام ها و رده بندی ها کلاً زمین شناسی بوده و دست اندرکاران مکانیک سنگ غالباً این رده بندی ها را کافی نمی دانند. زیرا سنگ های با لیتولوژی یکسان ممکن است، حدود تغییرات وسیعی از خصوصیات مکانیکی سنگ را دارا باشند. از این رو پیشنهاد شده است که حتی چنین نام هایی بدست فراموشی سپرده شوند و سیستم رده بندی نوینی صرفاً بر اساس خصوصیات مکانیکی سنگ ارائه شود. پذیرفتن چنین پیشنهادی بنا به علل زیر معقول نبوده و بنابراین محفوظ نگاه داشتن عناوین لیتولوژی سنگ لازم می باشد.

اولاً: برای هر نوع از سنگ حداقل، حدود تغییرات مشخصی از مقادیر خصوصیات مکانیکی وجود دارد که مقدار خصوصیات مکانیکی مورد نظر الزاماً در همان حدود قرار خواهد گرفت. هر چند برای بعضی از خصوصیات مکانیکی و انواع مختلف سنگ ها حدود تغییرات مذکور ممکن است وسیع باشد، در حالی که برای برخی دیگر امکان دارد چندان قابل ملاحظه نباشد. برای مثال حدود تغییرات مقاومت فشاری یک محوری سنگ آهک، ممکن است از $2465-351 \text{ kg/cm}^2$ متغیر باشد. ولی برای سنگ نمک فقط ممکن است $210-35 \text{ kg/cm}^2$ باشد. یا به عنوان مثالی دیگر سختی کوارتزیت بالا و ثابت بوده، در حالیکه سختی ماسه سنگ بسته به نوع سیمان شدگی از کم تا زیاد متغیر می باشد.

ثانیاً: دلیل دیگر برای استفاده از نام لیتولوژی، رابطه ای است که بین بافت و ناهمسانی ساختمانی در سنگ های با منشا معین وجود دارد.

مثلاً اغلب سنگ های آذرین دارای بافت متراکم و به هم پیوسته، با فقط جزئی تفاوت در خصوصیات مکانیکی در جهات مختلف می باشند (ایزوتروپیک). البته به استثنای ساختهای جریانیه و مواد نفوذی نزدیک سطحی و بعضی مواد نفوذی عمیق نظیر گرانیتهای گنایسی که بیانگر ساختمان جریانی در پیرامون توده نفوذی می باشد. سنگ های رسوبی نظیر شیل، ماسه سنگ و بعضی از سنگ آهک ها دارای لایه بندی بوده و از آن رو ناهمسانی قابل ملاحظه ای را در خصوصیات مکانیکی نشان می دهند (آنیزوتروپیک).

سایر سنگ های رسوبی نظیر سنگ نمک و سنگ گچ (ژیپس) و بیشتر سنگ آهک ها و دولومیت ها به علت تبلور دوباره داری بافت به هم پیوسته گردیده و فقط نشان دهنده جزئی نا همسانی ساختمانی می باشند. سنگ های دگرگونی بیشتر از سایر سنگ ها از پدیده نا همسانی متأثر می باشند، شیبست های کلریت تالک و میکا دار دارای سطوح تورق کاملاً مشخصی بوده و از کانی های ورقه ای شکل که موجب بروز تفاوت زیاد در مقاومت و تراکم پذیری سنگ، در جهات مختلف می گردند، تشکیل شده اند. گنایس هم البته در حدی کمتر، مقداری نا همسانی از خود بروز می دهد.

لوح سنگ نیز به جهت دارا بودن رخ مشخص ورقه ورقه ای یا اسلیتی به مقدار زیادی نا همسان می باشد. سایر سنگ های دگرگونی مثل مرمر و کوارتزیت به علت تبلور دوباره و یافتن بافت به هم پیوسته، نسبتاً همگن یا هموزن می باشند.

ثالثاً: دلیل دیگر برای حفظ نام زمین شناسی، ارتباطی است که می توان بین انواع معینی از سنگ و سایر وجوه زمین شناسی محل برقرار ساخت. مثلاً وجود سنگ آهک، ژیپس یا، سنگ نمک در محل موجب می گردد تا پژوهشگر انتظار برخورد با اشکال انحلالی نظیر غارها و سینک هول ها و شکاف های باز انحلالی را داشته باشد و در صورت عدم وجود چشمه یا رودخانه در محل های دارای این نوع سنگ ها و وجود سفره های سیار آب زیرزمینی به ادامه این اشکال انحلالی به اعماق زمین پی می بریم. همچنین وجود گدازه های بازالتی می تواند دلیل بر تشکیل درزه های ستونی و بروز مشکلات مهندسی ناشی از آن ها گردد.

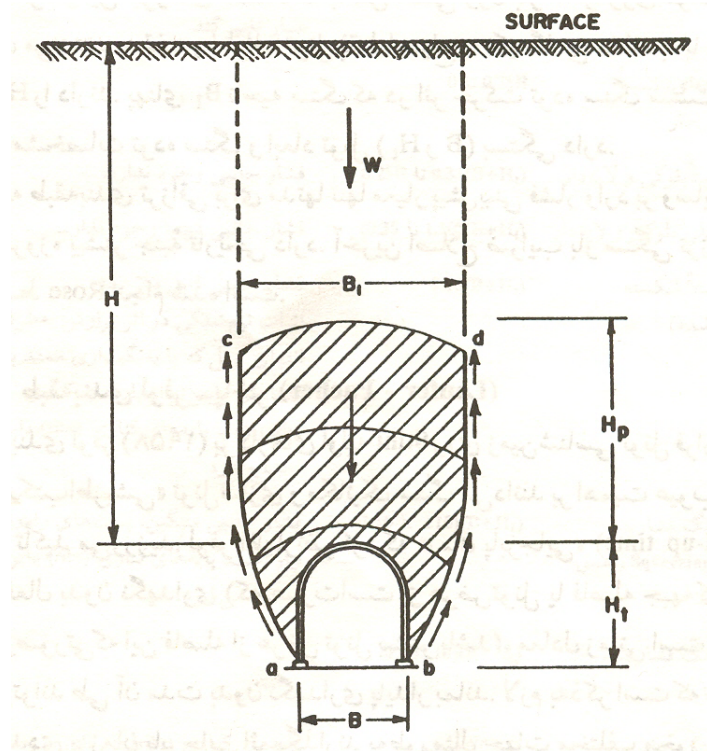
انواع روش های طبقه بندی توده سنگ

از میان سیستم های موجود در طبقه بندی توده سنگ، شش روش از توجه بیشتری برخوردار بوده و بیشتر مورد استفاده قرار گرفته اند:

۱. طبقه بندی سنگ ترزاقی
۲. طبقه بندی لوفر-پاخر
۳. شاخص کیفیت سنگ (RQD) Deer
۴. مفهوم RSR (امتیاز ساختاری سنگ)
۵. طبقه بندی ژئومکانیکی سنگ (RMR)
۶. سیستم Q

۶-۱- روش ترزاقی (۱۹۴۶)

هدف اصلی از ارائه این روش تخمین بار وارده بر قاب های فولادی در تونل ها بر اساس نوع توده سنگ بوده است. در این روش برای زمین های مختلف، مقدار بار زمین بر اساس ابعاد تونل بشرح جدول زیر ارائه می شود. بار سنگ H_p بر حسب فوت بر طاق حائل تونل با عرض B (بر حسب فوت) و ارتفاع H_t بر حسب فوت در عمق بیشتر از $(B+H_t) 1.5$ وارد می شود.



شکل ۴۵. بار وارده به قاب‌های فولادی در تونل‌ها

جدول ۵

ملاحظات	بار سنگ H_p بر حسب فوت	شرایط سنگ
صرفاً آستر سبک در صورت سقوط سنگ ریزه و ترکیدن سنگ موردنیاز است	0	۱- سنگ بکر و سخت
آستر سبک عمدتاً برای حفاظت از سقوط سنگ ریزه	0-0.5B	۲- سنگ سخت لایه‌ای یا متورق شیبی
بار ممکن است بطور نامنظم از نقطه‌ای به نقطه‌ای دیگر تغییر کند.	0-0.25B	۳- سنگ توپر نسبتاً درزه‌دار
فشار جانبی وجود ندارد	(0.25-0.35)(B+H _t)	۴- سنگ نسبتاً بلوکی شده و رگه دار
فشار جانبی کم بوده یا وجود ندارد	(0.25-1.1)(B+H _t)	۵- سنگ خیلی بلوکی شده و رگه دار
فشار جانبی قابل ملاحظه است، اثرات نرم‌کنندگی تراوش آب بطرف پائین تونل ایجاد می‌کند که بطور مداوم میله‌های فوسی شکل فولادی حفاظت و نگهداری شوند.	1.1 (B+H _t)	۶- سنگ کاملاً خرد شده لیکن از نظر شیمیایی بکر و سالم

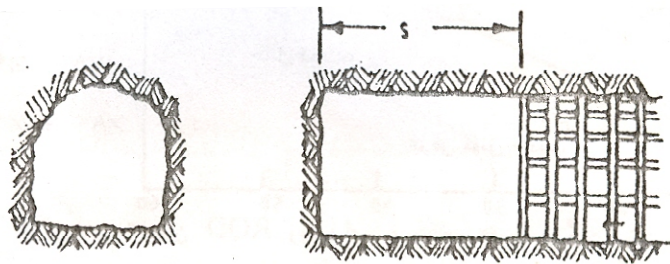
فشار جانبی شدید، میله‌های با قوس معکوس مورد نیاز است. حلقه‌های کامل دایره‌ای (ribs) توصیه می‌شود.	$(1.1-2.1)(B+H_t)$	۷- سنگ لهیده عمق متوسط
	$(2.1-4.5)(B+H_t)$	۸- سنگ لهیده عمق زیاد
حلقه‌های کامل دایره‌ای مورد نیاز است. در موارد شدید و سخت حائل تسلیم شونده استفاده شود.	تا ۲۵۰ فوت، بدون توجه به مقدار $B+H_t$	۹- سنگ تورمی

تعاریف:

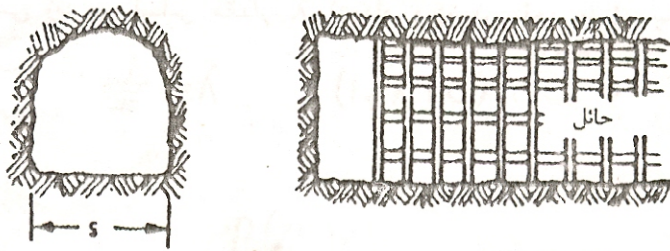
- سنگ بکر: سنگی بدون درزه که معمولاً ریزشی از خود نشان نمی‌دهد. تنها تحت شریط بسیار بالای تنش ممکن است پدیده ترکیدن خود بخود سنگ (Rock Burst) رخ دهد.
- سنگ لایه‌ای: مرکب از طبقات جدا از هم که چون عموماً با درزه‌های دیگر نیز قطع می‌شود پدیده ریزش در چنین ساختارهایی متداول است.
- سنگ نسبتاً درزه‌دار: تعدادی درزه دارند ولی بعلت در هم قفل شدگی، دیواره تونل احتیاج به حائل ندارد.
- سنگ بلوکی و رگه دار: تعداد بیشتری درزه و شکاف دارد و قطعات بخوبی حالت قبل درهم قفل شدگی ندارند و لذا دیواره و سقف تونل احتیاج به نگهداری دارد.
- سنگ خرد شده: بسیار ناپایدار است علی‌الخصوص زمانیکه زیر سطح ایستابی قرار داشته باشد.
- سنگ لهیده: بدون افزایش حجم محسوس، به آرامی خزش کرده و به داخل تونل حرکت می‌کند.
- سنگ تورمی: بعلت انبساط و افزایش حجم به داخل تونل حرکت می‌کند. عموماً این سنگ‌ها حاوی مقادیر زیادی کانی‌های متورم شونده می‌باشند.

۶-۲- روش لوفر در تعیین زمانی ایستائی

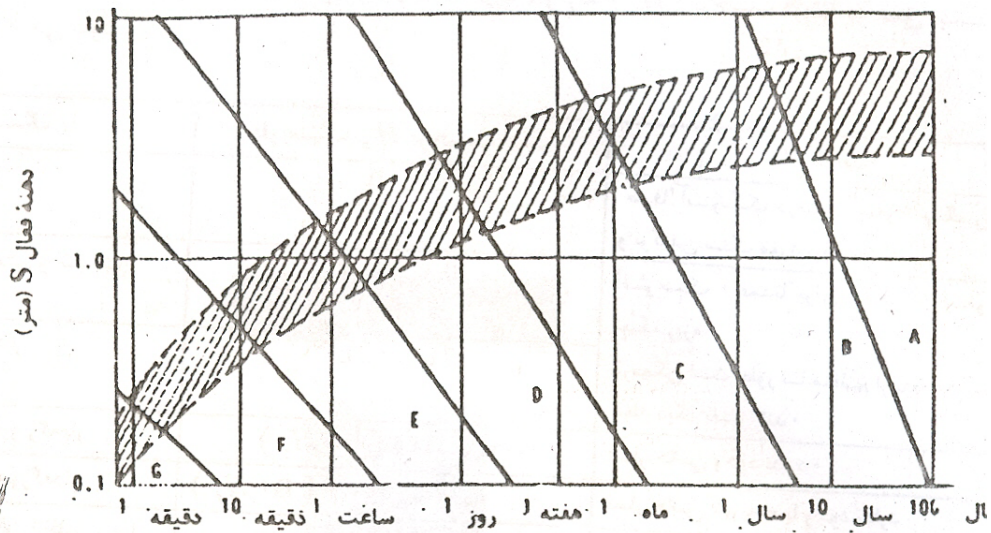
مفهوم دهانه فعال (Active Span) اولین بار توسط لوفر (Laufer) بیان شد. این کار در تکمیل روش ترزاقی و برای وارد کردن پارامتر "زمان خود ایستائی" (Stand-up time) در محاسبات بود. مطابق شکل، دهانه فعال حداکثر مقدار از بین دو پارامتر عرض تونل و فاصله بین آخرین ردیف و وسایل نگهداری تا سینه کار پیشروی تونل می‌باشد. کلاس‌های مختلف در شکل زیر متناظر با کلاس‌های سنگ در روش ترزاقی است. با کمک این منحنی می‌توان حداکثر زمانی را که یک تونل می‌تواند بدون وسایل نگهداری پایدار باقی بماند تعیین کرد.



الف - حائل بفاصله زیاد از سینه کار قرار دارد



ب - حائل بفاصله کم و نزدیک به سینه کار قرار دارد



زمان خود پایداری

شکل ۴۶. زمان خود ایستایی بر اساس دهانه فعال

۳-۶- شاخص کیفیت سنگ دیر

آقای دیر Deer در سال ۱۹۶۰ معیار به نام RQD را ارائه می دهد وی در این معیار با انتخاب مغزه هایی با طول بیشتر از ۱۰ سانتی متر مقدار RQD را به صورت زیر تعریف می کند.

$$RQD(\%) = 100 \times \frac{\text{کل طول گمانه/جمع طول قطعات با طول مساوی یا بیش از ۱۰ سانتی متر}}{100}$$

$$RQD = \frac{100 \sum x_i}{L}$$

که در آن L طول کلی حفاری و x_i طول یک قطعه مجزا از مغزه است که ۱۰ سانتی متر و یا بیشتر می باشد. پریست و هادسون دریافتند که می توان RQD را بوسیله اندازه گیری های فاصله داری بر روی مغزه و یا یک سطح رهنمون به صورت زیر تقریب زد:

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

معادله ۹۹

که برای مقادیر λ بین ۶ تا $16m^{-1}$ می توان تقریب خطی مناسب زیر را بکار برد:

$$RQD = -3.68\lambda + 110.4$$

معادله ۱۰۰

جدول ۶. تقسیم بندی کیفی سنگ ها بر اساس RQD

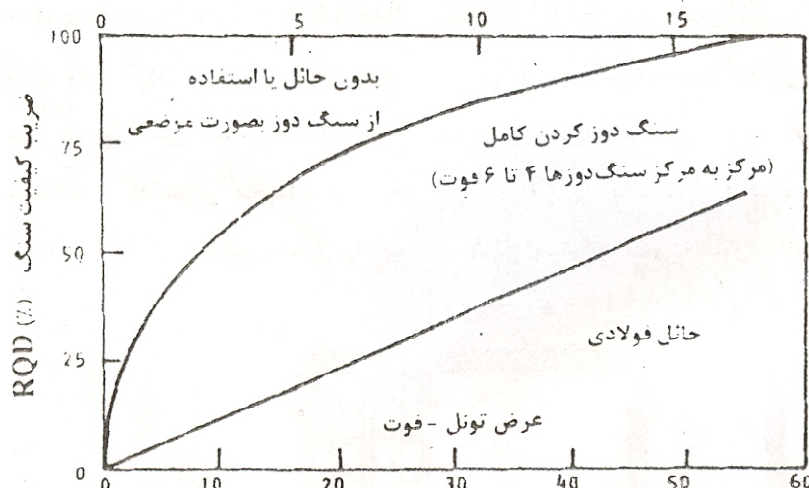
شرح کیفیت	RQD بر حسب در صد
خیلی ضعیف <i>very poor</i>	0 ----- 25
ضعیف <i>poor</i>	25 ----- 50
متوسط <i>fair</i>	50 ----- 75
خوب <i>good</i>	75 ----- 90
عالی <i>excellent</i>	90 ----- 100

اگر مغزه سنگ در جریان عمل حفاری و یا دست به دست گشتن ، شکسته شود ، در این حالت سطح شکستگی در مقایسه با سطح درزه های طبیعی نا هموار تر و تازه تر خواهد بود ، تکه های شکسته شده به هم جفت شده و به صورت یکپارچه به حساب می آیند.

در تعیین RQD برای سنگ های رسوبی و دگرگونی متورق می باید ، دقت بیشتری به عمل آید زیرا تعیین RQD در این حالت ، در مقایسه با سنگ های آذرین و سنگ آهک ها و ماسه سنگ های ضخیم ، نمی تواند چندان دقیق باشد.

به هر حال این روش ، حتی در مورد شیل ها نیز با موفقیت به کار گرفته شده است. هر چند نمودار نگاری مغزه و یا مغزه نگاری این نوع سنگ ها (شیلها) بایستی بلافاصله پس از خارج نمودن مغزه از لوله نمونه گیر و قبل از شکفته شدن و ترک خوردن آن ها انجام گیرد. معلوم است که پایین بودن مقدار RQD معمولاً بر پایین بودن کیفیت توده سنگ دلالت می کند، در حالیکه همیشه این چنین نبوده و تکنولوژی و تجهیزات گمانه زنی با کیفیت پایین تر می تواند باعث کاهش میزان بازیافتی مغزه گردد. به همین دلیل استفاده از لوله های مغزه گیری دو جداره با قطر حداقل دو و یک هشتم اینچ برای این منظور توصیه می شود.

نظارت کامل بر عملیات گمانه زنی ضروری و لازم الاجراست. در جدول صفحات قبل رده بندی RQD آقای Deer بر حسب درصد نشان داده شد امروز برای ارزیابی کیفیت توده سنگ در یک محل و بررسی تغییرات آن در عمق و در جهات مختلف استفاده از RQD به طور وسیعی رایج و متداول شده است.



شکل ۴۷. انتخاب سیستم نگهداری بر اساس RQD

۴-۶- روش CSIR یا رده بندی ژئومکانیکی سنگ موسوم به RMR

این رده بندی در سال ۱۹۷۳ توسط آقای بنیاوسکی ارائه شد و بنا به توصیه انجمن مکانیک سنگ در سال ۱۹۷۹ در ضرایب هر عامل تغییر اندکی پیشنهاد شد. وی بر اساس مطالعات خود بر روی بیشتر از ۴۹ مورد خاص، رده بندی خود را بر مبنای ۶ پارامتر مختلف ارائه داد. بایستی توجه کرد که امتیازهای ۵ پارامتر اولیه با همدیگر جمع شده و پارامتر ششم به طور جداگانه تاثیر داده می شود. به هر حال برای پارامتر ششم در بهترین شرایط هیچ امتیازی بر امتیازات اولیه اضافه نمی شود.

شش پارامتر مذکور عبارتند از:

- ۱- مقاومت فشاری تک محوری سنگ بکر یا اندیس بار نقطه‌ای
- ۲- شاخص کیفی توده سنگ یا RQD
- ۳- فاصله داری ناپیوستگی ها
- ۴- شرایط ناپیوستگی ها (شامل زبری، بازشدگی، هوازگی دیواره و تداوم آنها)
- ۵- شرایط آب های زیر زمینی
- ۶- جهت و امتداد ناپیوستگی ها

دامنه تغییرات امتیاز RMR از صفر تا ۱۰۰ بوده و عدد ۱۰۰ مربوط به توده سنگی با کیفیت عالی می باشد. نحوه امتیازدهی به پارامترهای مختلف و هم چنین نحوه تعدیل آنها و تاثیر جهت و امتداد ناپیوستگی ها در جدول زیر ارائه شده اند.

مثال: تونلی در توده سنگی به مشخصات زیر حفر می‌شود. اگر دسته درزه غالب منطقه عمود بر امتداد حفر تونل باشد و شیب آن ۸۰ درجه و در خلاف جهت پیشروی باشد وضعیت پایداری آنرا بررسی کنید.

۷ امتیاز	۷۵ مگاپاسکال	- مقاومت فشاری تک محوری
۱۵ امتیاز	%۷۵	- شاخص کیفی سنگ
۱۰ امتیاز	۰/۵ متر	- فاصله‌داری درزه‌ها
۲۰ امتیاز	سطوح نسبتاً زیر با بازشدگی کمتر از ۱mm و دیواره نرم	- شرایط درزه‌ها
۷ امتیاز	مرطوب	- آب زیرزمینی
جمع کل = ۵۹ امتیاز		
-۵	تصحیح امتداد درزه	
۵۴	امتیاز توده سنگ (RMR)	

بنابراین توده سنگ در کلاس III (سنگ مناسب) قرار می‌گیرد و بدون اعمال هرگونه تقویت و نگهداری تا ۷ روز پایدار باقی خواهد ماند.

با استفاده از رده بندی RMR می‌توان ارتفاع بار و فشار وارد بر وسیله نگهداری را از روابط زیر بدست آورد.

$$H_t = \frac{100 - RMR}{100} \times B$$

$$P = H_t \times \gamma = \frac{100 - RMR}{100} (B \times \gamma)$$

معادله ۱۰۱

H_t : ارتفاع بار

B: عرض تونل

γ : وزن مخصوص سنگ کمر بالا

P: فشار وارده بر وسیله نگهداری

جدول ۷. طبقه‌بندی ژئومکانیکی توده سنگ

مقادیر							پارامتر	
			۱-۲ MPa	۲-۴ MPa	۴-۱۰ Mpa	بزرگتر از ۱۰MPa	اندیس بار نقطه‌ای	مقاومت ماده سنگ
<۱ MPa	۱-۵ MPa	۵-۲۵ MPa	۲۵-۵۰ MPa	۵۰-۱۰۰ MPa	۱۰۰-۲۵۰ MPa	>۲۵۰ MPa	مقاومت فشاری تک محوری	
۰	۱	۲	۴	۷	۱۲	۱۵	امتیاز	
< ٪۲۵			٪۲۵-٪۵۰	٪۵۰-٪۷۵	٪۷۵-٪۹۰	٪۹۰-٪۱۰۰	کیفیت مغزه حفاری (RQD)	
۳			۸	۱۳	۱۷	۲۰	امتیاز	
کوچکتر از ۶۰ میلی‌متر			۶۰-۲۰۰mm	۲۰۰-۶۰۰mm	۰/۶-۲ m	> ۲ m	فاصله ناپیوستگی‌ها	
۵			۸	۱۰	۱۵	۲۰	امتیاز	
ضخامت پرشدگی بیش از ۵mm یا جدایش بزرگتر از ۵mm پیوسته			سطوح جانبی صاف یا پر شدگی کمتر از ۵mm یا جدایش ۱-۵mm پیوسته	سطوح نسبتاً زبر، جدایش کوچکتر از ۱mm، دیواره شدیداً هوزاده	سطوح نسبتاً زبر، جدایش کوچکتر از ۱mm، دیواره‌ها کمی هوزاده	سطوح خیلی زبر فاقد پیوستگی، فاقد جدایش سنگ دیواره، غیر هوزاده	وضعیت ناپیوستگی	
۰			۱۰	۲۰	۲۵	۳۰	امتیاز	
> ۱۲۵ l/min			۲۵-۱۲۵l/min	۱۰-۲۵l/min	< ۱۰l/min	-هیچ	-جریان به ازاء ۱۰ متر طول تونل -نسبت فشاراب درزه تنش اولیه اصلی -وضعیت عمومی	آب زیرزمینی
< ۰/۵			۰/۲-۰/۵	۰/۱-۰/۲	۰-۰/۱	۰		
جریان			قطره قطره	تر	نم	کاملاً خشک		
۰			۴	۷	۱۰	۱۵	امتیاز	

جدول ۸. تعدیل امتیاز با توجه به جهات ناپیوستگی

امتیاز	خیلی مطلوب	مطلوب	نسبتاً خوب	نامطلوب	خیلی نامطلوب
تونل‌ها	۰	-۲	-۵	-۱۰	-۱۲
فونداسیون	۰	-۲	-۷	-۱۵	-۲۵
شیروانی‌ها	۰	-۵	-۲۵	-۵۰	-۶۰

جدول ۹. تأثیر جهت داری ناپیوستگی‌ها در حفاری تونل در سیستم طبقه‌بندی RMR

امتداد موازی با محور تونل			امتداد عمود بر محور تونل			
			پیشروی در جهت شیب		پیشروی خلاف جهت شیب	
شیب ۰-۲۰	شیب ۲۰-۴۵	شیب ۴۵-۹۰	شیب ۲۰-۴۵	شیب ۴۵-۹۰	شیب ۲۰-۴۵	شیب ۴۵-۹۰
بدون توجه به امتداد						
نسبتاً خوب	نسبتاً خوب	خیلی مطلوب	غیر مطلوب	نسبتاً خوب	مطلوب	خیلی مطلوب

جدول ۱۰ طبقه‌بندی توده سنگ بر اساس جمع امتیازات بدست آمده

امتیاز	۸۱-۱۰۰	۶۱-۸۰	۴۱-۶۰	۲۱-۴۰	<۲۰
طبقه	I	II	III	IV	V
شرح	سنگ خیلی خوب	سنگ خوب	سنگ متوسط	سنگ ضعیف	سنگ خیلی ضعیف

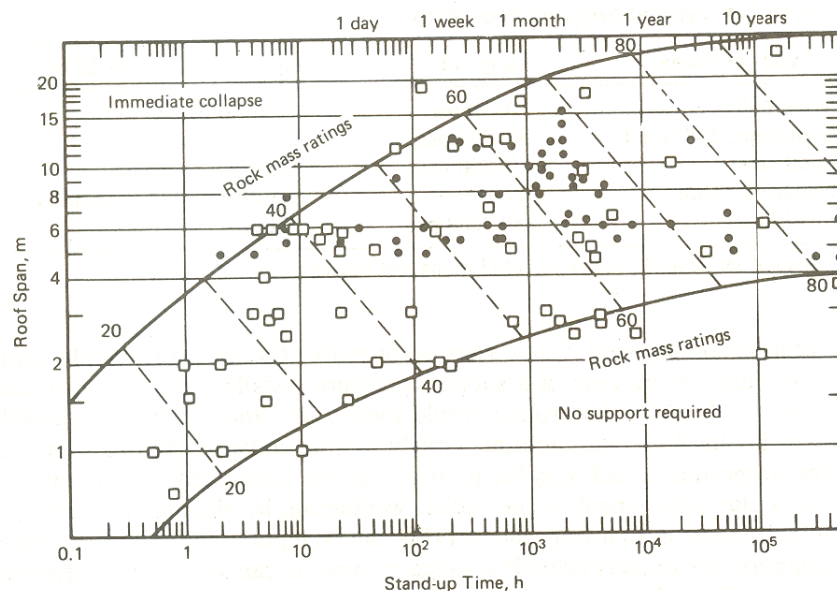
جدول ۱۱ وضعیت نگهداری یک سازه زیرزمینی با توجه به طبقه توده سنگ

شماره طبقه	I	II	III	IV	V
متوسط زمان پابرجایی	۱۰ سال برای یک دهانه ۱۵ متری	۷ ماه برای دهانه ۸ متری	۱ هفته برای دهانه ۵ متری	۱۰ ساعت برای دهانه ۲/۵ متری	۳۰ دقیقه برای دهانه ۱ متری
چسبندگی توده سنگ	>۴۰۰ KPa	-۴۰۰ KPa	-۳۰۰ KPa	-۲۰۰ KPa	<۱۰۰ KPa
زاویه اصطکاک توده سنگ	>۴۵°	۳۵-۴۵°	۲۵-۳۵°	۱۵-۲۵°	<۱۵°

همچنین به وسیله رده بندی فوق می توان مدول تغییر شکل توده سنگ را با استفاده از روابط زیر به دست آورد.

$$E_M = 2 \times RMR - 100 \quad \text{اگر } RMR > 50$$

$$E_M = 10 \left(\frac{RMR - 10}{40} \right) \quad \text{اگر } RMR < 50$$



شکل ۴۸. تعیین زمان خود ایستایی با RMR

این رده بندی در سال‌های اخیر برای مقاصدی به کار گرفته شده که اهم آن‌ها عبارتند از: پایداری سطوح شیب دار، تعیین قابلیت حفاری سنگ‌ها، تعیین قابلیت تخریب کمر بالا، پی‌سازی و امثال آن.

۶-۵- طبقه بندی Q

طبقه بندی Q یا NGI (Norwegian Tunnelling Institute) توسط بارتون بر اساس تجارب حاصل از تونل‌های نسبتاً عمیق و پر تنش در سنگ‌های سخت کشورهای اسکاندیناوی بدست آمده است. این روش رده بندی بر اساس استفاده از ۴ پارامتر مختلف است و این ۴ پارامتر به صورت سه زوج کسری ارائه شده اند که هر یک از کسرها مفهومی و معنای خاصی دارند. پس از بدست آوردن مقادیر کمی هر یک از پارامترها مقدار Q از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{j_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

معادله ۱۰۲

که در آن:

RQD: شاخص کیفی سنگ

J_n : عدد تعداد دسته درزه‌ها

J_r : عدد زبری درزه

J_a : عدد هوازدگی

J_w : ضریب کاهش مربوط به آب زیرزمینی

SRF: ضریب کاهش تنش

کسر اول معادل اندازه بلوک، کسر دوم معادل مقاومت برشی درزه‌ها و کسر سوم معادل تنش فعال است. در زیر مقادیر عددی هر یک از پارامترهای بالا آمده است.

جدول ۱۲ مقادیر عددی پارامترهای مختلف در طبقه‌بندی Q

ملاحظات	مقدار	شرح و توصیف
وقتی که مقدار RQD بین ۱۰-۰ باشد برای ارزیابی Q مقدار RQD برابر ۱۰ فرض می‌شود.	RQD ۰-۲۵ ۲۵-۵۰ ۵۰-۷۵ ۷۵-۹۰ ۹۰-۱۰۰	۱- ضریب کیفیت سنگ A: خیلی ضعیف B: ضعیف C: مناسب D: خوب E: خیلی خوب
	J_n ۰/۱۵-۱ ۲	۲- عدد مجموعه درزه A: توده‌ای، بدون درزه یا با درزه اندک B: یک دسته درز

<p>برای تقاطع دو تونل J_n در ۳ ضرب می‌شود.</p> <p>برای ورودی تونل‌ها J_n در ۲ ضرب می‌شود.</p>	<p>۳</p> <p>۴</p> <p>۶</p> <p>۹</p> <p>۱۲</p> <p>-۱۵</p> <p>۲۰</p>	<p>C: یک دسته درزه و درزه‌های اتفاقی</p> <p>D: دو دسته درزه</p> <p>E: دو دسته درزه و درزه‌های اتفاقی</p> <p>F: سه دسته درزه</p> <p>G: سه دسته درزه و درزه‌های اتفاقی</p> <p>H: چهار دسته درزه یا بیشتر، اتفاقی، شدیداً درزه‌دار، حبه قندی و غیره</p> <p>J: سنگ خردشده شبیه خاک</p>
<p>چنانچه فاصله‌داری متوسط درزه‌ها بیشتر از ۳ متر باشد، مقدار $1/5$ را به J_r اضافه می‌کنیم. $J_r=0.5-2$ را می‌توان برای درزه‌های مسطح و آینه‌ای که دارای لایه‌بندی باشند استفاده کرد، به شرطی که لایه‌ها در جهتی قرار گرفته باشند که مقاومت حداقل باشد.</p>	<p>J_r</p> <p>۴</p> <p>۳</p> <p>۲</p> <p>$1/5$</p> <p>$1/5$</p> <p>۱</p> <p>$0/5$</p> <p>۱</p> <p>۱</p>	<p>۳- عدد زبری درزه</p> <p>الف- دیواره درزه‌ها در تماس با یکدیگر و</p> <p>ب- دیواره درزه‌ها در تماس با یکدیگر قبلاً از 10 cm جابجائی برشی</p> <p>A: درزه‌ها غیر ممتد</p> <p>B: زبر و نامنظم، متموج</p> <p>C: صاف متموج</p> <p>D: آینه‌ای، متموج</p> <p>E: زیر و نامنظم، مسطح</p> <p>F: صاف، مسطح</p> <p>G: آینه‌ای، مسطح</p> <p>ج- دیواره درزه‌ها در هنگام برش در تماس با یکدیگر نیستند</p> <p>H: منطقه حاوی مواد رسی با ضخامت کافی که از تماس دیواره‌ها ممانعت می‌کند</p> <p>J: منطقه ماسه‌ای، شنی یا سنگ خردشده با ضخامت کافی که از تماس دیواره‌ها جلوگیری می‌کند.</p>
<p>Φ (تقریبی)</p> <p>$25^\circ - 35^\circ$</p> <p>$25^\circ - 30^\circ$</p> <p>$20^\circ - 25^\circ$</p> <p>$8^\circ - 16^\circ$</p>	<p>J_a</p> <p>$0/75$</p> <p>۱</p> <p>۲</p> <p>۳</p> <p>۴</p>	<p>۴- عدد دگرسانی درزه</p> <p>الف- دیواره درزه در تماس</p> <p>A: شدیداً جوش خورده، سخت، غیر نرم، پرکننده نفوذ ناپذیر</p> <p>B: دیواره‌های درزه دگرسان نشده، سطوح درزه‌ها صرفاً زنگار گرفته</p> <p>C: دیواره درزه‌ها کمی دگرسان شده، اندودی از کانی‌های غیرنرم، ذرات ماسه‌ای، سنگ تجزیه‌شده عاری از مواد رسی</p> <p>D: اندودهای سیلت یا رس ماسه‌ای با نسبت کم رس</p>

		<p>E: اندوذهای نرم با نسبت کم مواد رسی برای مثال کائولینیت، میکا همچنین کانی‌های کلریت، تالک، گچ، گرافیت و غیره و مقادیر کم رس‌های تورمی</p> <p>ب- دیواره درزه‌ها تا قبل از 10mm برش در تماس با هم هستند.</p> <p>F: ذرات ماسه، سنگ شکسته عاری از مواد رسی و غیره</p> <p>G: شدیداً پیش تحکیم شده، مواد پرکننده رسی غیر نرم (ممتد و ضخامت <5mm)</p> <p>H: پیش تحکیم یافتگی متوسط یا کم، نرم، مواد پرکننده رسی (ممتد و ضخامت <5mm)</p> <p>J: مواد پرکننده تورمی، مانند مونت موریلونیت (ممتد و ضخامت <5mm). مقدار J_n بستگی به درصد اندازه ذرات رس تورمی و امکان تماس با آب دارد.</p> <p>ج- دیواره درزه‌ها هنگام برش در تماس نمی‌باشند.</p> <p>K: مناطق با نوارهای شکسته و غیر سالم (برای توصیف رس به G, H, J مراجعه شود)</p> <p>L: مناطق با نوارهای رس‌های سیلتی با نسبت رس کم</p> <p>M: نوارهای ضخیم و پیوسته رس (برای توصیف رس به G, H, J مراجعه شود)</p>
۲۵°-۳۰°	۴	
۱۶°-۲۴°	۶	
۱۲°-۱۶°	۸	
۶°-۱۲°	۸-۱۲	
۶°-۲۴°	۶ یا ۸ یا ۸-۱۲	
۶°-۲۴°	۵ یا ۱۰، ۱۳ یا ۲۰-۱۳	
فشار تقریب آب (Kgf/cm)	J_w	<p>۵- ضریب کاهش آب درزه</p> <p>A: حفاری خشک یا جریان آب فرعی (<5 l/min) بصورت موضعی</p> <p>B: جریا آب یا فشار متوسط، شستگی مواد گاهی اتفاق می‌افتد</p> <p>C: جریان آب زیاد یا فشار بالا در سنگ مستحکم در درزه-های پر نشده</p> <p>D: جریان آب زیاد یا فشار بالا، شستگی مواد پرکننده قابل ملاحظه</p> <p>E: جریان فوق‌العاده زیاد آب یا فشار خیلی بالا در لحظه آتشکاری، زوال در طول زمان</p> <p>F: جریان فوق‌العاده زیاد آب یا فشار بدون زوال در طول زمان</p>
<1	۱	
۱-۲/۵	۰/۶۶	
۲/۵-۱۰	۰/۵	
۲/۵-۱۰	۰/۳۳	
>1۰	۰/۲-۰/۱	
>1۰	-۰/۰۵	
	۰/۱	
مقادیر SRF چنانچه مناطق	SRF	۶- ضریب کاهش تنش

<p>برشی، تونل را قطع نمی‌کنند، بلکه فقط تحت تأثیر قرار می‌دهد، به میزان ۵۰-۲۵٪ کاهش می‌دهد.</p>	<p>۱۰</p>	<p>الف- مناطق ضعیفی تونل را قطع می‌کنند که ممکن است موجب سستی توده سنگ هنگام حفاری تونل شوند</p> <p>A: وقوع متعدد مناطق ضعیف حاوی رس یا سنگ‌هایی تجزیه شده. سنگ خیلی سست در اطراف تونل (هر عمق تونل)</p>
	<p>۵</p>	<p>B: مناطق ضعیف منفرد محتوی رس یا سنگ تجزیه شده و هوازده (عمق تونل کمتر از ۵۰ متر)</p>
	<p>۲/۵</p>	<p>C: مناطق ضعیف منفرد محتوی رس یا سنگ تجزیه شده (عمق تونل بیشتر از ۵۰ متر)</p>
	<p>۷/۵</p>	<p>D: مناطق برشی متعدد در سنگ مستحکم (بدون رس)، سنگ سست در اطراف تونل (هر عمق تونل)</p>
	<p>۵</p>	<p>E: مناطق برشی منفرد در سنگ مستحکم عاری از رس (عمق تونل کمتر از ۵۰ متر)</p>
<p>برای میدان تنش بکر شدیداً ناهمسانگرد (در صورت اندازه‌گیر)</p>	<p>۲/۵</p>	<p>F: مناطق برشی منفرد در سنگ مستحکم فاقد رس (عمق تونل بیشتر از ۵۰ متر)</p>
<p>اگر $10 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 5$، σ_c و σ_t بترتیب به $0.1\sigma_c$ و $0.1\sigma_t$ تبدیل می‌شوند.</p>	<p>۵</p>	<p>G: درزه‌های باز و سست شدیداً درزه‌دار یا بلوک‌های سنگی به اندازه حبه قند (هر عمق تونل)</p>
<p>اگر $\sigma_1/\sigma_3 > 10$، σ_c و σ_t بترتیب به $0.06\sigma_c$ و $0.06\sigma_t$ تبدیل می‌شوند.</p>	<p>۲/۵</p>	<p>ب- سنگ مستحکم، مسائل ناشی از تنش در سنگ</p>
<p>تبدیل می‌شوند. σ_c مقاومت فشار تک محوری و σ_t مقاومت کششی (بار نقطه‌ای)</p>	<p>۱</p>	<p>H: تنش کم، نزدیک سطح زمین ($\sigma_1/\sigma_3 > 13$) و ($\sigma_c/\sigma_1 > 200$)</p>
	<p>۰/۵-۲</p>	<p>J: تنش متوسط ($13-10$ و $0.66-0.13$ و $10-200$ σ_c/σ_1)</p>
	<p>۵-۱۰</p>	<p>K: تنش زیاد، ساختار خیلی محکم (معمولاً مناسب برای پایداری، احتمالاً نامناسب برای پایداری دیواره‌ها) ($0.33-0.16$ و $0.66-0.10$ و $5-10$ σ_c/σ_1)</p>
	<p>۱۰-۲۰</p>	<p>L: انفجار ملایم سنگ (Rock burst) و سنگ توده‌ای ($0.33-0.16$ و $5-2.5$ σ_c/σ_1)</p>
	<p>۵-۱۰</p>	<p>M: انفجار شدید سنگ و سنگ توده‌ای ($0.16 < \sigma_c/\sigma_1 < 2.5$ و $0.16 < \sigma_t/\sigma_1 < 0.16$)</p>
<p>موارد معدودی وجود دارد که عمق از تاج تونل تا سطح زمین کمتر از عرض دهانه تونل است. در اینگونه موارد SRF از ۲/۵ به ۵ افزایش می‌یابد (به بند H مراجعه)</p>	<p>۵-۱۰</p>	<p>ج- سنگ لهیده (squeezeing rock)، جریان پلاستیک سنگ غیر مستحکم تحت تأثیر فشار زیاد سنگ</p> <p>N: فشار سنگ ناشی از لهیدگی ملایم</p> <p>O: فشار سنگ ناشی از لهیدگی شدید</p> <p>د- سنگ تورمی، فعالیت تورمی شیمیایی بسته به حضور آب</p>

P: فشار سنگ ناشی از تورم ملایم	۱۰-۱۵	شود)
R: فشار سنگ ناشی از تورم شدید		

درجه اهمیت تونل‌های مورد طراحی در این روش توسط تعریف پارامتر "بعد معادل" در نظر گرفته شده است. این عامل چنین تعریف می‌شود:

$$D_e = \text{ESR} \times \text{ضریب اهمیت سازه/دهانه حفاری (متر)}$$

ESR هم ارز عکس ضریب ایمنی است و هر چه سازه مهم‌تر باشد، مقدار کمتری دارد.

جدول ۱۳ ضریب اهمیت سازه با توجه به نوع تونل

ESR	نوع تونل
۳-۵	تونل‌های موقت معدنی
۱/۶	تونل‌های معدنی دائم و تونل‌های آبرسانی
۱/۳	فضاهای انباری و تونل‌های راه آهن فرعی
۱	نیروگاه‌های برق زیرزمینی و تونل‌های راه
۰/۸	نیروگاه‌های هسته‌ای و مراکز ورزشی

رابطه‌ای برای تخمین حداکثر دهانه بدون نگهداری نیز بصورت زیر ارائه شده است:

$$\text{Span} = 2 \text{ESR} \cdot Q^{0.4}$$

$$Q = (\text{Span} / 2 \text{ESR})^{2.5}$$

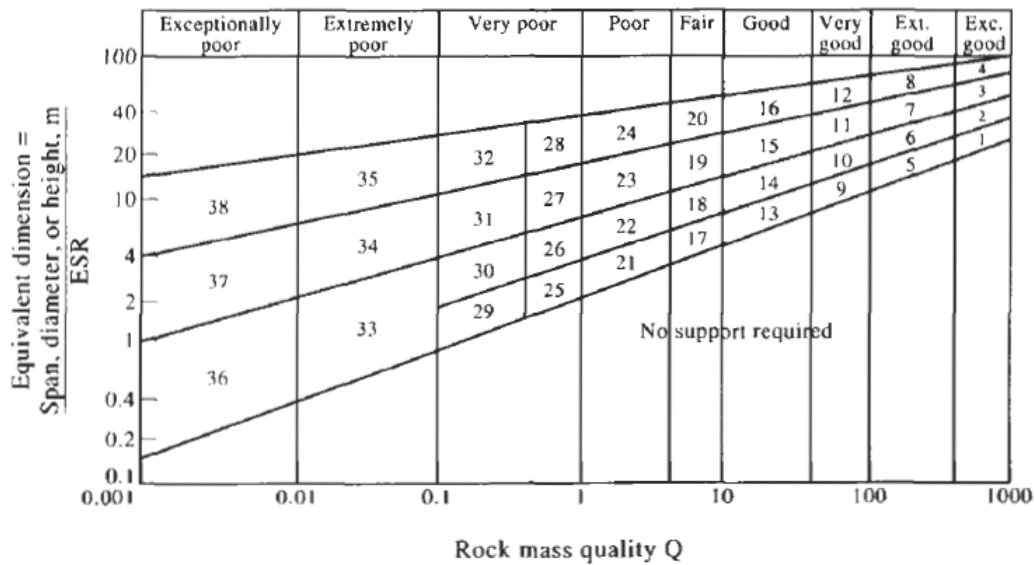
معادله ۱۰۳

مثال: بررسی‌های ژئوتکنیکی در یک توده سنگ مشخصات زیر را نشان داده است. اگر هدف طراحی یک تونل معدنی دائم باشد، حداکثر دهانه‌ای که بتواند بدون اعمال وسائل نگهداری پایدار باقی بماند چقدر است؟

پارامتر	وضعیت	امتیاز
شاخص کیفی سنگ	٪۷۵	۷۵
تعداد دسته درزه	۳ عدد	۹
زبری درزه‌ها	صاف و متموج	۲
هوازگی	کمی هوازده با مواد پرکننده غیر رسی	۲
آب	جریان کم	۱
ضریب کاهش تنش	تنش متوسط	۱

$$Q = (75/9)(2/2)(1/1) = 8.3$$

با توجه به شکل، حداکثر D_e برابر است با ۵ و چون $\text{ESR} = 1.6$ بنابراین حداکثر ابعاد تونل نگهداری نشده برابر ۸ متر خواهد شد. در شکل زیر بخش‌هایی از ۱ تا ۲۸ شماره‌گذاری شده اند که به کلاس نگهداری اشاره می‌کنند. وسایل نگهداری مناسب برای هر کلاس در جداول جداگانه‌ای مشخص شده است.



شکل ۴۹. ملزومات نگهداری برای سیستم Q
بین دو رده بندی RMR و Q رابطه تجربی زیر برقرار است:

$$RMR = 9 \ln Q + 44$$

معادله ۱۰۴

۷- معیارهای شکست سنگ بکر

آگاهی از وضعیت پایداری یک فضای زیرزمینی منوط به دانستن وضعیت تنش موجود پیرامون حفره مورد نظر و همچنین قابلیت سنگ در تحمل تنش‌های وارده می‌باشد. نتایج تجربی نشان داده‌اند که وقتی یک سنگ ترد تحت تنش فشاری قرار می‌گیرد، در لحظه خاصی می‌شکند. همچنین ملاحظه شده است که اگر به چنین نمونه‌ای تنش محصور کننده جانبی اعمال گردد، مقاومت نمونه افزوده شده و قادر به تحمل تنش بیشتری می‌باشد. بدین ترتیب نیاز است تا به کمک معیار شکستی جامع، بتوان مقاومت سنگ را در شرایط مختلف پیش بینی نمائیم. در این بخش مهمترین تئوری‌های موجود جهت پیش بینی شکست سنگ‌ها ذکر می‌گردند.

۷-۱- سنگ‌های همسانگرد

معیارهای مقاومت حداکثر، رابطه ای بین مؤلفه های تنش است که حداکثر مقاومت ایجاد شده تحت شرایط متفاوتی از تنش ها را پیش بینی می کند. به همین شکل معیار مقاومت باقی مانده، برای پیش بینی مقاومت باقیمانده تحت شرایط متفاوت تنش بکار می رود. معیار تسلیم رابطه بین مؤلفه هایی از تنش است که اولین تغییر شکل دائمی را ایجاد می کنند. از آنجایی که رفتار تنش- کرنش سنگ را تنش مؤثر تعیین می کند، بهتر است معیارهای مقاومت و تسلیم بر حسب تنش مؤثر نوشته شوند. با این وجود فشار آب منفذی اطراف اغلب حفریات معدنی بسیار پایین بوده و تنش مؤثر تقریباً برابر با تنش اعمالی می باشد. به همین دلیل معمولاً در مکانیک

سنگ معدنی تنش های کلی مورد استفاده قرار می گیرند و تنش های مؤثر تنها در شرایط خاص بکار گرفته می شود.

معیار مقاومت حد اکثر بصورت کلی زیر می باشد:

معادله ۱۰۵

گاهی اوقات این معیار بصورت رابطه ای میان تنش برشی و نرمال مؤثر بر صفحه ای از نمونه بیان می شود:

معادله ۱۰۶

نتایج بدست آمده از آزمایشات نشان می دهد که تأثیر تنش اصلی متوسط بر مقاومت حداکثر کمتر از تأثیر تنش اصلی حداقل می باشد. در نتیجه معیار عملی بصورت زیر تبدیل می شود:

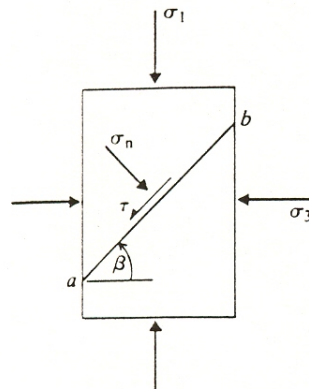
معادله ۱۰۷

۷-۱-۱- معیار مقاومت برشی کولمب

در سال ۱۷۷۶ کولمب بیان کرد که مقاومت برشی سنگ و خاک از دو بخش تشکیل می شود. یک بخش چسبندگی ثابت و بخش دیگر مؤلفه اصطکاکی وابسته به تنش نرمال می باشد (در حقیقت محاسبات کولمب بر پایه نیروها بود و مفهوم دیفرانسیلی تنش تا دهه ۱۸۲۰ ایجاد نشده بود). بنابراین مقاومت برشی ایجاد شده بر صفحه ای مانند ab در شکل بصورت زیر می باشد:

معادله ۱۰۸

که در آن c ، چسبندگی و φ ، زاویه اصطکاک داخلی و μ ضریب اصطکاک داخلی است.



شکل ۵۰. شکست برشی بر روی صفحه ab .

نکاتی که در این تئوری حائز اهمیت هستند عبارتند از:

- مقدار تنش متوسط تأثیری در شکست ندارد.
 - سطح شکست در امتداد σ_2 ایجاد می‌شود و زاویه عمود بر این صفحه با تنش اصلی حداکثر، σ_1 ، معادل β است.
- روابط تبدیل تنش به صورت زیر است:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\beta$$

$$|\tau| = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\beta$$

معادله ۱۰۹

با جایگذاری این مقادیر در معادله اصلی، شرایط حدی تنش برای هر صفحه ای که با زاویه β مشخص می‌شود، بدست می‌آید:

$$\sigma_1 = \frac{2c + \sigma_3 [\sin 2\beta + \tan \varphi (1 - \cos 2\beta)]}{\sin 2\beta - \tan \varphi (1 + \cos 2\beta)} \quad \text{معادله ۱۱۰}$$

صفحه ای بحرانی وجود دارد که در آن به σ_1 برای رسیدن به مقاومت برشی نیاز داریم. دایره موهر (شکل ۸-۲)، جهت این صفحه بحرانی را مشخص می‌کند:

$$\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$$

برای چنین صفحه ای $\sin 2\beta = \cos \varphi$ و $\cos 2\beta = -\sin \varphi$ و معادله بصورت زیر تبدیل می‌شود:

$$\sigma_1 = \frac{2c \cos \varphi + \sigma_3 (1 + \sin \varphi)}{1 - \sin \varphi} = \sigma_c + \sigma_3 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{معادله ۱۱۱}$$

رابطه خطی بین σ_1 و σ_3 حداکثر در شکل ۸-۲ نشان داده شده است. توجه شود که شیب این پوش از رابطه زیر بدست می‌آید:

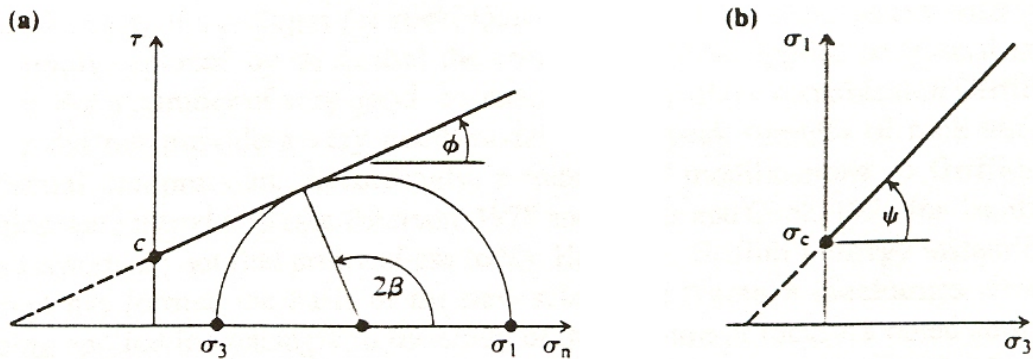
$$\tan \psi = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{معادله ۱۱۲}$$

و مقاومت فشاری تک محوره بصورت زیر پیش بینی می‌شود:

$$\sigma_c = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = 2c \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{معادله ۱۱۳}$$

در صورتی که پوش کولمب نشان داده شده در شکل تا $\sigma_1 = 0$ برون یابی شود، نقطه T محل تقاطع رابطه کولمب با محور σ_3 دارای مقدار زیر خواهد بود:

$$\sigma_3 = \frac{2c \cos \varphi}{1 + \sin \varphi}$$



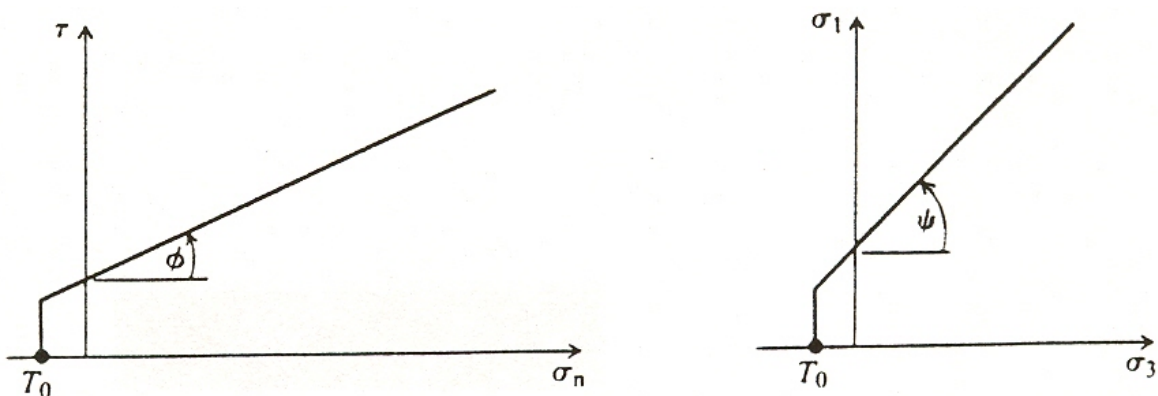
شکل ۵۱. پوش های مقاومت کولمب بر حسب (a) تنش های برشی و نرمال (b) تنش های اصلی.

اندازه گیری تنش کششی تک محوره سنگ، مشکلات زیادی به همراه دارد. در هر صورت هنگامی که این مقدار بصورت قابل قبولی اندازه گیری شود، این نتیجه حاصل می گردد که مقادیر بدست آمده برای σ_3 در معادله فوق مقاومت کششی سنگ نیست و مقادیر حاصل برای مقاومت کششی یک محوری از مقدار حاصل از رابطه فوق خیلی کمتر است. اساساً در رابطه کولمب فرض بر این است که σ مثبت است، در نتیجه همیشه بایستی رابطه زیر برقرار باشد:

$$\sigma_1 > \frac{1}{2}c$$

یعنی معیار کولمب برای مقادیر تنش اصلی حداکثر (σ_1) کوچکتر از $\frac{1}{2}c$ معتبر نیست.

به همین دلیل در مقدار خاصی از تنش کششی، تنش حدی در نظر گرفته میشود. این تغییر حالت در شکل ۳-۸ نشان داده شده است. برای مقاصد عملی معمولاً مقاومت کششی تک محوره را صفر فرض می کنند.



شکل ۵۲. پوش های مقاومت کولمب با اعمال تنش حدی.

گاهی اوقات معیار کولمب بر حسب تنش نرمال متوسط، σ_m و تنش برشی ماکزیمم، τ_m بصورت زیر نوشته می شود:

معادله ۱۱۴
که در آن:

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

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

بر طبق معیار کولمب روابط زیر برقرار می باشند:

$$\tan \psi = \tan^2 \beta$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \beta + \sigma_c$$

$$\sigma_c = 2c \tan \beta$$

معادله ۱۱۵

با وجود اینکه معیار کولمب بطور گسترده ای مورد استفاده قرار می گیرد ولی معیار مقاومت حداکثر کاملی نمی باشد. دلایل این ادعا به شرح زیر است:

الف) از این معیار استنباط می شود که شکست برشی اصلی در مقاومت حداکثر است. ولی نتایج آزمایش ها نشان می دهند که این عبارت در برخی موارد صحیح نیست.

ب) جهت شکست پیش بینی شده توسط این معیار، در برخی موارد با مشاهدات آزمایشگاهی متفاوت است.

ج) پوش مقاومت حداکثر آزمایشگاهی، در حالت کلی غیر خطی است و تنها در مقادیر بالاتر از مقادیر حدی σ_3 و σ_n به رابطه خطی نزدیک می شود.

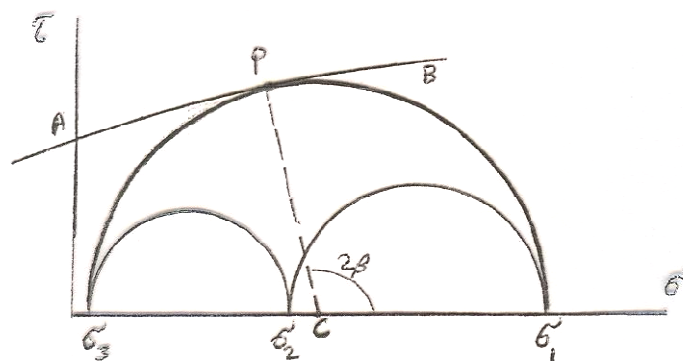
به این دلایل سایر معیارهای مقاومت کششی برای ماده سنگ ترجیح داده می شود. با این وجود معیار کولمب شرایط متفاوت باقیمانده و مقاومت برشی ناپیوستگی ها را به خوبی نمایش می دهد.

۷-۱-۲- معیار موهر

طبق نظر موهر (Mohr) (۱۹۰۰) وقتی که شکست برشی در امتداد صفحه ای اتفاق می افتد، بین تنش های قائم (σ) و برشی (τ) موثر بر صفحه، رابطه زیر موجود است این رابطه می تواند خط و یا منحنی باشد.

$$|\tau| = f(\sigma)$$

رابطه فوق در محورهای $\tau - \sigma$ توسط یک منحنی مثل AB نشان داده می شود. اگر ما سه تنش اصلی مختلف $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ داشته باشیم مقادیر σ و τ را می توان با استفاده از دواير موهر بدست آورد. تا زمانیکه مقادیر σ و τ در زیر منحنی AB هستند اتفاق نخواهد افتاد. بلکه شکست وقتی اتفاق می افتد که دایره ای به مرکز C و به قطر $\sigma_1 - \sigma_3$ با منحنی AB برخورد کند.



شکل ۵۳

با توجه به شکل فوق می توان دریافت که تنش (σ_2) در شکست تاثیری ندارد. صفحه شکست در امتداد تنش اصلی متوسط قرار دارد که با جهت تنش اصلی max زاویه β می سازد. در صورتی که زاویه 2β عبارتست از زاویه $pc\sigma$ که خط عمود بر AB با محور σ درست می کند. منحنی AB توسط رابطه معینی تعریف نشده و توسط تعدادی آزمایش های سه محوری و بصورت پوش (Mohr's envelop) بر دایره های موهر بدست آمده است، رسم می شود. جهت شکست با خط عمود بر AB از مرکز دایره موهر بدست می آید. پوش موهر معمولاً کمی بطرف پایین تقعر دارد، یعنی با افزایش تنش متوسط $\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2)$ زاویه بین صفحه شکست و جهت تنش اصلی افزایش می یابد. برای اجسام شکننده $\sigma_1 - \sigma_3$ با افزایش σ_3 بیشتر خواهد شد، یعنی منحنی پوش به طرف راست باز تر خواهد شد. با فرض خطی بودن پوش موهر معیار موهر و کولمب با هم مطابقت خواهند داشت و معادله $|\tau| = f(\sigma)$ بصورت خطی $|\tau| = s_0 + \mu \cdot \sigma$ در خواهد آمد. در تئوری گریفیت پوش بصورت پارامتریک در خواهد آمد.

۷-۱-۳- تئوری ترک گریفیت

در سال ۱۹۲۱ گریفیت بیان کرد که شکستگی در درون مواد شکننده ای چون فولاد و شیشه در نواحی تمرکز تنش کششی و در نتیجه توزیع ترک های نازک (ترک های گریفیت) آغاز می گردد. تئوری گریفیت بر پایه مفهوم ناپایداری انرژی بنا نهاده شده است. این مفهوم بصورت زیر بیان می شود:

یک ترک تنها در صورتی گسترش می یابد که انرژی پتانسیل کل سیستم نیروهای اعمال شده و خود ماده، در عین افزایش طول ترک، کاهش یافته و یا ثابت بماند.

در شرایطی که انرژی پتانسیل نیروهای اعمالی ثابت بماند، معیار گسترش ترک بصورت زیر نوشته می شود:

$$\frac{\partial}{\partial c}(W_d - W_e) \leq 0$$

معادله ۱۱۶

که در آن c ، پارامتر طول ترک و W_e انرژی الاستیک ذخیره شده پیرامون ترک و W_d انرژی سطحی سطوح ترک است.

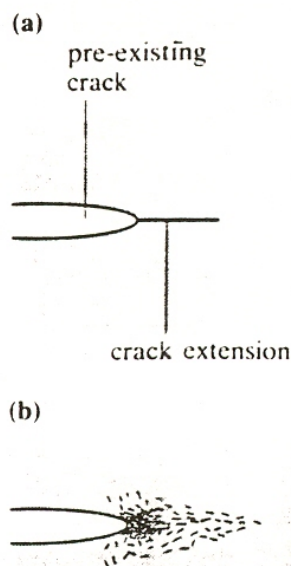
گریفیث، تئوری خود را در مورد گسترش ترکی بیضوی به طول $2c$ در صفحه ای که دارای ضخامت واحد بوده و تنش کششی تک محوره σ در جهت عمود بر طول اعمال می گردد بکار برد. او دریافت که در هنگام گسترش ترک:

معادله ۱۱۷

که در آن α ، انرژی سطحی واحد سطح ترک (که در ارتباط با شکست پیوندهای اتمی بهنگام تشکیل می باشد) و E مدول یانگ ماده ترک نخورده می باشد.

لازم است توجه گردد که در این رابطه، α خصوصیت اساسی ماده است که در محاسبات وارد می شود. مطالعات آزمایشگاهی بر روی سنگ ها نشان می دهند که گسترش ترک بصورت یک جفت منفرد نبوده بلکه یک ناحیه شکستگی شامل تعداد زیادی از ترک های بسیار ریز و در دو قسمت ترک اولیه ایجاد می گردند. در این مورد بهتر است که α بصورت انرژی سطحی ظاهری در نظر بگیریم تا آن را از مقدار انرژی سطحی حقیقی که دارای مقادیر کمتری هستند متمایز سازیم.

ایجاد ارتباط بین انواع مختلف آزمایش های مستقیم و غیر مستقیم کشش با استفاده از تنش کششی متوسط نواحی برشی - که به عنوان مشخصه اصلی ماده در نظر گرفته می شود- بسیار سخت و یا غیر ممکن است. به همین دلیل اندازه گیری مقاومت کششی در این قسمت مطرح نمی گردد.



شکل ۵۴. گسترش یک ترک (a) فرضیه گریفیث (b) حالت واقعی سنگ.

در سال ۱۹۲۴ گریفیث تئوری خود را به حالت تنش های فشاری تعمیم داد. او از اثر اصطکاکی ناشی از بسته شدن ترک ها صرف نظر کرد و گسترش ترک را از نواحی با ماکزیمم تمرکز تنش کششی فرض کرد. معیار گریفیث برای حالت تنش فشاری صفحه ای بصورت زیر بیان می شود:

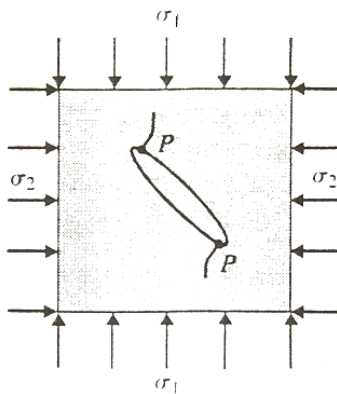
$$\begin{aligned} (\sigma_1 - \sigma_2)^2 &= 8T_0(\sigma_1 + \sigma_2) & \text{اگر} & \quad \sigma_1 + 3\sigma_2 > 0 \\ \sigma_2 &= -T_0 & \text{اگر} & \quad \sigma_1 + 3\sigma_2 < 0 \end{aligned}$$

معادله ۱۱۸

که در آن T_0 مقدار مثبت مقاومت کششی تک محوره ماده ترک نخورده است. این معیار ممکن است به صورت ترکیبی از تنش برشی و تنش نرمال اثر کننده بر صفحه حاوی محور اصلی ترک بیان شود:

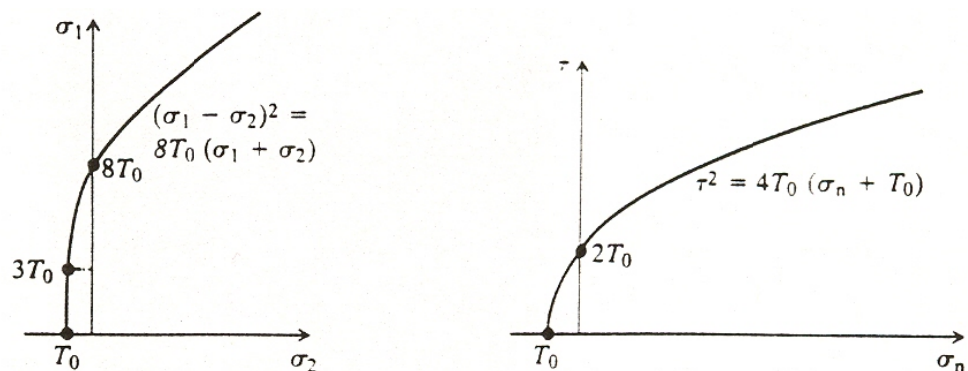
$$\tau^2 = 4T_0(\sigma_n + T_0)$$

معادله ۱۱۹



شکل ۵۵. مدل ترک گریفیث برای فشارش صفحه ای

پوش معادله ۱۱۸ و معادله ۱۱۹ در شکل زیر نشان داده شده است. توجه شود که این معیار پیش بینی می کند در حین افزایش ترک، تنش تک محوره، هشت برابر مقاومت کششی ماده می باشد.



شکل ۵۶. پوش های گریفیث برای گسترش ترک در فشارش صفحه ای.

رابطه فوق نشان می دهد که وقتی $\sigma_3 = 0$ معادله بصورت زیر در می آید:

$$\sigma_1 = 8\sigma_t$$

$$\sigma_c = C_0 = 8T_0$$

معادله ۱۲۰

یعنی مقاومت فشاری سنگ ۸ برابر مقاومت کششی است. ولی آزمایش های انجام شده نشان می دهند که در حقیقت این نسبت بیشتر از مقدار فوق است.

در طی دهه ۱۹۶۰ تلاش هایی در رابطه با بکاگیری این نتایج برای مقاومت حداکثر صورت گرفت. نتیجه این تلاش ها، تنها جایگزینی σ_2 مربوط به حالت تنش صفحه ای ($\sigma_1 > \sigma_2$) با σ_3 مربوط به شرایط تنش سه محوره ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$) بود. دلایل زیادی بر نامناسب بودن این معیار برای مقاومت حداکثر در شرایط تنش چند محوره ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$) وجود دارد. امروزه این معیار کاربرد عملی ندارد. اما مفهوم انرژی ناپایداری بکار رفته در آن، پایه ای مناسب برای شاخه جدیدی از علم به نام مکانیک شکست ایجاد کرده است. مورل Murrell تئوری خود را با استفاده از حالت تنش سه محوری بصورت زیر بسط داد.

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 = 24\sigma_t(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)(\tau_{oct})^2 = 8\sigma_t(\tau_{oct})$$

معادله ۱۲۱

برای بارگذاری یک محوری رابطه فوق بصورت زیر می باشد:

$$C_0 = 12\sigma_t$$

که تطابق بهتری با نتایج عملی دارد.

برحسب تنش های برشی و قائم در صفحه ای که از محور بزرگ ترک می گذرد، رابطه فوق به صورت زیر در می آید:

$$(\tau)^2 - 4(\sigma_t)(\sigma_n) - 4(\sigma_t)^2 = 0 \Rightarrow \tau^2 = 4\sigma_t\sigma_n + 4\sigma_t^2 = 4\sigma_t(\sigma_n + \sigma_t)$$

معادله ۱۲۲

Walsh و Mc clitock با در نظر گرفتن اثر اصطکاکی سطح ترکها معیار گرفت را بصورت زیر اصلاح کرده اند:

$$\mu(\sigma_3 + \sigma_1 - 2\sigma_c) + (\sigma_1 - \sigma_3)(1 + \mu^2)^{0.5} = 4\sigma_t \left(1 - \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_t}\right)\right)^{0.5}$$

معادله ۱۲۳

μ : ضریب اصطکاک در سطح ترک ها

σ_t : مقاومت کششی

σ_c : تنش بحرانی عمود بر ترک برای بسته شدن آن

فقط Brace دریافت که مقدار σ_c در رابطه فوق خیلی کمتر است و رابطه فوق را به صورت ساده تری در آورد:

$$\mu(\sigma_3 + \sigma_1) + (\sigma_1 - \sigma_3)(1 + \mu^2)^{0.5} = 4\sigma_t$$

معادله ۱۲۴

۷-۲- معیار های تجربی مقاومت

بدلیل اینکه معیارهای کلاسیک بکار رفته در مهندسی مصالح، دارای کاربرد عملی مناسبی در شرایط گوناگون تنش های اعمال شده بر سنگها نمی باشند، تعدادی از معیارهای تجربی مقاومت (Empirical strength criteria) برای اهداف عملی معرفی می گردد. این معیارها معمولاً دارای فرم توانی هستند و نشان می دهند که منحنی های σ_1 بر حسب σ_3 و یا τ بر حسب σ_n دارای تقعر بسمت پایین می باشند. برای اطمینان از بی بعد بودن پارامترهای بکار رفته در این قوانین توانی، معیارها بصورت نرمال شده نوشته می شوند و تمام مؤلفه های تنش بر مقاومت فشاری یک محوره سنگ تقسیم می شوند.

بناوسکی در سال ۱۹۷۴ دریافت که مقاومت حداکثر سه محوره بسیاری از سنگ ها دارای تطابق خوبی با معیار ذیل می باشند:

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_c}\right) = 1 + A \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c}\right)^k$$

معادله ۱۲۵

این معیار بر حسب تنش برشی حداکثر و تنش قائم متوسط به شکل زیر است:

$$\frac{\tau_m - \tau_0}{\sigma_c} = B \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_c}\right)^c$$

معادله ۱۲۶

B و τ_0 در رابطه فوق ثابت هستند.

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

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

برای مقاصد عملی می توان $\sigma_t = \tau_0$ یعنی مقاومت کششی یک محوره سنگ فرض کرد و از آنجا که τ_m و σ_m مختصات نقطه بالایی دایره موهر هستند (یکی شعاع و دیگری فاصله مرکز دایره از مبدا مختصات) معیار بدست آمده مکان هندسی نقاط بالایی دایره موهر است.

$$\frac{\tau_m - \tau_0}{\sigma_c} = B \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_c}\right)^c$$

$$\frac{\tau_m}{\sigma_c} = B \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_c}\right)^c + \frac{\tau_0}{\sigma_c} = B \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_c}\right)^c + \frac{\sigma_t}{\sigma_c} \Rightarrow \frac{\sigma_t}{\sigma_c} \cong 0.1$$

$$\left(\frac{\tau_m}{\sigma_c}\right) = 0.1 + B \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_c}\right)^c$$

معادله ۱۲۷

و همچنین رابطه فوق را می توان برای بدست آوردن ضرائب B و C به صورت لگاریتمی زیر در آورد:

$$\log_{10} \left(\frac{\tau_m - \tau_0}{\sigma_c} \right) = \log_{10} B + C \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_c} \right)$$

معادله ۱۲۸

این معیار توسط بیناوسکی برای تعداد زیادی سنگ آزمایش و روابط زیر بدست آمده است.

$$\frac{\tau_m}{\sigma_c} = 0.8 \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_c} \right)^{0.9} + 0.1 \quad \text{نوریت}$$

$$\frac{\tau_m}{\sigma_c} = 0.75 \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_c} \right)^{0.9} + 0.1 \quad \text{ماسه سنگ}$$

$$\frac{\tau_m}{\sigma_c} = 0.78 \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_c} \right)^{0.9} + 0.1 \quad \text{کوارتزیت}$$

$$\frac{\tau_m}{\sigma_c} = 0.70 \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_c} \right)^{0.9} + 0.1 \quad \text{لایسنگ و سنگ رس}$$

$$\frac{\tau_m}{c_0} = 0.76 \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_c} \right)^{0.85} \quad \text{هوک (ماسه سنگ)}$$

معادله ۱۲۹

برای بسیاری از سنگ ها $k \approx 0.75$ و $c \approx 0.90$. مقادیر متناظر A و B در جدول زیر آمده اند. توجه شود که مقادیر A و B دارای دامنه تغییرات کمی هستند.

جدول ۱۴. ثابت های معیار مقاومت تجربی بیناوسکی

Rock type	A	B
norite	5.0	0.8
quartzite	4.5	0.78
sandstone	4.0	0.75
siltstone	3.0	0.70
mudstone	3.0	0.70

در سال ۱۹۸۰، هوک و براون دریافتند که مقاومت فشاری سه محوره حداکثر دامنه وسیعی از سنگ های همسانگرد با معادله زیر قابل تخمین است:

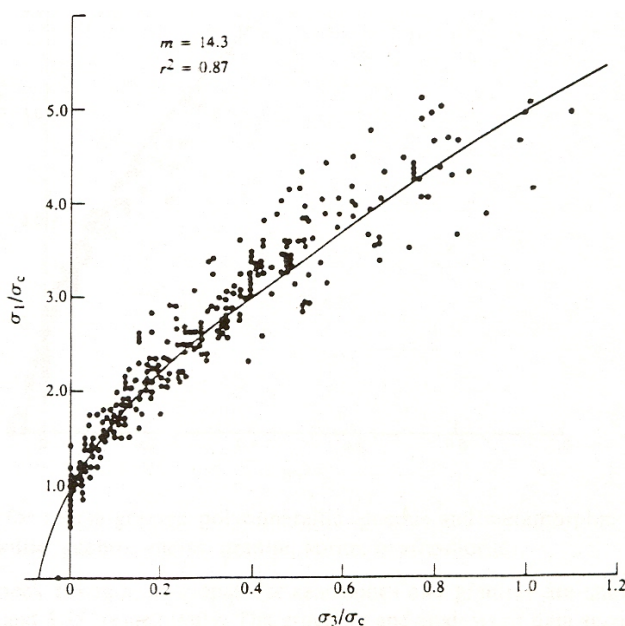
معادله ۱۳۰

که در آن m وابسته به نوع سنگ می باشد. نتایج داده های منتشر شده مقدار m را بصورت زیر پیش بینی می کند:

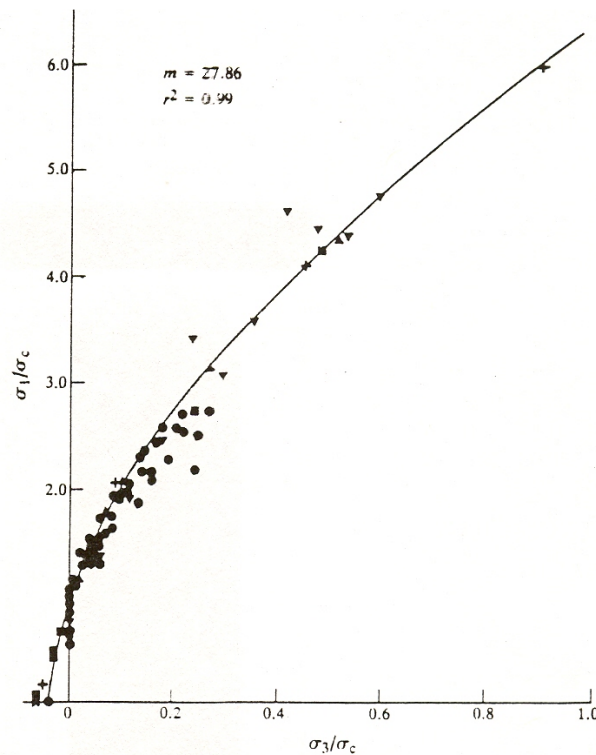
الف) $m \approx 7$ ، برای سنگ های کربناته با کلیواژ بلوری گسترده (دولومیت، سنگ آهک و مرمر)
 ب) $m \approx 10$ ، برای سنگ های آرژلیکی سخت شده (گل سنک، سیلت استون، شیل و اسلیت)

ج) $m \approx 15$ ، برای سنگ های ماسه ای با بلورهای مستحکم و کلیواژ بلوری محدود (ماسه سنگ و کوارتزیت)
 د) $m \approx 17$ ، برای سنگ های آذرین بلوری دانه ریز پلی مینرال (آندزیت، دیاباز و ریولیت)
 ه) $m \approx 25$ ، برای سنگ های دانه درشت آذرین پلی مینرال و سنگ های دگرگونی (آمفیبلت، گابرو، گنایس،
 نوریت و کوارتزیدیوریت)

پوش مقاومت حداکثر نرمال شده برای ماسه سنگ و گرانیت در شکلهای زیر نشان داده شده است. بررسی گروهی داده های مربوط به سنگ های مختلف فواید زیادی دارد. مطالعات جزئی مقاومت و شکست سنگ ها نشان می دهد که عواملی چون ترکیب کانی شناسی و اندازه و زاویه داری و الگوی جفت شدگی دانه ها و خواص سیمان بین دانه ها در ایجاد و گسترش شکستگی ها مؤثر می باشند. در صورتی که این عوامل در چند نمونه سنگی یکسان باشند، انتظار تطابق بین نتایج آزمایشگاهی و رابطه معرفی شده وجود دارد. در زیر چنین نتایجی نشان داده شده اند. ضریب تعیین ۹۹٪، بیانگر کارایی معیار هوک و براون می باشد. در صورتی که عوامل ذکر شده، در مجموعه ای از سنگ ها دارای تغییرات وسیعی باشد، پراکندگی نتایج در اطراف منحنی افزایش می یابد. برای سنگ هایی چون ماسه سنگ با دانه بندی و تخلخل و سیمان متفاوت و سنگ آهک با دامنه وسیعی از ترکیبات کربناتی، ضریب r^2 دارای مقادیر بسیار اندکی می باشد.



شکل ۵۷. پوش مقاومت حداکثر نرمال شده برای ماسه سنگ



شکل ۵۸. پوش مقاومت حداکثر نرمال شده برای گرانیته.

با وجود مشکلات بالا، نتایج بدست آمده توسط براون دارای کارایی عملی می باشند. با تقریب مقدار m با توجه به نوع سنگ و با تعیین مقاومت فشاری یک محوره با استفاده از آزمایش ساده بار نقطه ای می توان محاسبات مقدماتی مربوط به طراحی را انجام داد. مقاومت فشاری یک محوره، به عنوان یک فاکتور مقایسه ای و برای تعیین مقاومت یک نوع خاص از سنگ بکار می رود. بنابراین ممکن است مقدار m یکسانی برای گرانیته های دارای مکانهای متفاوت در نظر گرفته شود. مقاومت آنها در فشارهای محدود کننده ممکن است ۲ یا ۳ برابر با یکدیگر متفاوت باشد.

تنش کششی یک محوری نمونه با صفر قرار داده σ_1 قابل محاسبه است.

$$\sigma_1=0 \Rightarrow \sigma_t = \frac{1}{2} \sigma_c (m - \sqrt{m^2 + 4})$$

معادله ۱۳۱

۷-۳ - مقاومت سنگ بکر ناهمسانگرد تحت تنش فشاری سه محوره

تا کنون فرض بر همسانگرد بودن ماده سنگ بود. با این وجود، به دلیل وجود جهت داری خاص بافت سنگ یا ریز ساختارها و وجود صفحات لایه بندی و یا کلیواژ، رفتار بسیاری از سنگ ها ناهمسانگرد است. طبقه بندی های متفاوت ناهمسانگردی در بخش تئوری الاستیسیته آمده اند. به دلیل پیچیدگی های محاسباتی و مشکلات موجود در تعیین ثابت های مورد نیاز از این روابط، تنها حالت همسانگردی عرضی در تحلیل های مربوط به طراحی در نظر گرفته می شود. معیار های مقاومت ناهمسانگردی نیز برای استفاده در محاسبات لازم می باشند.

تنش حداکثر بدست آمده از فشارش سه محوره با همسانگردی عرضی، با تغییر جهت داری صفحه همسانگردی، صفحه تورق و یا صفحه ضعیف نسبت به جهات تنش های اصلی تغییر می کند. در شکل ۵۹ ارتباط بین مقاومت حداکثر و زاویه بین تنش اصلی بزرگتر و صفحه ضعیف نشان داده شده است.

جیگر در سال ۱۹۶۰، تحلیل سازنده ای را در مورد سنگ هایی ارائه کرد که در آنها صفحات ضعیف بصورت موازی با یکدیگر و نرمال بر صفحات زاویه β نسبت به تنش اصلی بزرگتر قرار گرفته اند. این وضعیت در شکل ۶۰ نشان داده شده است. مقاومت برشی هر یک از صفحات ضعیف با استفاده از معیار کولمب بصورت زیر تعریف می شود:

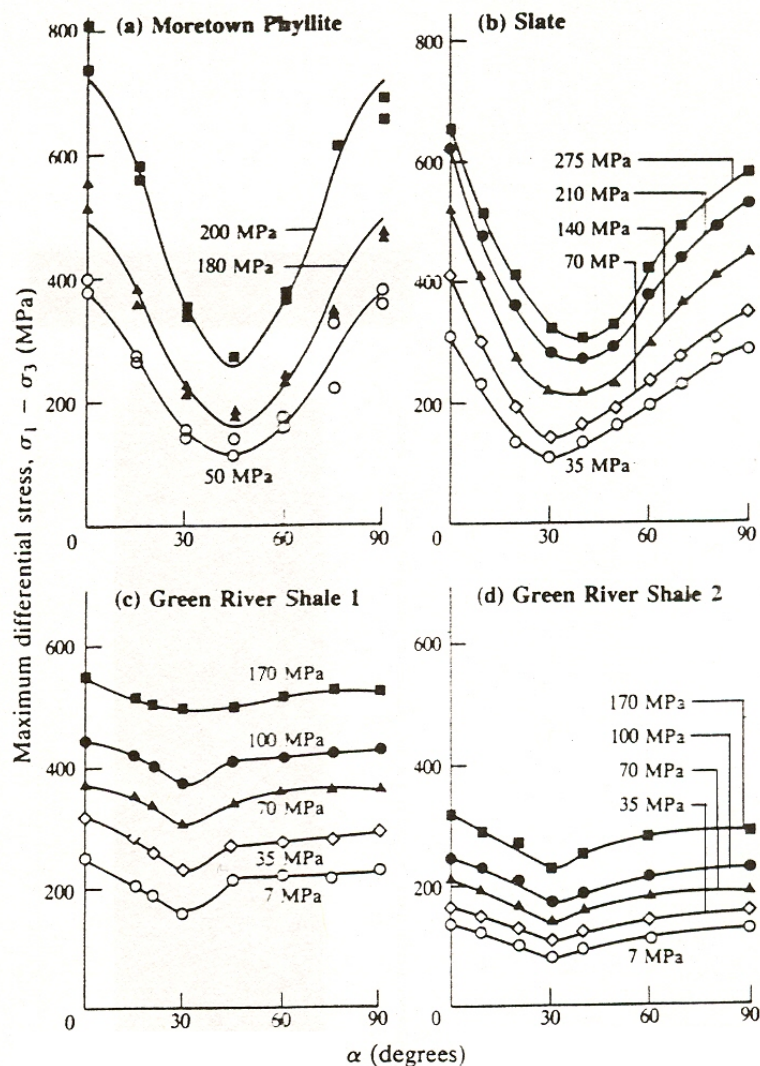
$$S = c_w + \sigma_n \tan \phi_w$$

معادله ۱۳۲

لغزش صفحه ضعیف ab هنگامی روی می دهد که تنش برشی مؤثر بر آن بزرگتر یا مساوی مقاومت برشی صفحه، S، گردد. معادلات تبدیل تنش، تنش های نرمال و برشی روی صفحه ab را بصورت زیر بدست می دهند:

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

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



شکل ۵۹. تغییر اختلاف تنش های اصلی حداکثر با زاویه میل تنش اصلی بزرگتر نسبت به صفحه ضعیف در فشار های محصور کننده مختلف برای (a) فیلیت (b) اسلیت (c,d) دو نوع شیل.

با جایگذاری σ_n و قرار دادن $S = |\tau|$ در معادله، معیار لغزش بر روی صفحه ضعیف بصورت زیر بدست می آید:

معادله ۱۳۳

اختلاف تنش های اصلی لازم برای شکست در حالتی که $\beta \rightarrow 90$ و یا $\beta \rightarrow \phi_w$ ، به بینهایت میل می کند. مقادیر β بین این دو حد، امکان لغزش را ایجاد می نمایند. مقدار تنشی که در آن لغزش روی می دهد از رابطه فوق به دست می آید. با استفاده از مشتق گیری ثابت می شود که مقاومت مینیمم هنگامی روی می دهد که:

$$\tan 2\beta = -\cot \phi_w$$

$$\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi_w}{2}$$

و یا

مقادیر متناظر اختلاف تنش ها برابرند با:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\min} = 2(c_w + \mu_w \sigma_3) \left([1 + \mu_w^2]^{\frac{1}{2}} + \mu_w \right)$$

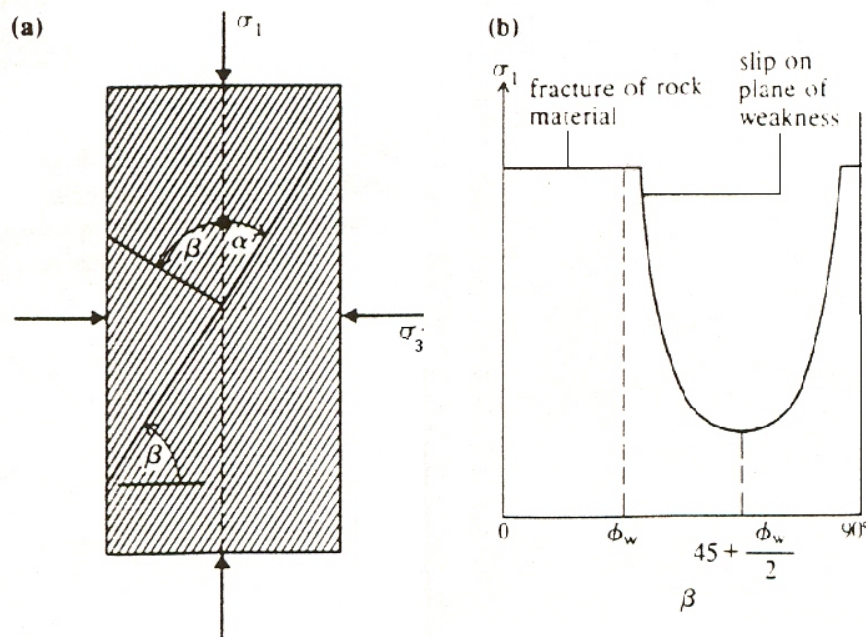
معادله ۱۳۴

که در آن:

$$\mu_w = \tan \phi_w$$

معادله ۱۳۵

برای مقادیر β نزدیک به ۹۰ درجه و یا بین ۰ تا ϕ_w لغزش بر روی صفحه ضعیف اتفاق نمی افتد و مقاومت حداکثر تحت مقدار مشخصی از σ_3 تحت مکانیزم دیگری ایجاد می گردد. با احتمال زیاد، این مکانیزم، شکست برشی است که بدون توجه به صفحه ضعیف روی می دهد. در نتیجه نمودار تئوریک تغییرات مقاومت ماکزیمم با زاویه β بصورت شکل ۶۰ خواهد بود.



شکل ۶۰. (a) نمونه با همسانگردی عرضی تحت تنش سه محوره (b) تغییر مقاومت حداکثر در فشار محصور کننده ثابت با تغییر زاویه میل خط عمود بر صفحه ضعیف نسبت به محور فشارش (β).

با اینکه منحنی های شکل ۵۹ بر حسب α و منحنی تئوریکی شکل ۶۰ بر حسب β رسم شده اند. اما شکل این دو منحنی با هم متفاوت است. بویژه، مقاومت ثابت دیده شده به ازای مقادیر بالا و پایین α در منحنی تئوریکی، با داده های آزمایشگاهی متناقض است.

این مشاهدات نشان می دهند که مدلسازی پیشین، بیش از اندازه ساده بوده است. جیگر در سال ۱۹۶۰ این نظر را مطرح کرد که مقدار c_w ، ثابت نبوده بلکه با تغییر مقادیر α و β تغییر می کند. سپس مک لامور و بری در سال ۱۹۶۷ به این نتیجه رسیدند که هر دو مقدار c_w و ϕ_w با تغییر جهت داری طبق روابط زیر تغییر می کنند:

معادله ۱۳۶

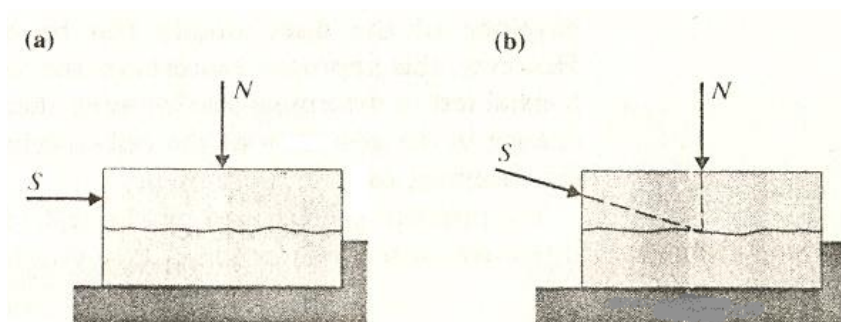
که در آن A و B و C و D و n و m ثابت می باشند. α_{C_0} و α_{ϕ_0} به ترتیب مقادیر α متناظر با c_w مینیمم و ϕ_w مینیمم می باشند.

۸- رفتار توده های سنگی

۸-۱- رفتار برشی ناپیوستگی ها

۸-۱-۱- آزمایش برشی

در کاربردهای معدنی مکانیک سنگ، رفتار برشی ناپیوستگی های بزرگتر از اهمیت زیادی برخوردار است. شرایط لغزش بر روی شکستگی بزرگ همچون گسل و یا شرایط لغزش یک بلوک سنگی در مرزهای حفاری وابسته به مقاومت برشی می باشد. به علاوه، سختی برشی و سختی نرمال ناپیوستگی ها، بر روی توزیع تنش و جابجایی در یک توده سنگ ناپیوسته تأثیر می گذارند. خصوصیات ذکر شده، از طریق آزمایش های مختلفی بدست می آیند. رایج ترین روش آزمایش برشی ناپیوستگی ها، آزمایش برش مستقیم می باشد. همانطور که در شکل ۱-۵ نشان داده شده است، سطح ناپیوستگی به موازات نیروی برشی قرار می گیرد. دو طرف نمونه توسط ماده ای که معمولاً چسب اپوکسی و یا گچ است در جعبه برش ثابت می شوند.



شکل ۶۱. نحوه انجام آزمایش برش مستقیم با اعمال نیروی برشی (a) موازی با ناپیوستگی (b) مایل.

این روش معمولاً در آزمایشگاه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد ولی می‌توانیم با استفاده از جعبه برش قابل حمل، نمونه‌های ناپیوستگی داخل مغزه‌های حفاری را نیز آزمایش کنیم. هم‌چنین ممکن است برش مستقیم بصورت آزمایش برجا و بر روی نمونه‌های بزرگ صورت گیرد. در صورتی که آزمایش بصورت نشان داده شده در شکل ۶۱a انجام شود، گشتاور ایجاد شده باعث توزیع غیر یکنواخت تنش در سطح ناپیوستگی می‌شود. برای به حداقل رساندن این اثر، ممکن است نیروی برشی تحت زاویه ای (معمولاً ۱۰ تا ۱۵ درجه) نسبت به جهت برش اعمال شود. این حالت در شکل ۶۱b نشان داده شده است. در مورد آزمایش‌های برجا، همواره از این حالت استفاده می‌شود. واضح است که با افزایش نیروی برشی تا مقدار حداکثر، تنش نرمال متوسط موثر بر صفحه برش نیز افزایش می‌یابد. بهمین دلیل از این حالت برای آزمایش در تنش‌های نرمال بسیار پایین نمی‌توان استفاده کرد.

آزمایش برش مستقیم نشان داده شده در شکل ۶۱a معمولاً در تنش و یا نیروهای نرمال ثابت صورت می‌گیرد. این آزمایش معمولاً برای نمونه‌های خشک انجام می‌شود، ولی جعبه‌های برشی خاصی برای انجام آزمایش در حالت‌های غوطه‌ور و زهکشی شده نیز وجود دارد.

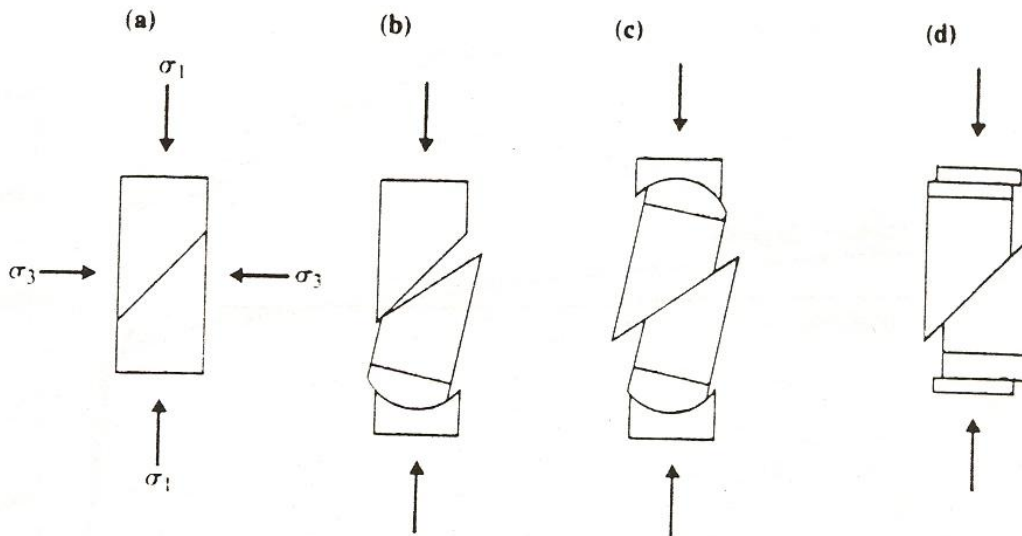
در برخی موارد برای بررسی ناپیوستگی‌ها از سلول سه محوره استفاده می‌شود. مغزه‌های حفاری حاوی ناپیوستگی برای این آزمایش بکار می‌روند. زاویه بین ناپیوستگی و محور مغزه باید بین ۲۵ تا ۴۵ درجه باشد. برای سنگ‌های ناهمسانگرد، نمونه مطابق شکل ۶۲a در سلول قرار گرفته و فشار جانبی و نیروی محوری افزایش می‌یابند. سلول سه محوره برای آزمایش در حضور آب مناسب می‌باشد. ممکن است آزمایش بصورت زهکشی شده و یا زهکشی نشده نیز صورت گیرد. توصیه می‌گردد که فشار آب درزه‌ای در مدت آزمایش ثابت نگه داشته شود.

فرض می‌گردد که لغزش مطابق با تئوری ذکر شده در قسمت مقاومت سنگ‌های ناهمسانگرد صورت گیرد. با استفاده از تنش‌های کلی یا موثر متناظر با فشارهای محصورکننده مختلف در زمان لغزش دوایر مورد نظر رسم می‌شوند. بدین صورت با استفاده از دوایر موهر وضعیت تنش روی صفحه ناپیوستگی بدست می‌آید. پوش مقاومت برشی از این نقاط می‌گذرد. واضح است که نحوه آزمایش‌های مختلفی بر روی نمونه‌های مشابه صورت می‌گیرد.

برای خودداری از تهیه نمونه‌های مشابه زیاد، از آزمایش چند مرحله‌ای استفاده می‌شود. نمونه در فشار محصورکننده پایین آزمایش می‌شود. به محض اینکه لغزش آغاز شد، بارگذاری محوری قطع و فشار محصورکننده افزایش می‌یابد. سپس دوباره نیروی محوری را اعمال کرده تا لغزش صورت گیرد. برای آگاهی از شروع لغزش، نیروی محوری و جابجایی بطور پیوسته در طول آزمایش ثبت می‌گردند. مسطح شدن منحنی نیروی محوری بر حسب جابجایی محوری به معنای شروع لغزش می‌باشد. با انجام آزمایش چند مرحله‌ای، دوایر مختلفی را با استفاده از یک نمونه بدست می‌آوریم.

همانطور که از شکل ۶۲a پیداست جابجایی برشی صفحه ناپیوستگی منجر به جابجایی جانبی و محوری نسبی بین دو قسمت نمونه می‌گردد. در صورتی که یک تکیه‌گاه برای نمونه ایجاد می‌کنیم وضعیت پس از تنش مطابق شکل ۶۲b خواهد بود. مسلماً این وضعیت رضایت بخش نیست. در صورتی که از دو تکیه‌گاه برای استفاده کنیم وضعیت پس از برش مطابق شکل ۶۲c خواهد بود. در این شرایط در حین لغزش، تماس بین سطوح

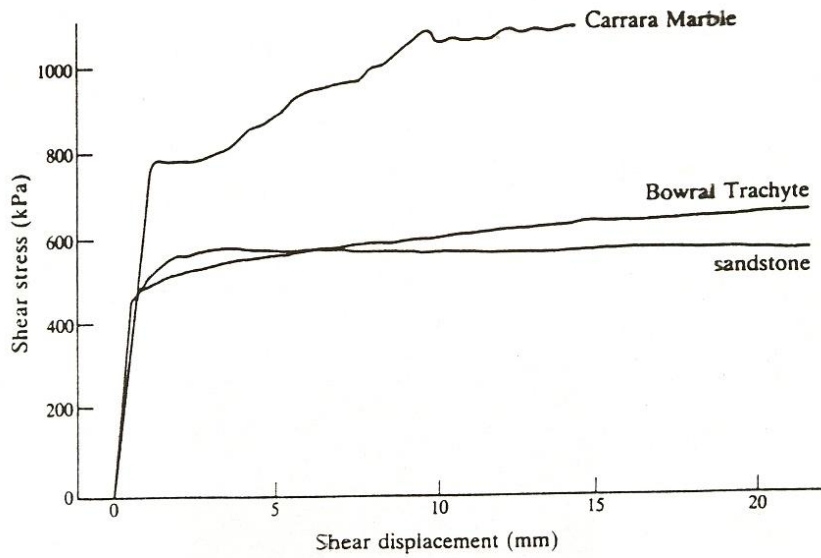
ناپیوستگی قطع نمی گردد ولی نیروهای اصطکاکی و جانبی به تکیه گاه منتقل می شوند. هم چنین سطح برش نیز کاهش می یابد. بهترین روش برای اطمینان از حرکت جانبی آزادانه و تماس سطوح ناپیوستگی در شکل d۶۲ نشان داده شده است. لوح هایی از فولاد سخت شده بین نمونه و پایه های دستگاه قرار می گیرد. سطوح اتصال لوح ها با استفاده از روغن دی سولفید مولیبدنیم نرم می گردد. به این صورت ضریب اصطکاک بین صفحات در حدود ۰/۰۰۵ می گردد که امکان جابجایی زیادی را با مقاومت کم ایجاد می کند.



شکل ۶۲. آزمایش برشی ناپیوستگی در سلول سه محوره.

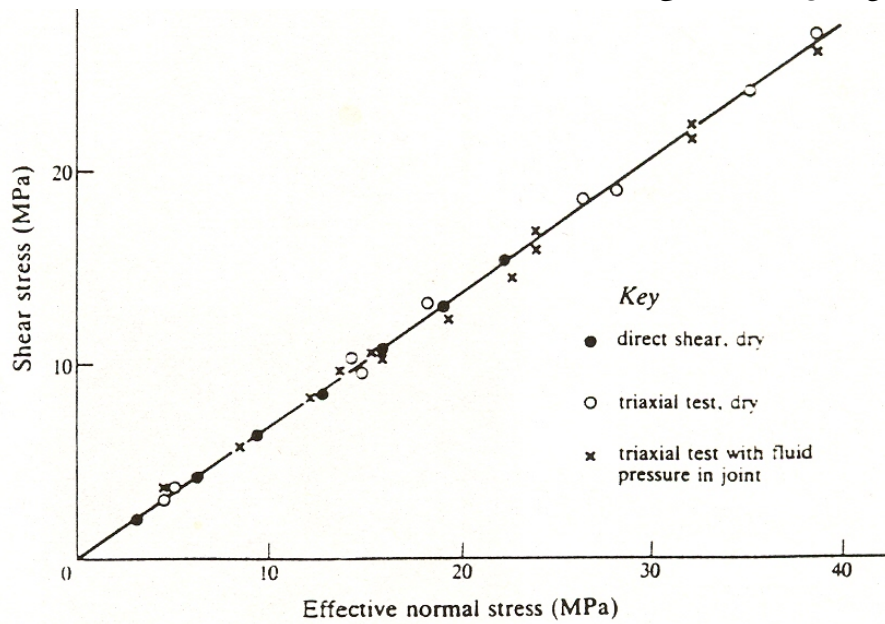
۸-۱-۲- تأثیر زبری سطح بر مقاومت برشی

در صورتی که آزمایش های برشی بر سطوح صاف و تمیز و در تنش نرمال ثابت صورت گیرد منحنی های تنش برشی بر حسب جابجایی برشی بصورت شکل ۶۳ بدست می آیند.



شکل ۶۳. منحنی های تنش برشی - جابجایی برشی سطوح زمین تحت تنش نرمال ثابت 1.0 MPa.

در صورتی که تعدادی از این آزمایش ها در تنش های نرمال موثر مختلفی صورت گیرند، پوش خطی مقاومت برشی مطابق شکل ۶۴ بدست می آید.

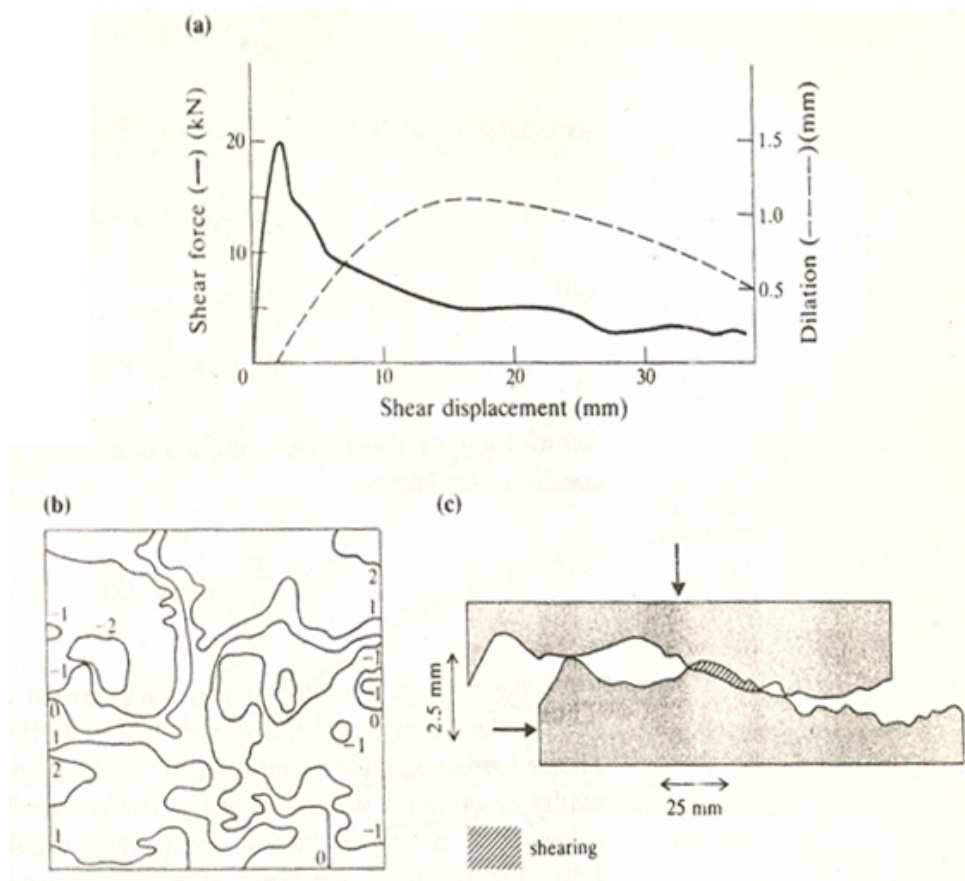


شکل ۶۴. لغزش سطوح صیقلی کوارتزیت تحت شرایط مختلف.

بنابراین مقاومت برشی ناپیوستگی های با سطوح صاف و تمیز از قانون ساده کولمب بدست می آید:

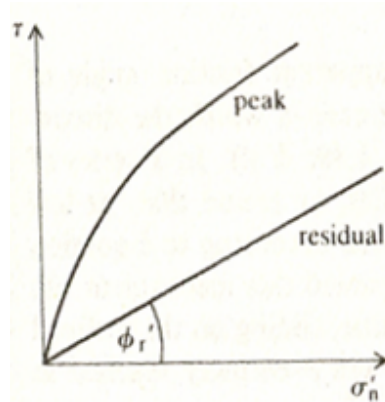
که در آن σ_n' ، تنش نرمال موثر و ϕ' ، زاویه اصطکاک موثر بر سطح ناپیوستگی می باشد. سنگ های غنی از کوارتز دارای زاویه اصطکاک موثر تقریبی ۳۵ درجه می باشند. شکل ۶۴ پوش مقاومت برشی سطح کوارتزی و صاف نمایش داده شده است.

سطح ناپیوستگی های طبیعی هیچگاه به صافی سطوح مصنوعی نیستند. منحنی مشخصه نیروی برشی بر حسب جابجایی برشی نشان داده شده در شکل ۶۵ a مربوط به سطوح زبر و تمیز می باشد.



شکل ۶۵. نتایج آزمایش برش مستقیم درزه های پوشیده شده از گرافیت با ابعاد $152 \text{ mm} * 127 \text{ mm}$ تحت نیروی محوری ثابت $28,9 \text{ KN}$. (a) منحنی های نیروی برشی - جابجایی برشی (b) منحنی های تراز سطح درزه قبل از آزمایش (c) موقعیت های نسبی در یک مقطع خاص پس از 25 mm لغزش.

در یک تنش نرمال ثابت، مقاومت حداکثر پس از اندکی جابجایی برشی حاصل می گردد. جابجایی برشی بیشتر، منجر به افت مقاومت تا مقدار مقاومت باقیمانده می گردد. نتایج آزمایشات مختلف، پوش مقاومت حداکثر و باقی مانده را بصورت نشان داده شده در شکل ۶۶ بدست می دهند.

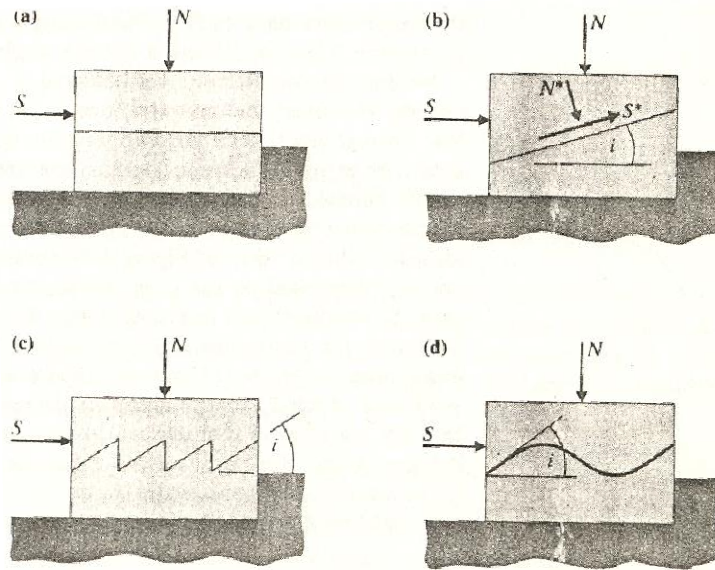


شکل ۶۶. پوش های تنش موثر - مقاومت برشی حداکثر و باقیمانده.

این رفتار با استفاده از مدل ساده "پاتون" قابل استنباط است (شکل ۶۷). سطح خشک و صاف و تمیز نشان داده شده در شکل دارای زاویه اصطکاک ϕ می باشد بطوریکه در تعادل حدی برش مستقیم رابطه زیر برقرار است:

$$\tan \phi = \frac{S}{N}$$

معادله ۱۳۸



شکل ۶۷. مدل های ایده ال زبری سطح که زاویه زبری i را نشان میدهند.

که در آن S ، نیروی برشی و N ، نیروی نرمال است. در صورتی که مطابق شکل ۶۷ b زاویه بین سطح ناپیوستگی و نیروی برشی برابر i باشد، در آن صورت لغزش زمانی روی می دهد که رابطه زیر برقرار باشد:

که در آن S^* نیروی برشی وارد بر صفحه ناپیوستگی و N^* نیروی قائم وارد بر صفحه ناپیوستگی می باشند. روابط زیر با استفاده از مکانیک برداری بدست می آیند:

$$S^* = S \cos i - N \sin i$$

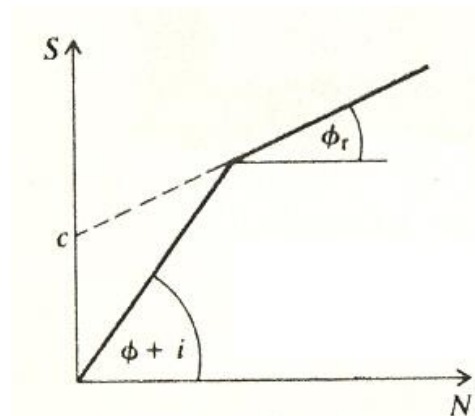
$$N^* = N \cos i + S \sin i$$

با جایگذاری این مقادیر در معادله شرایط لغزش بصورت زیر بدست می آید:

معادله ۱۳۹

بنابراین سطح ناپیوستگی مایل دارای زاویه اصطکاک ظاهری $(\phi + i)$ می باشد. پاتون مدل خود را برای سطح دنداندار تعمیم داد. او پس از آزمایش بر روی مدل هایی با نیمرخهای عرضی مختلف دریافت که برای مقادیر زیاد N و S ، ناگهان ناهمواریهای سطح ناپیوستگی دچار شکست برشی می شوند. مقادیر N و S متناظر با این پدیده، نقطه پوش دو خطی مقاومت برشی می باشند. توجه شود که استفاده از قسمت بالایی این پوش برای برونمایی مقاومت در مقادیر پایین N (استفاده از قانون کولمب با چسبندگی c و زاویه اصطکاک ϕ) باعث تخمین نادرستی می گردد.

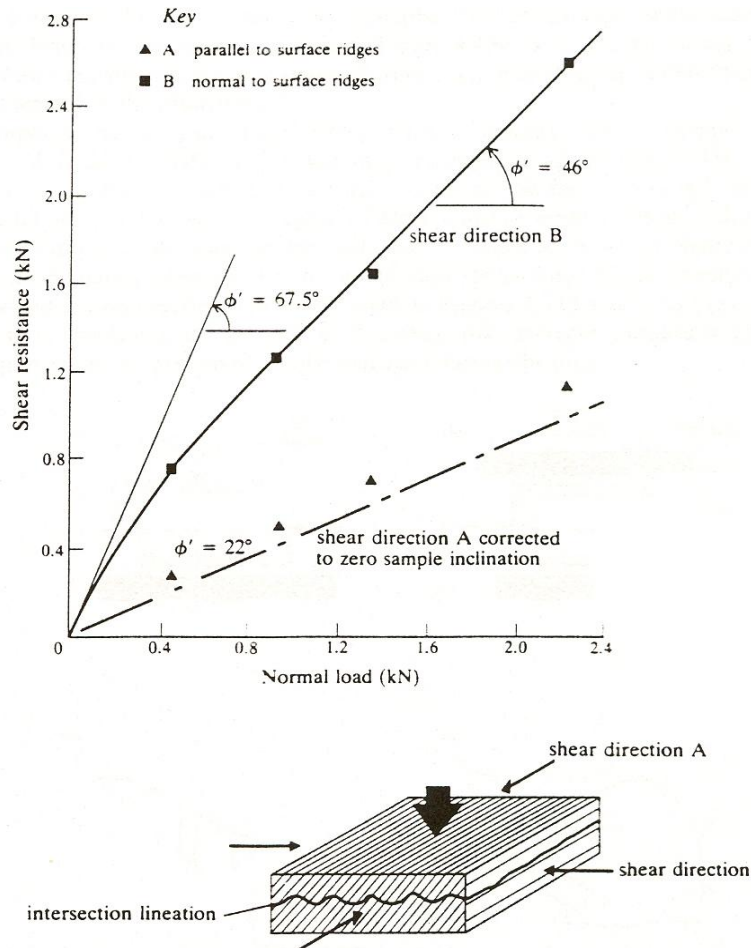
ناپیوستگی های طبیعی بندرت از این مدل ایده ال پیروی می کنند. با این وجود، دو مرحله لغزش در مقادیر پایین N به همراه اتساع نمونه و شکست برشی ناهمواریها در مقادیر بالای N در ناپیوستگی های طبیعی دیده می شوند. نتایج آزمایشگاهی نشان می دهند که رفتار ناپیوستگی ها دارای تطابق بهتری با یک منحنی می باشند. این منحنی به ترکیبی از دو خط مذکور شبیه است. این اثر ترکیبی در آزمایش برش مستقیم انجام شده بر روی درزه ای با پوشش گرافیتی بخوبی نشان داده شده است.



شکل ۶۸ پوش دو خطی مقاومت حداکثر

زبری سطح قبل از انجام آزمایش توسط شکل ۶۵ نشان داده شده است. حداکثر اختلاف ارتفاع نقاط سطح ناپیوستگی از سطح میانگین ± 1 mm می باشد. پس از ۲۵ mm جابجایی برشی تحت نیروی قائم 28.9 KN

وضعیت نسبی دو قسمت نمونه مطابق شکل می باشد. حرکت هر دو قسمت بر روی ناهمواری های سطح باعث ایجاد ناحیه برشی هاشور زده در شکل گردیده است. اثرات زبری می تواند باعث ایجاد وابستگی مقاومت برشی به جهت برش شوند. در شکل ۶۹ سطح زبر ناپیوستگی ایجاد شده در یک نمونه اسلیتی مشاهده میگردد.



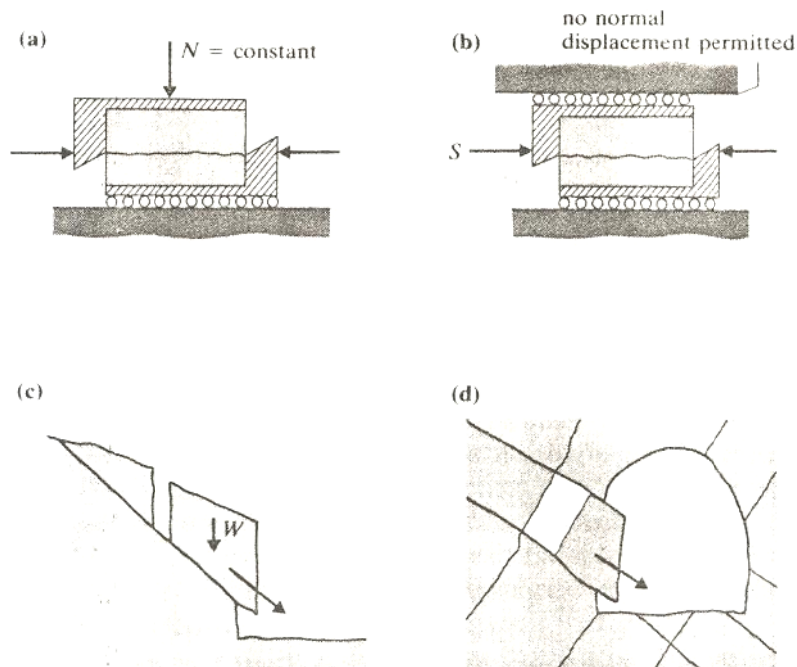
شکل ۶۹. تاثیر جهت برش بر مقاومت برشی یک ناپیوستگی مرطوب در سنگ اسلیتی.

همانطور که پیداست زاویه بین این شکستگی ها و کلیواژ ثابت است. هنگامی که جابجایی برشی در جهت A باشد، زاویه اصطکاک موثر ۲۲ درجه محاسبه می گردد. این مقدار با زاویه ۱۹/۵ درجه که برای سطح تمیز و صیقل داده شده بدست می آید قابل مقایسه است. با این وجود هنگامی که جابجایی برشی در جهت B صورت گیرد علاوه بر اتساع نمونه، شاهد زاویه زبری ۴۵/۵ درجه، در نواحی با تنش نرمال موثر نزدیک به صفر و زاویه زبری ۲۴ درجه در نواحی با تنش نرمال موثر بالاتر خواهیم بود.

۸-۱-۳- ارتباط بین اتساع و مقاومت برشی

تمام داده هایی که در قسمت قبل ارائه گردید، از آزمایش برش مستقیم تحت نیروی قائم ثابت بدست آمده اند. بدلیل زبری سطوح، تقریباً در همه آزمایش ها نمونه اتساع پیدا می کند. در سال ۱۹۷۶ گودمن به این نکته توجه کرد که اگر چه این شرایط برای بلوک های نامحصور برقرار است اما برای بلوک هایی که توسط چندین ناپیوستگی ایجاد شده اند و امکان اتساع در حین جابجایی برشی را ندارند، شرایط دیگری برقرار است. در شرایط اخیر تنش نرمال، با افزایش جابجایی برشی، زیاد می شود.

هنگامی که مطابق شکل ۷۰ آزمایشی صورت گیرد، جابجایی های برشی و نرمال، u و v ، صورت می گیرند. هنگامی که تنش فشاری σ_n اعمال می شود، ناپیوستگی فشرده می گردد.

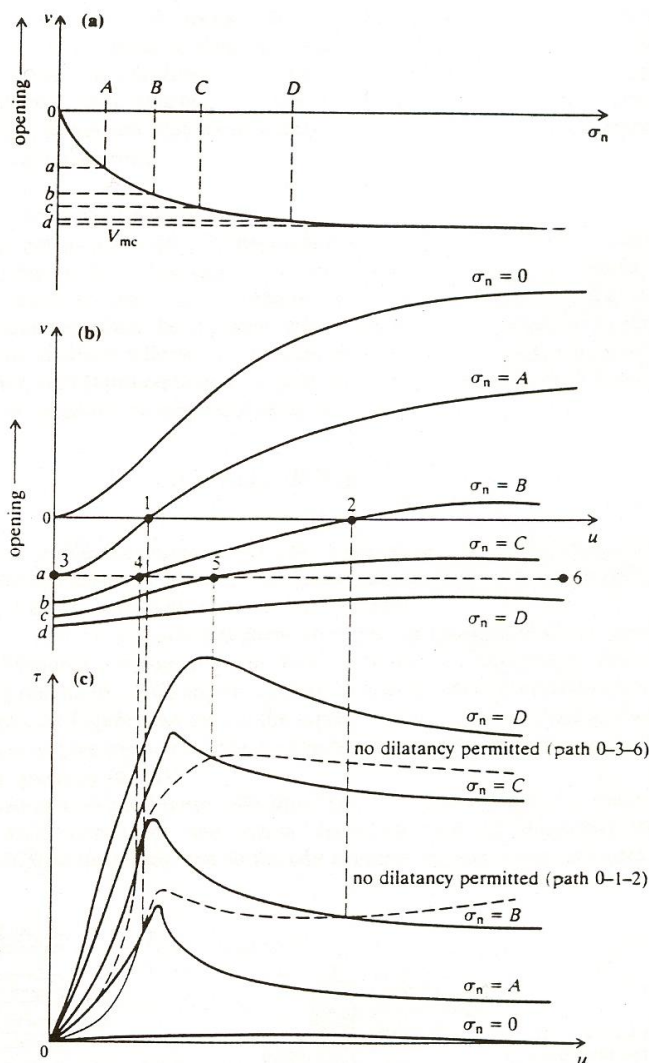


شکل ۷۰. حالت های برش با (a,c) نیروی نرمال کنترل شده (b,d) جابجایی نرمال کنترل شده.

منحنی جابجایی نرمال بر حسب تنش نرمال کاملاً غیر خطی بوده و به ازای مقادیر بالای σ_n دارای مجانب می باشند. مقدار این مجانب متناظر با بیشترین فشردگی، V_{mc} ، بوده و وابسته به دهانه بازشدگی و ضخامت اولیه ناپیوستگی می باشد.

فرض کنید که ناپیوستگی تمیز و زبری، بدون تنش نرمال، تحت برش قرار گرفته است. اتساع مطابق منحنی بالایی نشان داده شده در شکل ۷۱ روی می دهد. در صورتی که مقاومت برشی تنها ناشی از اصطکاک باشد، تنش برشی در طول آزمایش صفر است. برای مقادیر بالاتری از تنش نرمال ثابت A و B و C و D ، جابجایی نرمال اولیه a و b و c و d خواهد بود. و منحنی های اتساع بر حسب جابجایی برشی و تنش برشی بر حسب جابجایی برشی مطابق با شکل ۷۱، a, b, c, d می باشند. هرچه تنش نرمال افزایش یابد اتساع کاهش می یابد. این باعث آسیب دیدن تعداد بیشتری از ناهمواری های سطحی در حین برش می باشد.

حال فرض کنیم که همان نمونه با تنش نرمال اولیه صفر و بدون اصطکاک اتساع در طول آزمایش ($v = 0$) دچار برش شود. در صورتی که جابجایی برشی به نقطه ۱ برسد، به منحنی مربوط به $\sigma_n = A$ خواهیم رسید و مقاومت برشی از طریق منحنی $\tau-u$ مربوط به $\sigma_n = A$ بدست می آید. با افزایش جابجایی برشی، تنش برشی مطابق مسیر خط چین ۰-۱-۲ در شکل ۷۱ c افزایش می یابد. در صورتی که تنش نرمال اولیه A ، نمونه را تا نقطه ۳ فشرده سازند و بدون امکان افزایش جابجایی نرمال در طول آزمایش ($v = a$)، برش صورت گیرد منحنی $\tau-u$ ایجاد شده مطابق مسیر خط چین ۳-۴-۵-۶ در شکل ۷۱ c خواهد بود. توجه شود که به ازای هر مقدار اولیه σ_n مقاومت برشی در حالت بدون جابجایی برشی بیش از حالت با تنش نرمال ثابت بوده و حالت نرمی کرنش کمتر ایجاد شده و رفتار نمونه به حالت پلاستیک نزدیک می شود. به این صورت پایداری شیروانی ها و حفاری ها با استفاده از پیچ سنگ ها قابل توجه است.



شکل ۷۱. روابط بین تنش نرمال (σ_n) و تنش برشی (τ) و جابجایی نرمال (v) و جابجایی برشی (u) در آزمایش برش ناپیوستگی های زبر تحت جابجایی ثابت.

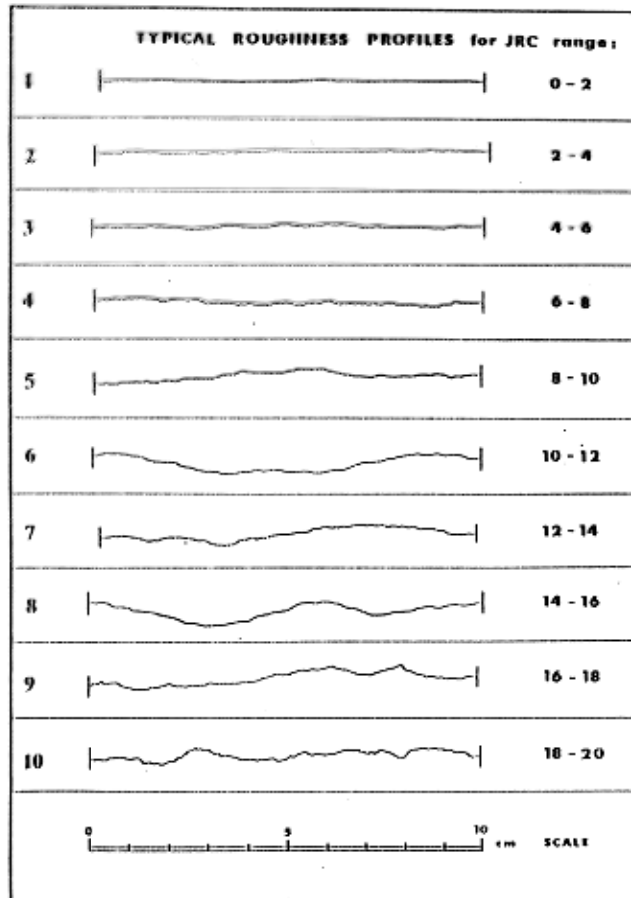
۸-۱-۴- تاثیر مقیاس

همانطور که (در فصل ساختار توده سنگ) ذکر شد زبری ناپیوستگی دارای مقیاس های مختلفی می باشد. در شکل ۷۲ مقیاس های مختلف زبری که برای آزمایش نمونه گیری می شوند، نشان داده شده است. برای آزمایش هایی که در آنها امکان اتساع وجود دارد زاویه زبری و در نتیجه زاویه اصطکاک ظاهری با افزایش مقیاس کاهش پیدا می کند. در آزمایش هایی که امکان اتساع وجود ندارد مقیاس دارای اهمیت کمتری می باشد. در سال ۱۹۷۳ بارتون پیشنهاد کرد که مقاومت حداکثر برشی درزه، τ ، در سنگ با رابطه تجربی زیر نشان داده می شود:

$$\tau = \sigma_n' \tan \left[JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n'} \right) + \phi_r' \right]$$

معادله ۱۴۰

که در آن، σ_n' ، تنش نرمال موثر و JRC، ضریب زبری درزه با مقدار ۱ برای صاف ترین تا ۲۰ برای زبرترین سطح و JCS، مقاومت فشاری سنگ دیواره و ϕ_r' ، زاویه اصطکاک باقیمانده زهکشی شده می باشد.



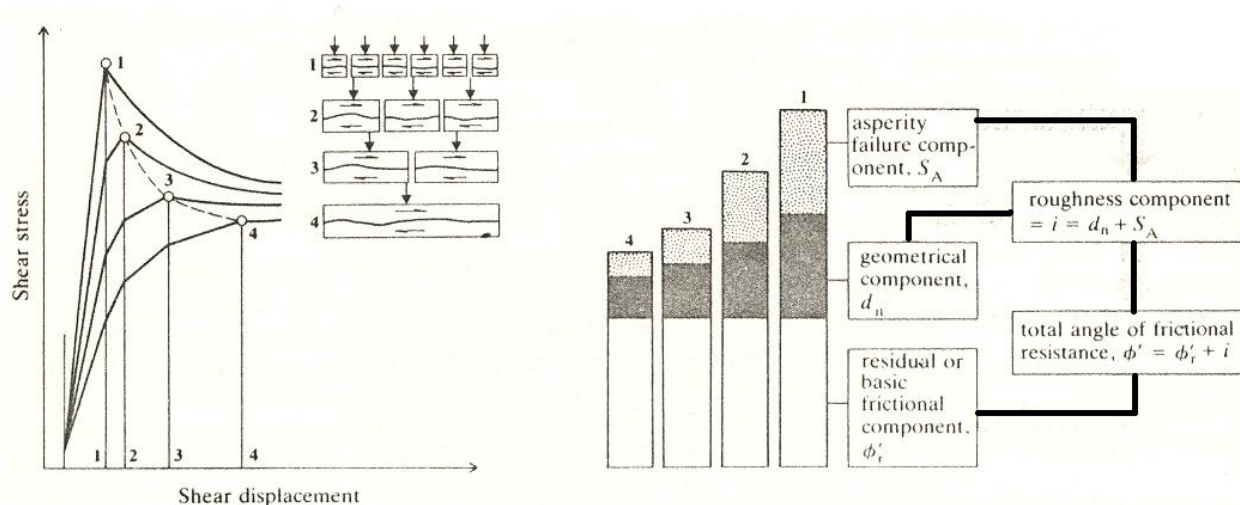
شکل ۷۲. محدوده JRC برای مقاطع نوعی (typic) زبری

معادله فوق مقاومت برشی را دارای سه مولفه می داند:

- مولفه اصطکاکی اساسی که با ϕ_r' بیان می گردد.
- مولفه هندسی که از طریق زبری سطح (JRC) به حساب می آید.
- مولفه شکست ناهموازی ها که با نسبت $\frac{JCS}{\sigma_n}$ در رابطه وارد شده است.

همانطور که شکل ۷۳ نشان می دهد، مولفه های شکست ناهموازی ها و مولفه هندسی برای محاسبه مولفه زبری

خالص، i° ، با یکدیگر ترکیب می شوند. بنابراین مقاومت اصطکاکی کلی با $(\phi_r' + i)^\circ$ بیان می شود.



شکل ۷۳. تاثیر مقیاس بر سه مولفه مقاومت برشی ناپیوستگی ها.

معادله ۹-۲ و شکل ۹-۱۳ نشان می دهند که مقاومت برشی یک درزه زبر به مقیاس و تنش وابسته است. با افزایش σ_n' ، عبارت $\log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right)$ و در نتیجه اصطکاک ظاهری کاهش می یابد. با افزایش مقیاس، ناهمواری های بزرگتری تحت برش قرار می گیرند و زاویه زبری کنترل کننده کاهش می یابد. به همین صورت مولفه شکست ناهمواری ها با افزایش مقیاس کاهش می یابد، زیرا مقاومت فشاری ماده، JCS، با افزایش ابعاد کاهش می یابد.

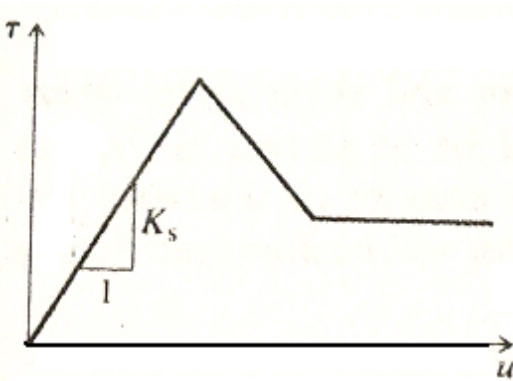
۸-۱-۵- سختی ناپیوستگی

هنگامی که رفتار توده سنگ توسط روش های عددی (عنصر درزه، اجزای محدود و یا اجزای مجزا) مورد مطالعه قرار گیرد، سختی نرمال و برشی ناپیوستگی ها جز پارامترهای مهم ورودی می باشند. همانطور که بیان گردید رفتار تنش نرمال و جابجایی نرمال ناپیوستگی ها می تواند کاملاً غیر خطی باشد. در بسیاری از مدل های عددی فرض می گردد که این رفتار خطی بوده و سختی نرمال، مقدار ثابت K_n را دارد. در سال ۱۹۷۶، گودمن در بسط یکی از مدل های اجزای محدود، از یک رابطه هذلولی برای بیان تنش نرمال بر حسب جابجایی نرمال استفاده کرد:

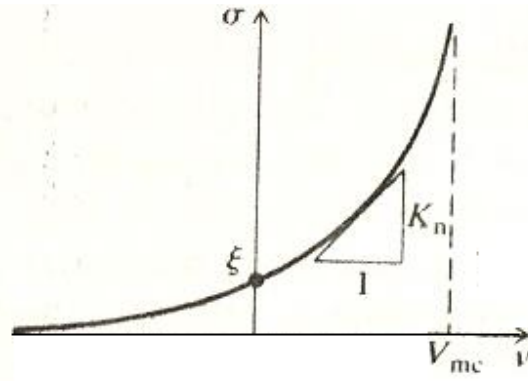
معادله ۱۴۱

که در آن V_{mc} ، حداکثر فشار ممکن و ξ ، تنش نشست اولیه است. در هنگام شروع اندازه گیری جابجایی نرمال و t ، ثابت‌هایی می باشند که از طریق آزمایش بدست می آیند. گودمن برای سادگی کار مقادیر A و t را برابر

یک فرض کرد. در صورتی که داده های آزمایشگاهی نشان می دهند که $A > 1$ و $t < 1$. با دیفرانسیل گیری ساده از عبارت بدست آمده مشخص می گردد که $K_n \propto \sigma_n^2$. سختی نرمال بشدت وابسته به تنش نرمال می باشد. سختی برشی، K_s ، شیب منحنی تنش برشی بر حسب جابجایی برشی بوده و غیر قابل پیش بینی و متغیر می باشد. این مقدار وابسته به توزیع ناپیوستگی و روش آزمایش و ابعاد نمونه و تنش نرمال است. در بسیاری از مدل های عددی فرض گردیده است که منحنی $\tau - u$ از سه خط تشکیل شده و شیب آن قبل از تنش حداکثر مقدار ثابت K_s را داراست.



شکل ۷۵. منحنی ایده ال سه خطی تنش برشی (τ) بر حسب جابجایی برشی (u) برای یک ناپیوستگی.



شکل ۷۴. منحنی هذلولی تنش نرمال (σ_n) بر حسب جابجایی نرمال (v) برای یک ناپیوستگی

۸-۱-۶- ناپیوستگی های پر شده

در مباحث پیشین ناپیوستگی ها تمیز (بدون ماده پر کننده) فرض گردیدند. ناپیوستگی ها می توانند توسط گوج (در گسل ها)، سیلت (در صفحات لایه بندی) و مواد با اصطکاک کم همچون کلریت و گرافیت و سرپانتین (در درزه ها) و مواد سخت تر همچون کوارتز و یا کلسیت (در رگه ها و یا درزه های زنگار زده) پر شده باشند. واضح است که حضور این مواد، رفتار برشی ناپیوستگی را تحت تأثیر قرار می دهد. وجود گچ و یا لایه های رسی می تواند سختی و مقاومت برشی را کاهش دهد. مواد با اصطکاک کم می توانند زاویه اصطکاک را به شدت کاهش دهند. مواد رگه ای همچون کوارتز می توانند مقاومت برشی را افزایش دهند.

رفتار ناپیوستگی هایی که بطور کلی با مواد نرم و سست پر شده اند که دارای ویژگی های مکانیکی مشابهی با سیلت و رس هستند، بطور ویژه بررسی می گردند. مقاومت برشی مواد پر کننده معمولاً توسط قانون تنش موثر کولمب توجیه می شود. در یک مطالعه آزمایشگاهی بر روی چنین ناپیوستگی هایی، نتایج زیر توسط لادانی و آرشامبولت بدست آمده است:

الف) سختی و مقاومت برشی ناپیوستگی پر شده، پوش مقاومت حداکثر، بین پوش ماده پر کننده و پوش در حالت تمیز قرار دارد.

ب) سختی و مقاومت برشی یک ناپیوستگی پر شده، با افزایش ضخامت پر کننده کاهش می یابد اما همواره بیش از مقدار مربوط به خود ماده پر کننده است.

ج) منحنی تنش برشی بر حسب جابجایی برشی برای ناپیوستگی های پر شده معمولاً از دو بخش تشکیل شده است. اولین قسمت مربوط به تغییر شکل پذیری ماده پر کننده است که قبل از تماس سنگ با سنگ بروز می کند و دومین قسمت مربوط به تغییر شکل پذیری و شکست برشی ناهمواری هایی در تماس سنگ می باشد.

د) مقاومت برشی یک ناپیوستگی پر شده همواره به ضخامت ماده پر کننده وابسته نیست. در صورتی که سطوح ناپیوستگی صاف و پوشیده از مواد با اصطکاک کم باشد، سطح برش در ناحیه تماس سطح سنگ با ماده پر کننده قرار می گیرد.

ه) رس های آماس کننده، مواد پر کننده خطرناکی هستند. زیرا مقاومت آنها در حین آماس از بین رفته و در صورت عدم امکان آماس، فشارهای زیادی را اعمال می نمایند.

۸-۲- معیارهای شکست توده سنگ

تعیین مشخصات مکانیکی کلی یک توده سنگ ناپیوسته بر جا، یکی از مسائل مشکل در مکانیک سنگ است. برای بدست آوردن جابجایی های ایجاد شده در اثر حفاری های معدنی (بعنوان مثال برای ارزیابی مقاومت پایه های معدنی و گسترش نشست زمین) به مشخصات تنش- کرنش توده سنگ نیاز داریم و مقاومت کلی توده نیز برای چنین محاسباتی مورد استفاده قرار می گیرد.

اولین رهیافت برای تعیین مقاومت کلی توده سنگ با چند درزه، بکار گیری تئوری صفحه ضعیف واحد می باشد. فرض کنید توده سنگی که نتایج آزمایشگاهی آن در شکل ۵۹ b آمده است، دارای چهار دسته ناپیوستگی با خصوصیات مشابه صفحات کلیواژ اسلیت باشد (شکل ۷۶). این ناپیوستگی ها، دارای زاویه ۴۵ درجه نسبت به یکدیگر می باشند. به ازای هر مقدار از σ_3 ، منحنی حداکثر اختلاف تنش های اصلی بر حسب زاویه α ، با چهار بار بر هم نهی متناظر در شکل ۵۹ b بدست می آید. چهار منحنی به اندازه ۴۵ درجه روی محور α با یکدیگر اختلاف دارند. شکل ۷۶ منحنی مقاومت بدست آمده را برای سه مقدار σ_3 نشان می دهد.

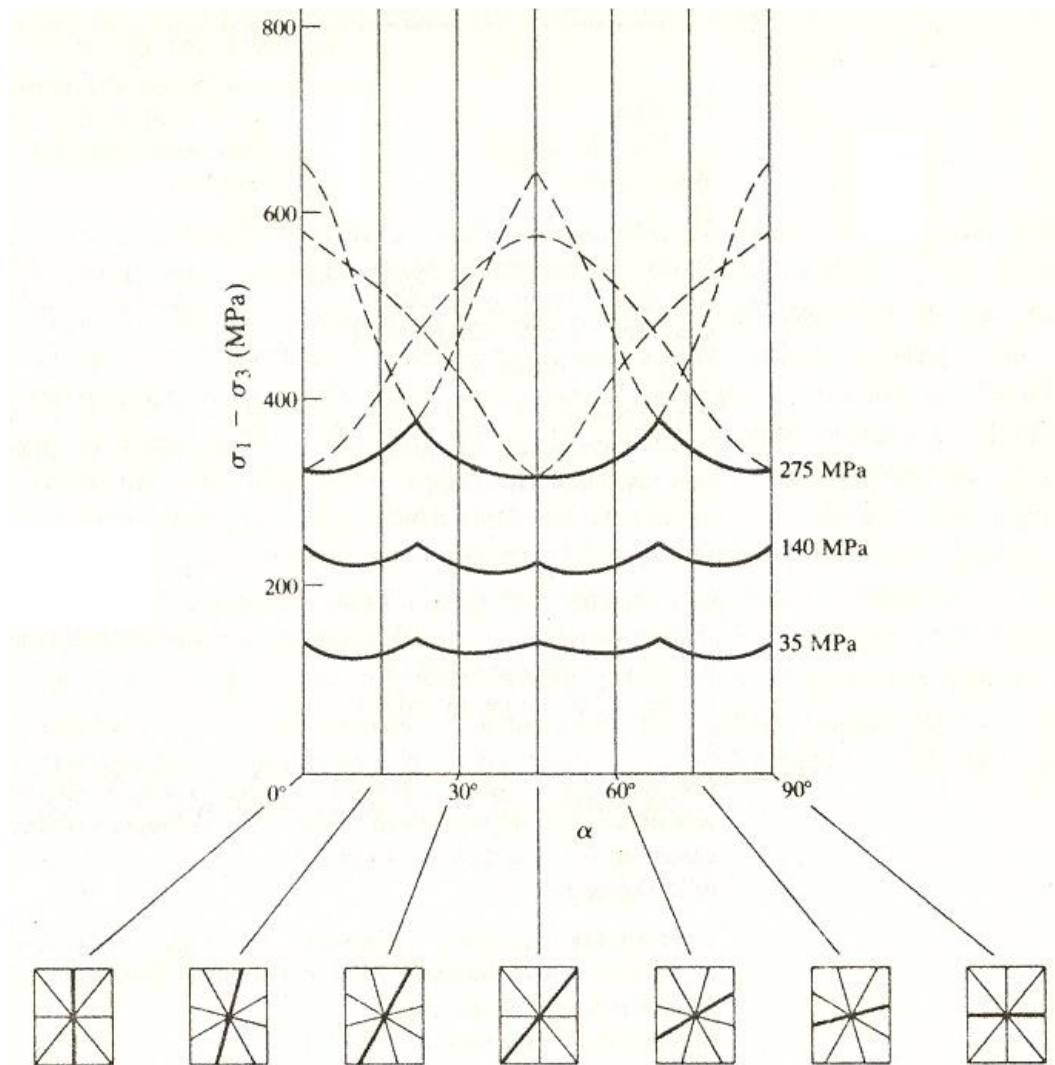
در این مورد، شکست، همواره در نتیجه لغزش بر روی یک ناپیوستگی می باشد. توجه شود که با تقریب خوبی، می توان فرض کرد که مقاومت این توده سنگ فرضی همسانگرد است. در صورتی که یکی از ناپیوستگی ها دارای مقاومت برشی متمایزی (نسبت به سایر آنها) باشد این مطلب صحیح نخواهد بود.

بطور کلی بدلیل مشکلات تعیین مقاومت کلی توده سنگ با اندازه گیری، از رهیافت های تجربی استفاده می گردد. کاملترین رهیافت تجربی در سال ۱۹۸۰ توسط هوک و براون صورت زیر ارائه گردید:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \left(m \sigma_c \sigma_3 + s \sigma_c^2 \right)^{\frac{1}{2}}$$

معادله ۱۴۲

که در آن σ_1 ، تنش اصلی بزرگتر در مقاومت حداکثر، σ_3 ، تنش اصلی کوچکتر و m و s ثابتهای وابسته به خصوصیات سنگ و شکستگی های پیشین و σ_c ، مقاومت فشاری تک محوره ماده سنگ می باشد. برای سنگ بکر، $s = 1$ و برای نمونه سنگی کاملاً خرد شده $s = 0$ می باشد. مقاومت فشاری تک محوره توده سنگ $C_0 = \sigma_c s^{\frac{1}{2}}$ می باشد.



شکل ۷۶ خصوصیات ترکیبی مقاومت حداکثر برای یک توده سنگ فرضی که شامل چهار دسته ناپیوستگی بوده و مشخصات هر کدام از این ناپیوستگی ها مشابه کلیواژ اسلیتی است که در ۸-۱۰ b نشان داده شده است.

فرم ارائه شده پیشین برای طراحی فضاهای زیر زمینی مناسب است. با این وجود معیار فوق بر حسب τ ، مقاومت برشی و σ_n ، تنش نرمال نیز قابل بیان است:

معادله ۱۴۳

که در آن A و B، ثابت‌های وابسته به مقدار m می‌باشند. هوک و براون با بررسی بر روی داده‌های آزمایشگاهی، مقادیر تخمینی این پارامترها را بر حسب نوع سنگ و کیفیت توده سنگ در جدولی ارائه دادند. بدلیل عدم وجود تخمین‌های دقیق‌تر برای مقاومت توده سنگ، این جداول بطور گسترده‌ای در عملیات‌های مهندسی مورد استفاده قرار می‌گیرند. تجربیات بدست آمده نشان می‌دهند که مقاومت تخمین زده شده، برای بررسی پایداری شیب و حفاری در سنگ‌های آشفته و سست شده، منطقی می‌باشند. با این وجود مقاومت تخمینی برای اغلب حفاریات زیر زمینی بسیار پایین می‌باشد. زیرا سست‌شدگی و از بین رفتن حالت قفل بودن در این حفاریات کمتر از شیب‌ها می‌باشد. بر اساس چنین تجربیاتی هوک و براون در سال ۱۹۸۸ روابط زیر را برای ارتباط بین ثابت‌های m و s و امتیاز توده سنگ، RMR، پیشنهاد دادند:

برای توده سنگ آشفته:

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

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

معادله ۱۴۴

برای توده سنگ غیر آشفته و قفل شده:

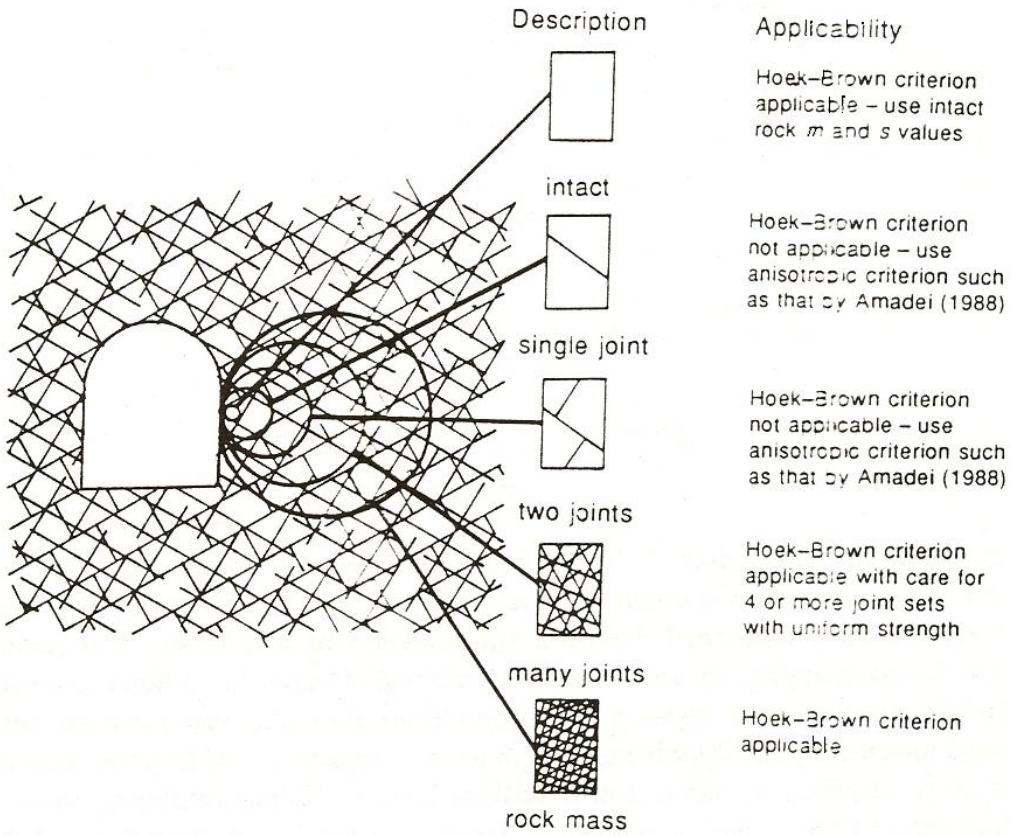
$$\frac{m}{m_i} = \exp\left(\frac{RMR-100}{28}\right)$$

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

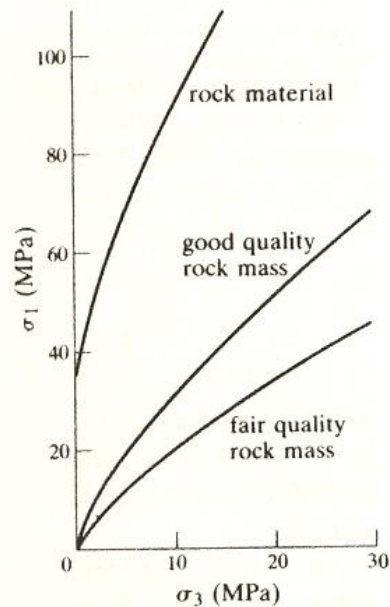
معادله ۱۴۵

که در آنها، m_i ثابت مربوط به ماده سنگ و m ثابت مربوطه به توده سنگ می‌باشد. تجربیات نشان می‌دهد که RMR و Q، هیچ کدام شاخص ایده‌آلی برای تخمین مقاومت توده سنگ نمی‌باشند. به همین دلیل، معیار تجربی هوک و براون بایستی با احتیاط زیادی مورد استفاده قرار گیرد. معیار فوق، اثرات ناهمسانگردی و تنش اصلی متوسط را در نظر نمی‌گیرد در صورتی که این موارد می‌توانند اهمیت زیادی برای توده سنگ‌های درزه دار باشند. شکل ۷۷ کارایی معیار هوک و براون را در مقیاس‌های مختلف توده سنگ نشان می‌دهد.

شکل ۷۸ نمونه‌ای از کاربرد معیارهای هوک و براون برای توده ماسه سنگی را نشان می‌دهد. نتایج آزمایش فشاری سه محوره ماده سنگ منحنی بالایی را با $m_i = 15$ بدست می‌دهد. مغزه‌های بدست آمده از این توده سنگ نشان می‌دهند که RMR بین مقادیر ۶۵ (خوب) تا ۴۴ (مناسب) می‌باشد. برای توده غیر آشفته و قفل شده از معادله ۱۴۵ به ازای $RMR = 65$ ، مقادیر $m = 4.298$ و $s = 0.002$ بدست می‌آید. مقاومت فشاری تک محوره ماده سنگ نیز $\sigma_c = 35Mpa$ می‌باشد. در نتیجه محدوده تخمین زده شده مقاومت بر جای این توده سنگ بین دو منحنی بالا و پایین قرار می‌گیرد.



شکل ۷۷. کارایی معیار تجربی مقاومت توده سنگ هوک و براون در مقیاس های مختلف.



شکل ۷۸. معیار مقاومت توده سنگ هوک و براون برای توده ماسه سنگی با $\sigma_c = 35 \text{ MPa}$.

۸-۳- تغییر شکل پذیری توده‌های سنگی

مطالعه رفتار کامل تنش- کرنش توده سنگ های درزه دار بر روی تغییر شکل پس از تسلیم می باشد. این تغییر شکل خارج از بحث این درس می باشد. با این وجود بررسی رفتار تنش - کرنش توده سنگ قبل از تنش حداکثر نیز برای تعیین ثابت های الاستیک کلی مفید می باشد. این ثابتهای معادل در تحلیل های مربوط به طراحی مورد استفاده قرار می گیرند.

در ساده ترین حالت، برای توده سنگی با یک دسته از ناپیوستگی های موازی، مجموعه ای از ثابتهای الاستیک برای جسم با همسانگردی عرضی و رفتار مشابه با آن، تعیین می گردد. فرض کنید برای توده سنگی، ماده سنگ بصورت عرضی همسانگرد بوده و دارای ثابت الاستیک E و ν می باشد. همچنین سختی برشی و نرمال ناپیوستگی به ترتیب K_n و K_s بوده و فاصله داری آنها S باشد. ثابت های الاستیک معادل بکار رفته در معادله ۹۱ بصورت زیر می باشد:

$$E = E_1$$

$$\frac{1}{E_2} = \frac{1}{E} + \frac{1}{K_n S}$$

$$\nu_1 = \nu$$

$$\frac{\nu_2}{E_2} = \frac{\nu}{E}$$

$$\frac{1}{G_2} = \frac{1}{G} + \frac{1}{SK_s}$$

معادله ۱۴۶

بعنوان مثال در صورتی که $E = 10 \text{ GPa}$ و $\nu = 0.2$ و $K_n = 5 \text{ GPam}^{-1}$ و $K_s = 0.1 \text{ GPam}^{-1}$ و $S = 0.5 \text{ m}$. ثابتهای الاستیک به این قرارند:

$$G = 4.17 \text{ GPa}$$

$$E_1 = 10 \text{ GPa}$$

$$E_2 = 2.0 \text{ GPa}$$

$$\nu_1 = 0.20$$

$$\nu_2 = 0.04$$

$$G_2 = 49.4 \text{ MPa}$$

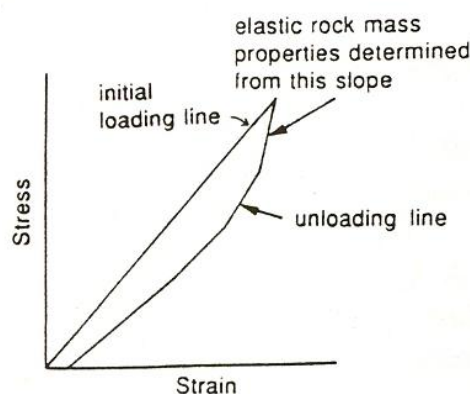
برای حالاتی که بیش از یک دسته ناپیوستگی موجود باشد نیز معادلاتی توسط آمادی و گودمن بدست آمده است. گاهی اوقات در عمل، داده های لازم برای بکارگیری این مدل در دسترس نمی باشند. همچنین ممکن است ساختار سنگ به اندازه کافی منظم نبوده و بکارگیری این راه حل منطقی نباشد. در چنین مواردی از مدول تغییر شکل پذیری، E ، استفاده می گردد. این مدول، برابر شیب منحنی نیرو - جابجایی بدست آمده از آزمایش فشاری

بر جا می باشد. آزمایش های فشاری بر جا شامل فشارش تک محوره، بارگذاری صفحه ای ، جک مسطح، اتافک فشار ، جک گمانه ای و آزمایش اتساع سنج می باشند.

نتایج چنین آزمایش هایی بویژه در مواردی که تنش های انحرافی و صفحات ناپیوستگی مستعد لغزش وجود دارند، بایستی با احتیاط تفسیر گردند. تحت چنین شرایطی ممکن است بارگذاری اولیه منجر به لغزش گردد. با این وجود ثابتهای الاستیک ماده سنگ و تغییر شکل پذیری الاستیک درزه ها بخوبی مشخص می گردند. بری در سال ۱۹۸۵ با استفاده از یک مدل تحلیلی ساده نشان داد که در چنین شرایطی:

الف) چرخه بار گذاری - باربرداری دارای وارفتگی می باشد.

ب) تنها در مرحله اول بارگذاری، رفتار الاستیک بروز نمی کند و رفتار الاستیکی واقعی از توده سنگ دیده می شود.



شکل ۷۹. تعیین مدول یانگ توده سنگ از طریق قسمت ابتدایی شاخه بار برداری در آزمایش بارگذاری چرخه ای

در سال ۱۹۷۸ بنیاوسکی، با جمع آوری مقادیر مدول تغییر شکل پذیری بدست آمده از روش های آزمایشی مختلف و در ۱۵ مکان از سرتاسر دنیا، دریافت که به ازای مقادیر RMR بزرگتر از ۵۵ ، مدول تغییر شکل پذیری متوسط، E_M ، بر حسب GPA از رابطه تجربی و تقریبی زیر بدست می آید:

معادله ۱۴۷

سرافیم و پیرا در سال ۱۹۸۳، رابطه زیر را پیشنهاد کردند:

معادله ۱۴۸

این رابطه بویژه برای مقادیر E_M بین ۱ تا ۱۰ GPA انطباق بهتری با داده های اندازه گیری شده دارد.

روابط فوق، مدول تغییر شکل پذیری متوسط را بر حسب RMR بیان می کنند. اما داده هایی که این معادلات را ایجاد کرده‌اند، پراکندگی قابل توجهی را نسبت به منحنی های پیش بینی شده برای مدول تغییر شکل پذیری متوسط نشان می دهند. همچنین ممکن است مدول تغییر شکل پذیری، شدیداً وابسته به جهت باشد.

گاهی اوقات، بعلت هزینه های زیاد آزمایش های برجا، از روش های ژئوفیزیکی برای تخمین مدولهایی برجا استفاده می گردد. معمولاً در این روش ها انتقال امواج الاستیک فشاری و برشی در توده سنگ مورد بررسی قرار می گیرد. بنیائوسکی در سال ۱۹۷۸ دریافت که با استفاده از یک روش لرزه نگاری موسوم به لرزه نگاری پتیت، مدول تغییر شکل پذیری استاتیکی E ، با فرکانس موج برشی، f ، در ارتباط است.

$$E = 0.054 f - 9.2$$

معادله ۱۴۹

که در آن E ، بر حسب GPa و f ، بر حسب Hz می باشند.

این موج توسط چکش در زیر سطح ایجاد گردیده و تا فاصله ۳۰ متری روی سنگ دریافت می شود.

۹- تنش های بکر در زمین

یک عنصر فرضی از سنگ در عمق زمین تحت تأثیر تنش‌هایی است که عمدتاً ناشی از وزن طبقات فوقانی خود می باشد. همچنین محدودیت تغییر شکل جانبی در این عنصر مفروض و سرگذشت تاریخی آن نیز در وضع تنش فعلی آن مؤثر است. بطور کلی عوامل مهم در میدان تنش زمین عبارتند از:

- تنش‌های ثقلی
- تنش‌های تکتونیکی
- تنش‌های باقیمانده
- تنش‌های حرارتی
- تنش‌های القائی

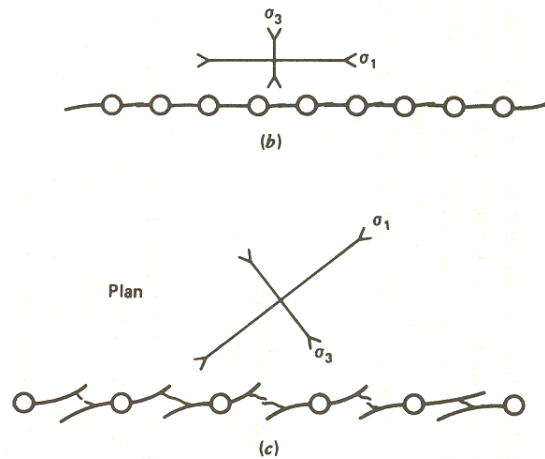
از آنجائیکه آگاهی از مقدار و جهت تنش‌های زمین نقش مهمی در طراحی و جانمایی پروژه‌ها دارد، این بخش به برآورد مقدار و جهت تنش‌های زمین اختصاص داده می‌شود.

۹-۱- تاثیر تنش‌های اولیه

اغلب تخمین بزرگی تنش‌ها و جهت آنها امکان پذیر است، ولی بدون انجام اندازه‌گیری صحرائی، هیچکس نمی تواند میزان دقت تخمین را بدست آورد. اینگونه اندازه‌گیری‌ها در عملیات معدنی نسبتاً رایج است، ولی بدلیل گران بودن آنها، در عملیات عمرانی این اندازه‌گیری‌ها روتین نیستند. در بعضی پروژه‌های عمرانی، دانستن حالت تنش برجا می‌تواند مفید و یا عدم دانستن آنها می‌تواند به حدی هزینه‌بر باشد که اندازه‌گیری تنش را توجیه نماید. برای مثال، هنگام انتخاب جهت داری برای یک مغار (Cavem)، بایست به این نکته توجه کرد که محور طولی مغار عمود بر جهت تنش اصلی حداکثر نباشد. اگر تنش‌های اولیه زیاد باشند، شکل سازه بایستی طوری انتخاب گردد که تمرکز تنش را به حداقل رساند.

هنگام انجام حفاری‌های بزرگ سطحی با تکنیک‌های پیش شکافی، اگر حفاری در جهت عمود بر σ_3 انجام گیرد، اقتصادی تر خواهد بود (شکل زیر). با ذخیره کردن زیرزمینی سیالات در مخازن سنگی، دانستن تنش‌های اولیه به ارزیابی پتانسیل خسارت یک زمین لرزه کمک می‌کند. اینها مثال‌هایی هستند که شناخت تنش اولیه جزئی از

پروژه می‌باشند. بطور کلی حالت تنش می‌تواند بعنوان ویژگی اساسی سنگ بحساب بیاید که بزرگی و جهت آن می‌تواند مقاومت کلی سنگ، نفوذپذیری، تغییر شکل پذیری و سایر ویژگی‌های مهم توده سنگ‌ها را تحت تأثیر قرار دهد.

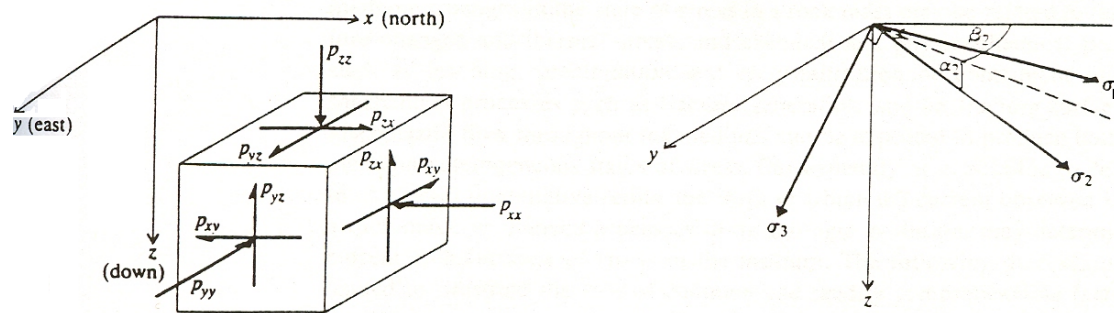


شکل ۸۰. تأثیر جهت تنش‌های اولیه در عمل

۹-۲- تخمین تنش‌های اولیه

در سازه‌های معمول سطحی، نوع عملیات و هندسه سازه، مشخص کننده بارهای وارده به سیستم می‌باشند. اما در سازه‌های زیر زمینی وضعیت تنش تحت تأثیر تنش‌های اولیه زمین و نیز تنش‌های القایی ناشی از حفر سازه می‌باشد. از آنجایی که تنش‌های القایی در رابطه با تنش‌های اولیه می‌باشند، بدیهی است که تعیین آنها برای طراحی ضروری است.

روش تعیین تنش‌های برجا در نقطه‌ای از توده سنگ نسبت به محورهای مرجع در شکل (۱-۷) نشان داده شده است. یک دستگاه مختصات کارتزین مناسب از قرار دادن محور x به سمت شمال و محور y به سمت مشرق و محور z به سمت پایین حاصل می‌گردد. مولفه‌های تنش محیطی نسبت به این محورها با P_{xx} و P_{yy} و P_{zz} و P_{xy} و P_{yz} و P_{zx} نشان داده می‌شوند و با استفاده از مطالب گذشته می‌توانیم تنش‌های اصلی P_i ($i = 1, 2, 3$) و کسینوس‌های هادی جهات آنها (l_i, m_i, n_i) را به کمک این مولفه‌ها تعیین کنیم. این جهات قابل تبدیل به فرم مطلوب در مکانیک سنگ (شیب α_i و جهت شیب β_i) می‌باشند. تعیین وضعیت تنش (با شکل دلخواه) با محاسبه نسبت بین تنش‌ها $P_1 \div P_2 \div P_3 = 1 \div q \div r$ کامل می‌گردد (q و r کوچکتر از یک هستند).



شکل ۱-۷. روش تعیین وضعیت تنش برجا نسبت به یک دسته از محورهای مرجع کلی.

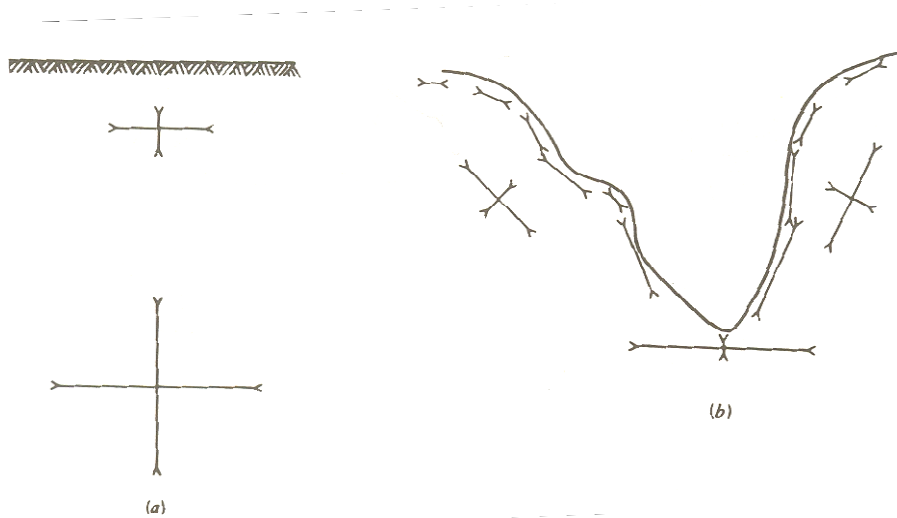
در این قسمت فرض می‌کنیم که می‌توان با استفاده از روش‌هایی که اندازه‌های معرف مولفه‌های تانسور تنش در منطقه را بدست می‌دهند حالت تنش برجا را محاسبه نمود.

۹-۲-۱- برآورد مقدار تنش قائم

به نظر می‌رسد که وضعیت تنش در توده سنگ وابسته به موقعیت مکانی بوده و بعلت وجود ساختارهای متفاوت (همچون گسل) و نیز مواد گوناگون در نقاط مختلف متفاوت باشد. این وضعیت تنش وابسته به مکان، گاهی بصورت تناقض ظاهری در معادله تعادل در راستای مرجع Z مشاهده گردد. به دلیل اینکه همواره سطح زمین عاری از تنش است، برای داشتن حالت ایستایی لازم است که تنش محوری قائم در نقطه‌ای زیر زمین بصورت زیر باشد:

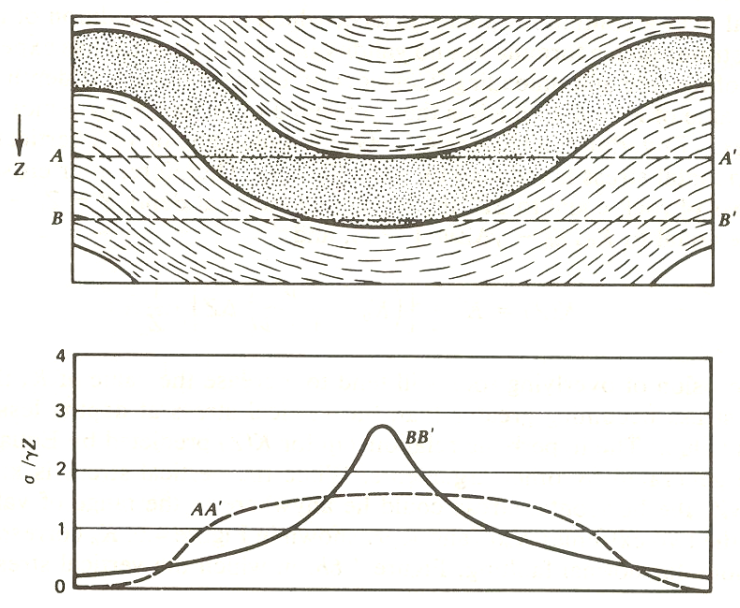
معادله ۱۵۰

که در آن γ ، وزن حجمی سنگ و Z عمق نقطه نسبت به زمین می‌باشد. ممکن است که بعلت ناهمگنی میدان تنش، نتایج حاصل از اندازه‌گیری، با آنچه از معادله فوق حاصل می‌گردد متفاوت باشد. به عنوان مثال انتظار می‌رود که تنش نرمال قائم در سطح محوری یک تاقدیس کمتر از مقدار پیش‌بینی شده گردد.



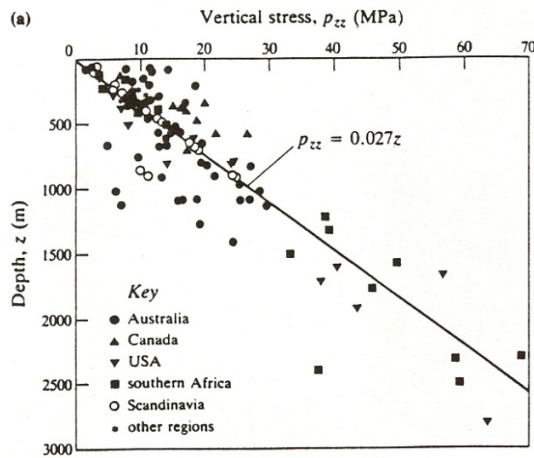
شکل ۸۱. تأثیر توپوگرافی بر تنش‌های اولیه

در شکل زیر تغییرات فشار قائم در قسمت‌های مختلف یک چین که متشکل از سنگ‌های شیل و ماسه سنگ است نمایش داده شده است. در اینجا تمرکز تنش بیشتری در ماسه سنگ سخت مشاهده می‌شود.



شکل ۸۲. تأثیر چین خوردگی سنگ‌های ناهمگن و لایه‌ای بر تنش قائم

با همه این اوصاف آزمایش‌های زیادی صحت فرضیه تنش قائم را تأیید کرده اند و رابطه فوق یک رابطه معتبر جهت تخمین بار قائم است و با نتایج اندازه‌گیری‌های صحرائی مطابقت دارد (شکل زیر).



شکل ۸۳. نتایج اندازه‌گیری‌های صحرایی تنش قائم

۹-۲-۲- برآورد مقدار تنش افقی

برآورد آن عموماً پیچیده‌تر از تنش قائم است و بیشتر تحت تأثیر تنش‌های تکتونیکی قرار می‌گیرد. به همین علت پراکندگی اعداد بدست آمده از اندازه‌گیری‌های تنش افقی بیش از پراکندگی مشاهده شده از تنش قائم است. ضریب K مطابق رابطه $K = \sigma_h / \sigma_v$ تعریف می‌شود. فرض معمولی که در تخمین وضعیت تنش صورت می‌گیرد، ایجاد فقط کرنش محوری در راستای Z (مقاومت کامل در برابر کرنش جانبی) در طی بارگذاری ثقلی یک سازند توسط سنگ‌های فوقانی می‌باشد. در نتیجه با رفتار الاستیک توده سنگ مولفه‌های قائم و افقی تنش به صورت زیر می‌باشند:

معادله ۱۵۱

که در آن ν نسبت پواسون توده سنگ است.

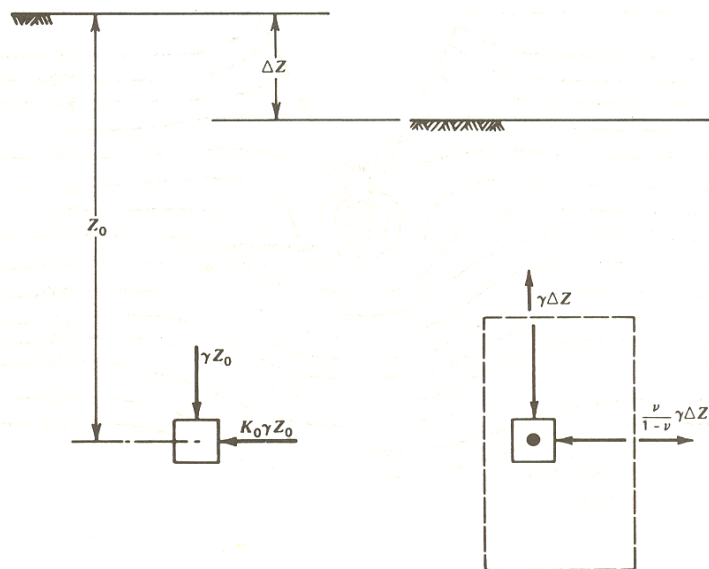
در صورتی که تنش‌های برشی و P_{xy} و P_{yz} و P_{zx} را صفر فرض کنیم، تنش‌های P_{xx} و P_{yy} و P_{zz} تنش‌های اصلی می‌باشند.

نتایج اندازه‌گیری‌های تنش در اعماق متداول در مهندسی معدن نشان می‌دهد که بندرت راستای Z در جهت تنش اصلی و معادله فوق برقرار می‌باشد. این وضعیت در نتیجه مسیرهای پیچیده بار و پیشینه زمین‌شناسی محل می‌باشد.

در رسوبات جوان به کمک تئوری الاستیسیته از رابطه فوق و با فرض $\nu = 0.25$ می‌توان برای سنگ‌ها مقدار K را محاسبه کرد. با این فرض که به فرض لیتواستاتیک موسوم است، $K = 0.33$ خواهد شد. در اعماق زیاد معمولاً فرض هیدواستاتیک ($K = 1$) صادق است که در آن تنش‌های افقی و قائم با هم برابرند. در اعماق کم معمولاً تنش‌های افقی بیش از تنش‌های قائم می‌باشند. یک از علل این پدیده ناشی از شسته شدن رسوبات در طول زمان است.

فرسایش سطح زمین خواه در نتیجه جریان آب و خواه در نتیجه حرکت یخچال ها، بارهای فوقانی اعمال شده بر یک المان سنگ در زیر زمین را کاهش می دهد. می توان فرض کرد که قبل از فرسایش توده سنگ به لحاظ سنگ شناسی در وضعیت پایداری بوده و بنابراین کرنش محوری و در راستای Z روی داده است. فرسایش تنش قائم را کاهش می دهد، اما کاهش مقدار تنش های افقی کمتر از کاهش تنش های قائم می باشد. بنابراین می توان پیش بینی کرد که چنین فرایندهای زمین شناسی بویژه در اعماق کم موجب افزایش نسبت تنش افقی به تنش قائم ($k = \frac{P_{xx}}{P_{zz}} = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$) می گردد.

نقطه ای از توده سنگ را در عمق z_0 در نظر بگیرید. قبل از فرسایش تنش قائم در این نقطه $P_{zz} = \gamma z_0$ بوده و تنش افقی $P_{xx} = P_{yy} = k_0 P_{zz}$ می باشد. در طی فرسایش در حقیقت باربرداری معادل ΔZ صورت گرفته است و تنش قائمی معادل $\gamma \Delta Z$ کاسته می شود. در نتیجه این کاهش وزن، فشار افقی به مقدار $K \gamma \Delta Z$ کاهش می یابد. تحت شرایط کرنش محوری در راستای Z تنش های افقی و قائم در حالت نهایی بصورت زیر می باشند:



شکل ۸۴. تاثیر فرسایش بر تنش های زمین.

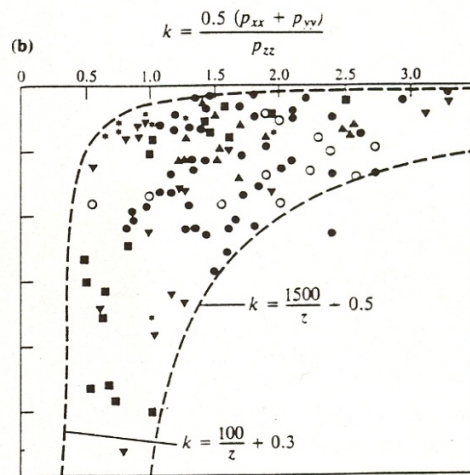
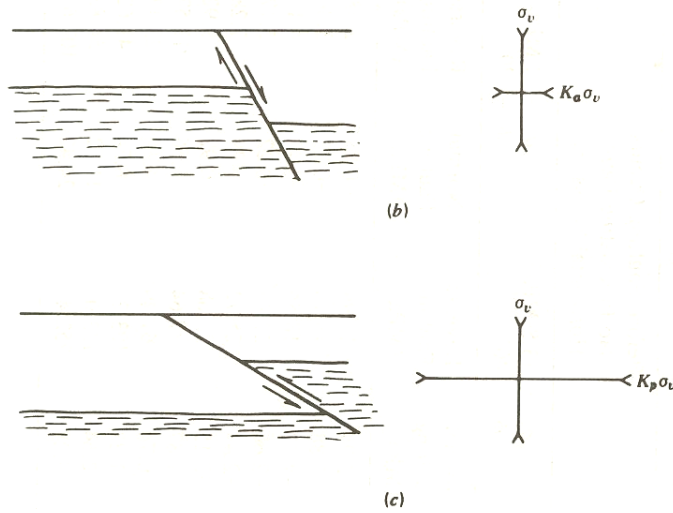
$$P_{xx}(z) = k_0 \gamma z_0 - \frac{\nu}{1-\nu} \gamma \Delta z$$

$$k(z) = \frac{P_{xx}(z)}{P_{zz}(z)} = \frac{k_0 \gamma z_0 - \frac{\nu}{1-\nu} \gamma \Delta z}{\gamma z} = \frac{k_0(z + \Delta z) - \frac{\nu}{1-\nu} \Delta z}{z} = k_0 + \left(k_0 - \frac{\nu}{1-\nu} \right) \frac{\Delta z}{z}$$

معادله ۱۵۲

که در آن Δz ارتفاع روباره برداشته شده و Z عمق نهایی نقطه مورد نظر ($z = z_0 - \Delta z$) و ν نسبت پواسون در طی باربرداری می باشد.

لذا شسته شدن رسوبات منجر به افزایش تنش افقی می‌شود، بطوریکه در عمقی کمتر از عمق بحرانی، مقدار تنش افقی بیش از تنش قائم خواهد شد. تعداد زیادی از اندازه‌گیری‌های تنش زمین در شکل زیر نمایش داده شده‌اند. همانطور که ملاحظه می‌شود این مقادیر بین دو حد K_p و K_a که متناسب به شرایط ایجاد گسل مستقیم و معکوس هستند قرار می‌گیرند. این دو مقدار توسط روابط زیر بدست می‌آیند:



شکل ۸۵. نتایج اندازه‌گیری‌های صحرائی تنش افقی

$$K_a = \cot^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) - \left[\left(\frac{\sigma_c}{\gamma} \right) \cot^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \right] \frac{1}{Z}$$

$$K_p = \cot^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{\sigma_c}{\gamma} \frac{1}{Z}$$

هوک و برآون دو رابطه های بیربولیکی را برای مقدار K بشرح زیر پیشنهاد کرده اند:

$$0.3 + \frac{100}{Z} < K < 0.5 + \frac{1500}{Z}$$

معادله ۱۵۴

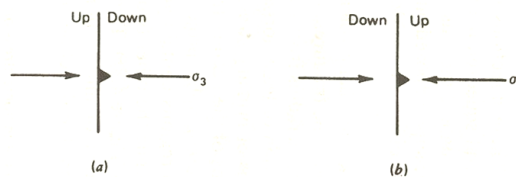
مشاهده می کنیم در صورتی که عمق نقطه مورد نظر نسبت به روباره برداشته شده زیاد باشد ($\frac{\Delta z}{z} \rightarrow 0$) وضعیت تنش مشابه حالت اولیه خواهد بود. ($k \rightarrow k_0$)

۹-۲-۳- برآورد جهت تنش های زمین

با استفاده از برخی شواهد (عمدتاً زمین شناسی) می توان حدسیاتی در مورد جهت تنش های زمین زد. در صورتیکه فرض کنیم، شرایط ایجاد آن وضعیت خاص همچنان در حال حاضر نیز موجود است، می توان جهت تنش های زمین را برآورد نمود. اهم این ساختارها مطابق اشکال زیر عبارتند از:

گسل نرمال و گسل معکوس

گسل نرمال (عادی) زمانی ایجاد می شود که تنش قائم بیش از تنش افقی باشد و بالعکس.



شکل ۸۶. گسل نرمال و معکوس

گسل امتداد لغز

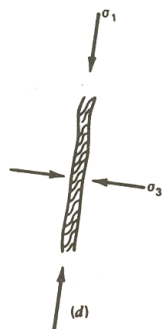
مطابق شکل زیر تنش های حداکثر و حداقل در تشکیل یک گسل امتداد لغز نقش دارند.



شکل ۸۷ گسل امتداد لغز

دایکها

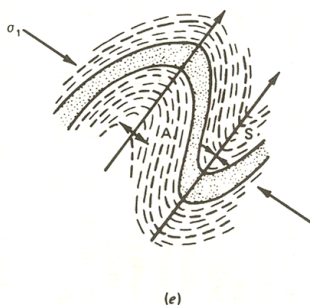
همواره در نفوذ یک توده درونی زمین به داخل لایه ها و طبقات زمین، امتداد توده نفوذی در جهت تنش حداکثر قرار می گیرد. بعبارت دیگر تنش حداقل عمود بر امتداد توده نفوذی خواهد بود.



شکل ۸۸ دایک

چین ها

مطابق شکل، محور چین ها معمولاً عمود بر امتداد تنش حداکثر می باشد.

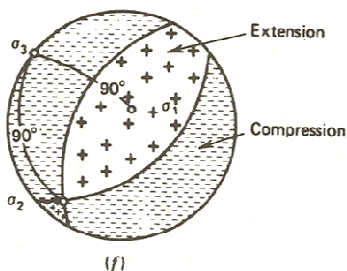


شکل ۸۹ چین

استفاده از اطلاعات زلزله

بکمک اطلاعات حاصل از اولین حرکت ناشی از زلزله و نوع آن (فشاری یا کششی) می توان تنش های زمین را تعیین نمود. اگر روی یک شبکه استریونوت، بردار بین مرکز زلزله و ایستگاههای زلزله را ترسیم کرده و نوع حرکت ثبت شده را با دو نوع علامت متفاوت نمایش دهیم، شبکه به دو منطقه کششی و فشاری قابل تقسیم است. اگر محل تقاطع دوایر عظیمه جداکننده این مناطق را تعیین کنیم، جهت تنش σ_2 خواهد بود. سپس σ_1 به زاویه 90° درجه و در صفحه مرز بین دوایر عظیمه مذکور قرار می گیرد. σ_3 عمود بر صفحه حاوی این دو تنش خواهد بود.

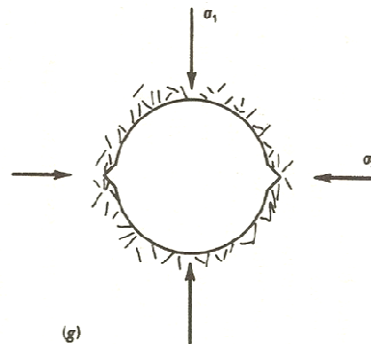
First motion:



شکل ۹۰ تصویر استریونوت بردار حرکت اول زلزله

شکست چال ها

اگر در محیط‌های پر تنش در اثر فشار زیاد، دیواره چال دچار شکست شود، مطابق شکل می‌توان جهت تنش‌های زمین را برآورد نمود.



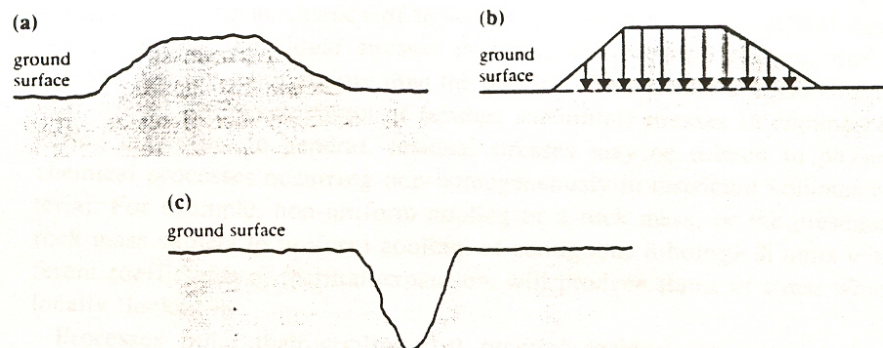
شکل ۹۱ ارتباط میان جهت تنش‌ها با شکست چال

۹-۳- عوامل موثر بر وضعیت تنش برجا

وضعیت تنش محیطی در یک المان سنگی در زیر زمین تابع شرایط بارگذاری فعلی و مسیر تنش متأثر از پیشینه زمین‌شناسی می‌باشد. تغییرات وضعیت تنش در توده سنگ وابسته به تغییرات درجه حرارت و تنش‌های حرارتی و نیز فرایندهای شیمیایی و شیمی فیزیکی همچون فرونشست و جدایش و تبلور مجدد کانی‌ها می‌باشد. انتظار می‌رود که فرایندهای مکانیکی همچون ایجاد شکستگی‌ها و لغزش روی سطوح آنها و جریان ویسکوپلاستیک در محیط، باعث ایجاد وضعیت تنش پیچیده و غیر همگنی شوند. در ادامه تأثیر عوامل رایج و قابل مشاهده را بر وضعیت تنش بکر مورد بررسی قرار می‌گیرند.

۹-۳-۱- ناهمواری‌های سطحی

در قسمت‌های گذشته دیدیم که برای زمینی با سطح صاف، تنش قائم متوسط نزدیک به تنش عمقی ($P_{zz} = \sigma_v = \gamma z$) می‌باشد. در زمینهای دارای ناهمواری‌های سطحی وضعیت تنش، برآیند تنش عمقی و نیز تنش ناشی از توزیع نامنظم ناهمواری‌ها (بارهای سطحی) می‌باشد (شکل ۹۲ a). با خطی فرض کردن سطح زمین می‌توان تأثیر ناهمواری‌ها را تخمین زد (شکل ۹۲ b).



شکل ۹۲. تأثیر ناهمواری‌های سطحی بر وضعیت تنش در زیر زمین (a) ناهمواری‌های سطحی (b) که میتوان آن را با خطی فرض کردن مقطع سطحی تخمین زد (c) دره V شکل

می دانیم که وضعیت تنش در نیم فضای بی نهایت و الاستیکی که بر آن بار گسترده خطی p (با ابعاد $\frac{F}{L}$) وارد می شود از طریق زیر محاسبه می گردد.

$$\sigma_{rr} = \frac{2P \sin \theta}{\pi r} \quad \sigma_{\theta\theta} = \tau_{r\theta} = 0$$

معادله ۱۵۵

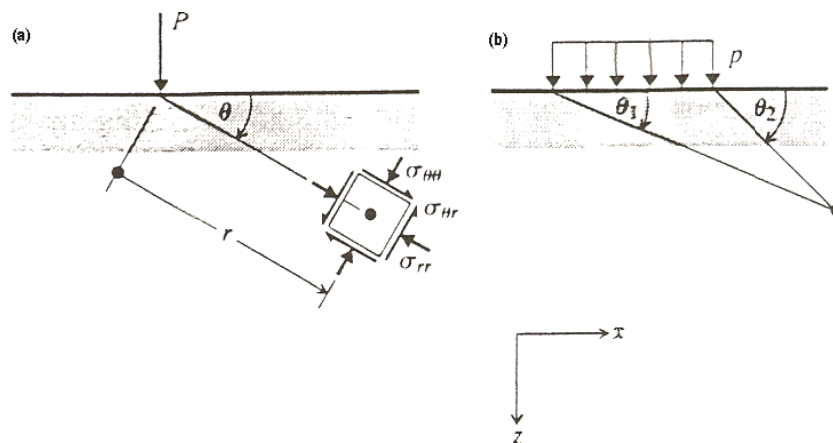
با استفاده از این معادلات (تبدیل تنش انتگرال گیری) می توان تنش ناشی از ناهمواری های سطحی را نسبت به محورهای مرجع xz تخمین زد.

$$\sigma_{xx} = \frac{P}{2\pi} [2(\theta_2 - \theta_1) + (\sin 2\theta_2 - \sin 2\theta_1)]$$

$$\sigma_{zz} = \frac{P}{2\pi} [2(\theta_2 - \theta_1) - (\sin 2\theta_2 - \sin 2\theta_1)]$$

$$\sigma_{zx} = \frac{P}{2\pi} [\cos 2\theta_1 - \cos 2\theta_2]$$

معادله ۱۵۶



شکل ۹۳. (a) مولفه های تنش ناشی از اعمال بار خطی P بر نیم فضای الاستیک (b) اعمال بار های خطی گسترده که در این حالت وضعیت تنش های ایجاد شده را نسبت به محورهای xz میتوان با انتگرال گیری از حالت قبل بیان کرد.

با استفاده از این معادلات می توان وضعیت تنش زیر زمین را در نقطه ای نزدیک به یک دره تخمین زد (شکل ۹۲). انتظار می رود که تحت چنین شرایطی مولفه افقی تنش نسبت به مولفه عمودی آن مقدار بالایی داشته باشد. بطور کلی با دور شدن از سطح زمین، تأثیر ناهمواری های سطحی به سرعت کاهش می یابد.

۹-۳-۲- تنش های باقیمانده

در صورتی که داخل یک المان محدود، در غیاب تنش های سطحی اعمالی، تحت تنش قرار داشته باشد، تنش های باقیمانده وجود دارند. این مفهوم بطور جدی در مکانیک (به عنوان مثال در تولید و ریخته گری مواد مهندسی) مورد بررسی قرار می گیرد.

بطور کلی ممکن است تنش های باقیمانده در ارتباط با فرایندهای فیزیکی و شیمیایی غیر یکنواختی باشند که در حجم محدود ماده صورت گرفته اند. به عنوان مثال غیر یکنواخت سرد شدن توده سنگ و یا سرد شدن یکنواخت توده سنگی که متشکل از واحدهای سنگی با ضرائب انبساط حرارتی متفاوت است، موجب ایجاد تنش های باقیمانده موضعی می گردند. همچنین تغییر در کانی شناسی سنگ و کرنش های حجمی ایجاد شده در نتیجه تبلور مجدد کانی ها و نیز تغییرات آب محتوا تنش های باقیمانده ایجاد می کنند.

با توجه به تعیین تنش های باقیمانده نیاز به بررسی پیشینه حرارتی و تغییرات اجزای توده سنگ دارد و در کارهای عملی از آن چشم پوشی می گردد.

۹-۳-۳- زائده ها

زائده ها پس از شکل گیری سنگ میزبان ایجاد شده اند. زوائد رایج عوارض نفوذی همچون دایک و سیل و رگه های کانی هایی چون کوارتز و فلدسپات می باشند. وجود زائده قائم و صفحه ای در توده سنگ، وضعیت تنش برجا را به دو صورت تحت تأثیر قرار می دهد: در صورتی که قرارگیری زائده با فشار و با وجود مقاومت افقی سنگ های مجاور صورت گیرد، مولفه بالایی از تنش در جهت عمود بر زائده عمل خواهد کرد. تأثیر محتمل دیگر مربوط به اختلاف مدول های تغییر شکل پذیری زائده در سنگ مجاور می باشد. هر بارگذاری سیستم به عنوان مثال با تغییر تنش موثر توده سنگ میزبان و یا جابجایی های اعمالی در نتیجه فعالیتهای تکتونیکی تنش های متفاوتی در زائده و سنگ میزبان ایجاد می کند. در صورتی که سختی زائده بیش از سنگ میزبان باشد، تنش ایجاد شده در آن بیش از تنش ایجاد شده در سنگ میزبان بوده و در غیر این صورت تنش کمتری در آن ایجاد گردیده است. تأثیر دیگر اختلاف مدول های الاستیسیته و وجود گرادیان بالای تنش در سنگ میزبان در نزدیکی زائده است. با این وجود، خود زائده تقریباً تنش یکنواختی را تحمل می کند.

مثالی از تأثیر زائده بر وضعیت تنش محیطی، با مطالعه شرایط درون و پیرامون دایک های نفوذی در کوارتزیت و ویتواترسند بدست آمده است. مدول الاستیک بالای دولریت (نوعی سنگ دایک) در مقایسه با کوارتزیت (سنگ میزبان) باعث ایجاد تنش های نسبتاً بالا در دایک و گرادیان محلی بالا در حاشیه آن می گردد.

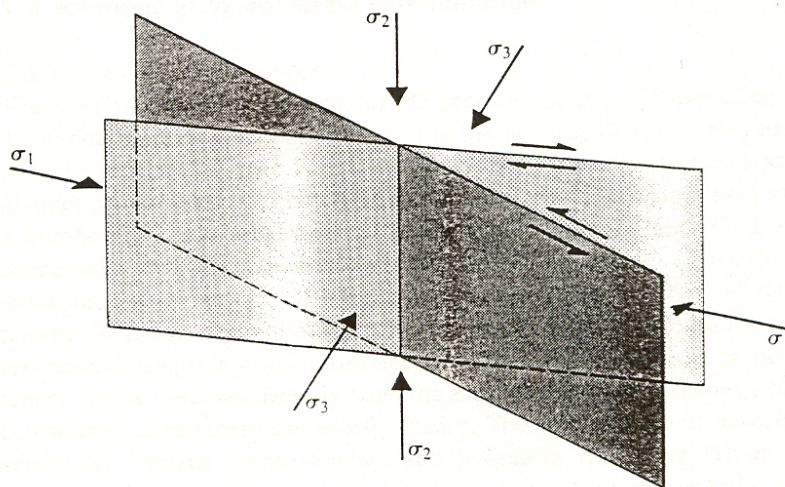
۹-۳-۴- تنش های تکتونیکی

ممکن است وضعیت تنش در توده سنگ ناشی از میدان نیروهای وسیع مربوط به فعالیتهای تکتونیکی باشد. تنش های مرتبط با این نوع بارگذاری در مقیاس ناحیه ای عمل کرده و ممکن است هر دو با عوارض ساختاری نظیر گسل های رانده و چین های منطقه باشند. الزاماً تکتونیک فعال منجر به لرزه نمی گردد. زیرا ممکن است المان های توده سنگ در برابر تنش های اعمالی بصورت ویسکوپلاستیک رفتار نمایند. ولی توده های قوی تری که بطور تکتونیکی تحت تنش قرار گرفته اند در مناطق نیمه عمیق با مولفه ای از تنش افقی که بسیار بزرگتر از مولفه تنش عمقی و دیگر مولفه تنش افقی است مشخص می گردد. ممکن است این روند در اعماق نیز ادامه یابد. در این صورت می توان تنش های ناشی از فرسایش در مناطق نزدیک به سطح زمین را از تنش های ناشی از فعالیت های تکتونیکی در اعماق بیشتر متمایز کرد.

۹-۳-۵- شکستگی ها و ناپیوستگی ها

شکستگی های توده سنگ همچون دسته ای از درزه ها با تداوم کم و یا شکستگی های منفرد با تداوم زیاد وضعیت تنش موجود را متعادل می سازند. بنابراین بر شکستگی های قائم در نواحی نزدیک به سطح زمین (همچون شکستگی های موجود در خط الرأس تاقدیس) مولفه های تنش افقی اندکی اعمال می گردد. می توان دسته ای از شکستگی ها که از نظر جهت داری و شکل گیری و عوارض سطحی با شکست مساوی توده سنگ سازگار هستند، را با مشخصات میدان تنش ارتباط داد. به عنوان مثال دو گسل مزدوج موجب می گردند تا جهت تنش اصلی بزرگتر در راستای نیمساز زاویه کوچکتر بین آن دو و جهت تنش اصلی کوچکتر در راستای نیمساز زاویه بزرگتر و جهت تنش اصلی متوسط در امتداد فصل مشترک دو گسل گرفته شوند (شکل زیر). این امر به دلیل تشابه ساده با آزمایش های فشاری سه محوره انجام شده بر نمونه های سنگی می باشد. با این وجود جهات تنش های اصلی پس از وقوع شکستگی تغییر خواهد کرد. در حقیقت فرایند شکست در توده سنگ موجب انتشار انرژی و توزیع مجدد تنش می گردد.

شکستگی های موجود در توده سنگ دارای جهت داریهای مختلف هستند. بنابراین انتظار می رود که مقدار و جهت تنش های اصلی نیز متغیر باشد. پس میدان تنش ناهمگن بطور طبیعی به دنبال گسل خوردگی، برش و یا لغزش گسترشی، همانند آنچه در چین خوردگی موازی بین لایه ها روی می دهد، حاصل می گردد.



شکل ۹۴. ارتباط بین هندسه گسل و تنش های محیطی اصلی

از مباحث گذشته نتیجه می گیریم که تعیین وضعیت تنش محیطی در نواحی نزدیک به سطح زمین با موانع زیادی مواجه است. همچنین تعیین مستقیم و آزمایشگاهی آنها نیز مشکلات خاص خود را دارد. به ویژه تغییرات مکانی تانسور تنش باعث می گردد که نتیجه هر اندازه گیری ارتباط چندانی با مولفه های متوسط تانسور تنش نداشته باشد.

۱۰- آزمایش‌های صحرایی

نیاز به تخمین‌های قابل اعتماد از وضعیت اولیه تنش در سنگ، تغییر شکل پذیری توده سنگ و سایر پارامترهای ژئومکانیک سنگ، منجر به توسعه روش‌های صحرایی مختلف گردیده است. در این فصل انواع آزمایش‌های صحرایی جهت تعیین تنش برجا در زمین و تغییر شکل پذیری توده سنگ معرفی می‌گردند.

۱۰-۱- اندازه‌گیری تنش در توده سنگ

از آنجائیکه نقش تنش‌های زمین در ارائه یک طرح مناسب برای یک سازه زیرزمینی قابل انکار نیست، در بسیاری از پروژه‌های با اهمیت، تنها نمی‌توان به تخمین تنش بسنده نمود. بلکه در اینگونه موارد بایستی توسط آزمایش‌های صحرایی مقدار و جهت این تنش‌ها را اندازه‌گیری نمود. روش عمومی در تعیین تنش، آشفته کردن توده سنگ و محاسبه تنش با اندازه‌گیری پاسخ توده سنگ به این تغییر است. سه روش متداول اندازه‌گیری تنش عبارتند از:

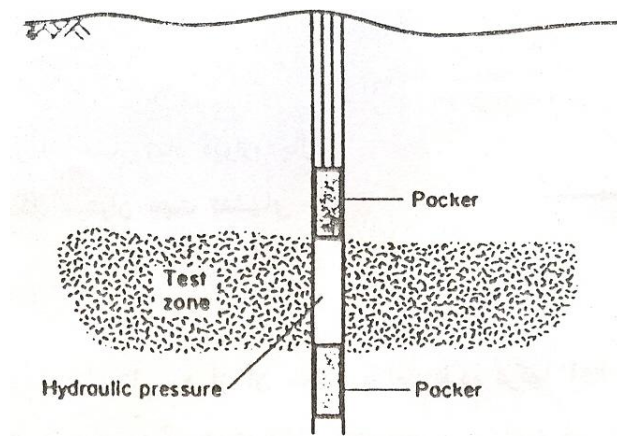
- روش شکست هیدرولیکی (Hydro-Fracturing Method)
- روش جک تخت (Flat Jack Method)
- روش بیش مغزه‌گیری (Over Coring Method)

مهمترین مشکل تمام روش‌های فوق این است که اندازه‌گیری بایستی در مناطقی انجام شود که در جریان دسترسی به آن جهت اندازه‌گیری دچار اغتشاش شده است.

۱۰-۱-۱- روش شکست هیدرولیکی

اشکال اکثر روش‌های تعیین تنش، نیاز آنها به دسترسی نزدیک انسان به محل اندازه‌گیری است. به عنوان مثال برای استفاده از سلول کرنش سه محوره عمق چال بایستی در حدود ۱۰ متر و یا کمتر باشد. تنها روشی که امکان تعیین وضعیت تنش را از راه دور فراهم می‌سازد، شکست هیدرولیکی است که بوسیله آن می‌توان در گمانه‌های عمیق همچون گمانه‌های اکتشافی اندازه‌گیری تنش را انجام داد.

در این روش می‌توان مقدار تنش زمین را حتی در عمق‌های زیاد توسط یک چال تعیین کرد. بخشی از چال توسط یک قطعه مسدود کننده یا پکر (Packer) بسته می‌شود. همانطور که فشار آب زیاد می‌شود، تنش‌های فشاری اولیه در دیواره چال کاهش می‌یابد و در بعضی نقاط به تنش کششی تبدیل می‌شود. هنگامیکه تنش به T_0 می‌رسد، یک شکاف تشکیل می‌شود. ترک زمانی ایجاد می‌شود که برآیند تنش‌های فشاری زمین و کششی ناشی از فشار آب منفی شده و از مقاومت کششی سنگ بیشتر شود. مطابق شکل، در لحظه ایجاد ترک، فشار آب برابر P_{c1} است. اگر پمپاژ ادامه یابد، ترک همچنان گسترش یافته و فشار احتمالاً کاهش پیدا می‌کند، تا اینکه به حالت پایدار P_s می‌رسد. به منظور تفسیر داده‌های مربوط به این آزمایش، نیاز به جهت‌داری شکاف بوجود آمده می‌باشد. در اکثر مواقع مخصوصاً در اعماق بیش از ۸۰۰ متر شکاف ایجاد شده قائم است.

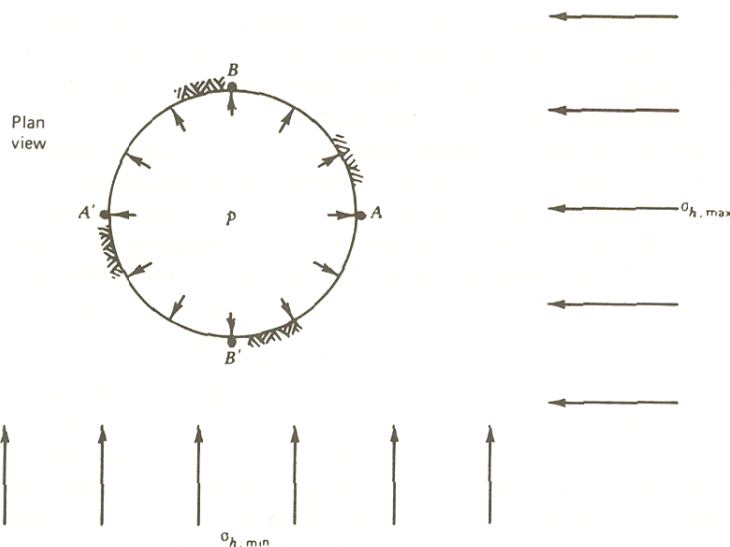


شکل ۹۵. آزمایش شکست هیدرولیکی

اگر فرض گردد که نفوذ آب به داخل منافذ سنگ، هیچگونه تأثیری در تنش‌های اطراف چال ندارد تحلیل آزمایش آسان خواهد بود. با انجام این فرض، امکان استفاده از نتایج توزیع معلوم تنش در اطراف یک چال کروی در یک سنگ همگن، الاستیک و همسانگرد (راه‌حل کرش) به منظور محاسبه تنش‌های اولیه در نقطه شکست وجود دارد. تنش مماسی حداقل در دیواره چال در نقاط A و A' ایجاد می‌شود و برابر خواهد بود با:

$$\sigma_{\theta} = 3\sigma_{h, \min} - \sigma_{h, \max}$$

معادله ۱۵۷



شکل ۹۶. محل نقاط بحرانی اطراف چال در آزمایش شکست هیدرولیکی

هنگامیکه فشار آب در چال p باشد، یک تنش کششی به تمام نقاط چال اضافه شده که معادل -p است. شرایط برای یک شکاف کششی جدید این است که تنش کششی در نقطه A معادل با مقاومت کشش $-T_0$ شود. بنابراین:

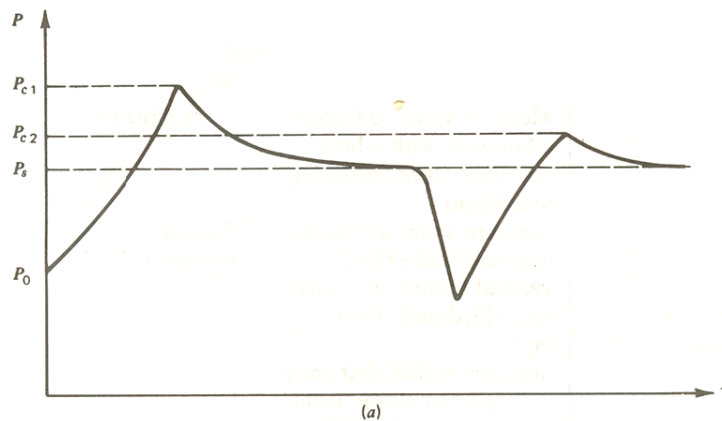
$$3\sigma_{h, \min} - \sigma_{h, \max} - p_{e1} = -T_0$$

معادله ۱۵۸

هنگامیکه شکاف ایجاد شد، شروع به گسترش کرده تا لحظه‌ای که فشار بزرگتر از تنش نرمال بر صفحه شکاف، باشد. اگر فشار آب در شکاف کمتر یا بیشتر از تنش نرمال بر شکاف باشد، شکاف بترتیب بسته و باز می‌شود. در سنگ‌ها شکاف‌ها در صفحه عمود بر σ_3 منتشر می‌شوند. این بدان معنی است که در یک شکاف قائم، تنش نرمال بر صفحه شکست برابر است با فشار p_s :

$$\sigma_{h, \min} = p_s$$

معادله ۱۵۹



شکل ۹۷.

با استفاده از معادلات ۱۱-۲ و ۱۱-۳ می‌توان تنش‌های اصلی حداقل و حداکثر را در صفحه عمود بر چال، در صورتیکه مقاومت کششی سنگ مشخص باشد، تعیین کرد. اگر فشار چال یکدفعه به زیر مقدار p_s سقوط و سپس به بالای آن افزایش یابد، شکاف هیدرولیکی بسته و سپس باز خواهد شد. در صورتیکه فشار اوج جدید (peak) که کوچکتر از p_{c1} است را با p_{c2} نشان بدهیم، می‌توان فرمول زیر را جهت محاسبه مقاومت کششی سنگ در اطراف چال ارائه نمود:

$$T_0 = p_{c1} - p_{c2}$$

فرض کنیم که تنش قائم معادل γZ یک تنش اصلی است، حالت تنش کاملاً مشخص می‌شود و جهت تنش نرمال حداکثر و حداقل نیز مشخص است.

با اینکه شکست هیدرولیکی روشی ساده و جذاب برای اندازه‌گیری تنش است، در حین استفاده از آن باید به فرض‌هایی که کرده ایم توجه کنیم:

الف) فرض کرده ایم که توده سنگ لااقل در ناحیه تأثیر گمانه و ایجاد شکستگی هیدرولیکی به صورت پیوسته و الاستیک است.

ب) فرض کرده ایم که محور گمانه در راستای یکی از تنش‌های اصلی محیطی است.

ج) فرض کرده ایم که صفحه شکستگی محور گمانه را در خود جای دهد.

در صورتی که یکی از فرض‌ها صادق نباشند، مقادیر تنش‌های بدست آمده فاقد اعتبار می‌باشند. این روش‌ها تنها تنش‌های اصلی صفحه‌ای را تعیین کرده و درباره مولفه‌های دیگر میدان تنش سه محوره اطلاعاتی بدست

نمی دهد، معمولاً" فرض می گردد که مولفه تنش قائم نرمال، یکی از تنش های اصلی محیطی بوده و برابر تنش عمقی (γh) می باشد.

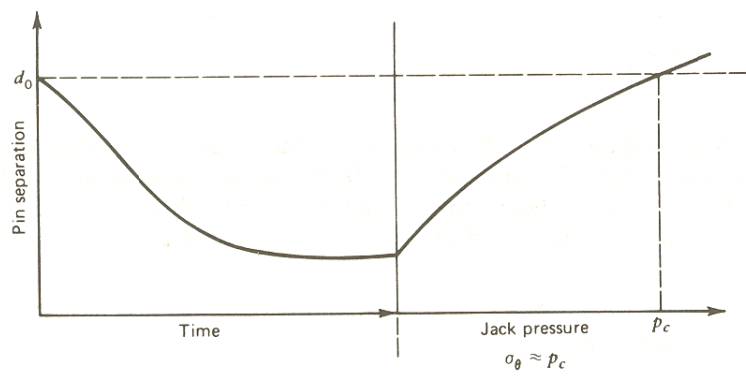
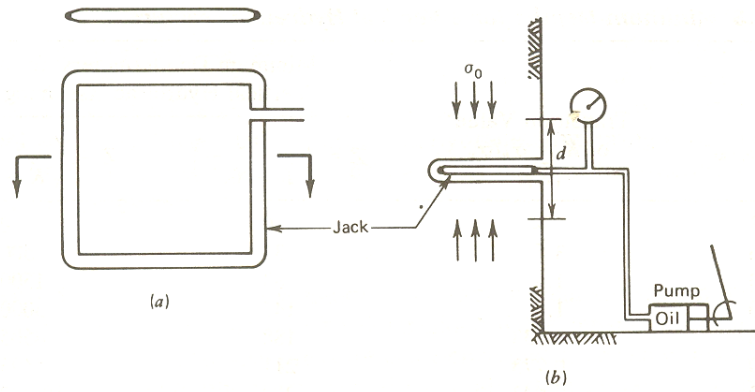
۱۰-۱-۲- روش جک تخت

روش هایی که در آنها محاسبه تنش از طریق اندازه گیری کرنش صورت می گیرد، حجم سنگی که وضعیت تنش آن مورد بررسی قرار گرفته در حدود 10^{-3} متر مکعب می باشد و این روش ها معمولاً در چال هایی با قطر کم مورد استفاده قرار می گیرند. در صورتی که مایل به بررسی وضعیت تنش در حجم وسیعتری از توده سنگ باشیم بایستی اندازه گیری ها در فضاهایی با قطر بیشتری صورت گیرند. در فضاهایی که امکان ورود انسان به آنها فراهم است می توان اندازه گیری تنش را به طور مستقیم انجام داد و در چنین شرایطی ممکن است اندازه گیری مستقیم تنش راحت تر از اندازه گیری کرنش صورت گیرد. بدین طریق هیچ نیازی به اندازه گیری و یا تخمین مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ نیست. روش جک تخت (Flat Jack Method)، روند جالبی را برای تعیین تنش های مرزی دنبال می کند. روش جک تخت برای اولین بار توسط Tincelin در سال ۱۹۵۲ در فرانسه اجرا شد.

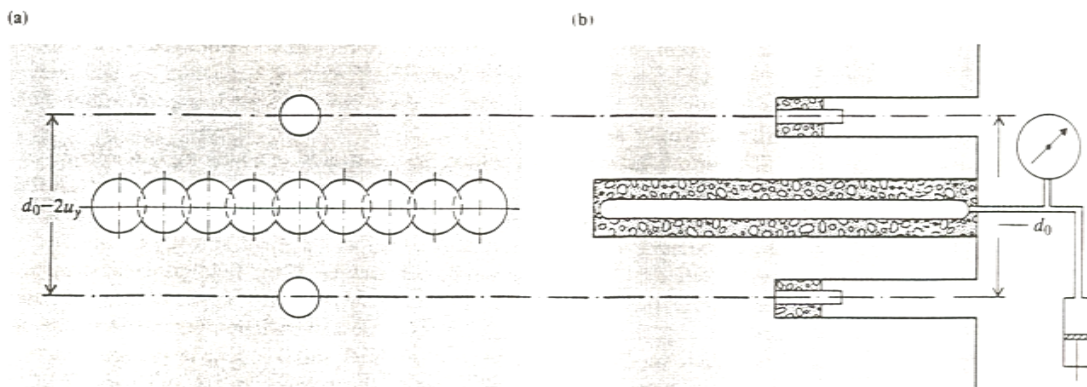
شرایط مناسب برای تعیین موفق تنش های برجا به کمک جک تخت به قرار زیرند:

- الف) سطوح فشاری که در آن اندازه گیری صورت می گیرد نسبتاً صاف باشند.
 - ب) هندسه فضا به گونه ای بوده که روش های حل بسته برای آن موجود باشند تا بتوان تنش های مرزی و تنش های وارد بر نواحی دورتر را به هم ارتباط داد.
 - ج) توده سنگ رفتار الاستیک داشته و جابجایی های آن قابل برگشت باشد.
- عدم برقراری شرایط اول و دوم، استفاده از این روش را برای حفاری های انجام شده توسط انفجار، نامطلوب می سازد. ممکن است ترکها و شرایط ناپایدار بوجود آمده توسط عملیات انفجار موجب آشفته گسترده توزیع تنش های الاستیک در سنگ و ایجاد جابجایی های غیر الاستیک در طی اندازه گیری به اشکال ساده می گردد. فضاهای دایره ای مناسب ترین شکل را برای اجرای این روش دارند.
- روش شکست هیدرولیکی فقط می تواند در یک چال انجام شود. در صورتیکه روش جک تخت می تواند در یک سطح آزاد سنگ، بطور مثال دیواره یک گالری زیرزمینی اجرا شود.
- جک شامل یک جفت صفحات موازی مربعی شکل با اضلاع تقریبی ۳۰۰ میلی متر است که از لبه ها بر یکدیگر جوش خورده اند و جک به پمپ هیدرولیک متصل می گردد. ابتدا یک یا تعدادی نقاط اندازه گیری به فواصل معین بر دیواره سنگ نصب می شوند. فاصله نقاط معمولاً ۶ اینچ است.
- سپس یک شکاف عمود بر سطح سنگ بین این نقاط ایجاد می شود (شکل ۹۸ b). این شکاف می تواند توسط چکش های دستی و با حفر چال های دارای همپوشانی (یک چارچوب جهت هدایت چالزنی استفاده می شود) انجام شود (شکل ۹۹). در اثر حفر این شکاف، فاصله نقاط اندازه گیری از مقدار d_0 به یک مقدار کمتر کاهش می یابد اگر سنگ تحت یک فشار اولیه نرمال به صفحه شکاف قرار گرفته باشد (شکل ۹۸ c). در اینصورت اگر ثوابت الاستیک سنگ معلوم باشند، تنش های نرمال اولیه می توانند با اندازه گیری جابجائی لبه ها محاسبه شوند. در غیر

اینصورت، سپس یک جک تخت در داخل شکاف قرار داده و با افزایش فشار نقاط به محل قبلی خود بازگردانده می‌شوند. فشاری که در این لحظه قرائت می‌شود معادل تنش اولیه نرمال به جک یا فشار مماسی وارده به دیواره تونل است.



شکل ۹۸. آزمایش جک مسطح



شکل ۹۹. (a) مغزه گیری و ایجاد شکاف برای آزمایش جک مسطح (b) روند اعمال فشار بر شکاف.

یک محدودیت جدی روش جک تخت، این است که تنش‌های اندازه‌گیری شده در منطقه اغتشاش گالری حفر شده جهت اندازه‌گیری قرار دارند. اگر گالری بدقت حفاری گردد، این اغتشاش می‌تواند با تعریف یک تمرکز تنش مستقل و با روش‌های عددی، محاسبه گردد.

فرض کنید که جک در سقف (R) و دیواره (W) نصب گردد و اینکه اندازه‌گیری در یک تونل دایروی صورت پذیرد، اگر تنش‌های اولیه بصورت افقی و قائم باشند و اگر شعاع تونل نسبت به عرض جک‌ها بزرگ باشد، می‌توان به کمک روابط زیر مقدار تنش‌های زمین را تعیین نمود.

$$\begin{pmatrix} \sigma_{\theta,W} \\ \sigma_{\theta,R} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -1 & 3 \\ 3 & -1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_{horiz} \\ \sigma_{vert} \end{pmatrix}$$

معادله ۱۶۰

$$\begin{aligned} \sigma_{horiz} &= \frac{1}{8}\sigma_{\theta,W} + \frac{3}{8}\sigma_{\theta,R} \\ \sigma_{vert} &= \frac{3}{8}\sigma_{\theta,W} + \frac{1}{8}\sigma_{\theta,R} \end{aligned}$$

۱۰-۱-۳- روش بیش مغزه گیری

در روش بیش مغزه گیری (over coring)، اندازه‌گیری در داخل چال، کمی دورتر از سطح رخنمون سنگ صورت می‌پذیرد. روش کار چنین است که پس از حفر یک چال کم قطر، ابزاری (کرنش سنج سه محوره) که به جابجائی دیواره چال حساس می‌باشد، نصب می‌گردد (شکل ۱۰۰). این ابزار طوری طراحی شده است که همزمان می‌تواند در امتداد سه قطر چال تغییرات قطر را اندازه‌گیری نماید. سپس چال موجود توسط یک مته توخالی با قطر بزرگتر بیش مغزه‌گیری (Over Coring) می‌شود. این باعث ایجاد یک استوانه جدار نازک از سنگ می‌شود که از توده سنگ جدا شده و در نتیجه از تنش آزاد است. اگر سنگ تحت یک تنش اولیه قرار داشته باشد، دستگاه بزرگ شدن را در امتداد دو یا همه جهات پایش ثبت می‌کند. اگر نسبت بین تنش حداقل به تنش حداکثر در صفحه عمود بر چال بزرگتر از یک سوم باشد همه شعاع‌ها گسترش پیدا می‌کنند. در نتیجه این آزمایش، تغییر در قطر چال در امتداد سه قطر با زاویه بین ۶۰ درجه مشخص خواهد شد. با انتخاب یک محور x در صفحه عمود بر چال و اگر θ زاویه در جهت خلاف عقربه ساعت از OX به نقطه اندازه‌گیری باشد، در آنصورت $\Delta d(\theta)$ تغییر قطر در این نقطه می‌باشد. اگر صفحه عمود بر چال صفحه XZ باشد، در آنصورت چال موازی با y است. در اینصورت تغییر شکل اندازه‌گیری شده با تنش‌های اولیه در سیستم مختصات XYZ با رابطه زیر مرتبط می‌شود.

$$\Delta d(\theta) = \sigma_x f_1 + \sigma_y f_2 + \sigma_z f_3 + \tau_{xz} f_4$$

معادله ۱۶۱

که در آن:

$$\begin{aligned} f_1 &= d(1 + 2 \cos 2\theta) \frac{1 - \nu^2}{E} + \frac{d\nu^2}{E} \\ f_2 &= -\frac{d\nu}{E} \\ f_3 &= d(1 - 2 \cos 2\theta) \frac{1 - \nu^2}{E} + \frac{d\nu^2}{E} \\ f_4 &= d(4 \sin 2\theta) \frac{1 - \nu^2}{E} \end{aligned}$$

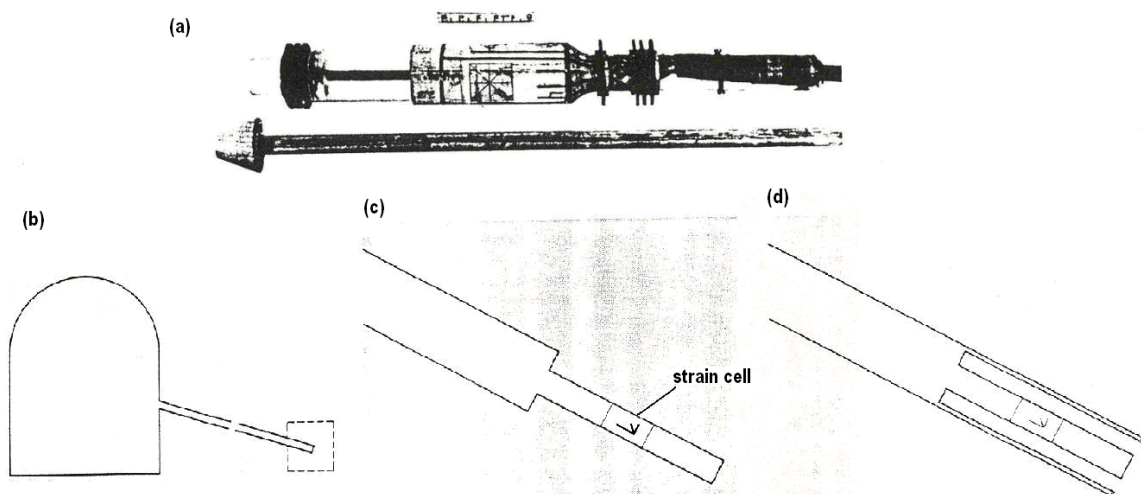
معادله ۱۶۲

E و ν مدول الاستیسیته و ضریب پواسون هستند و d قطر چال است که در آن اندازه‌گیری صورت می‌گیرد. در رابطه ۵-۱۱ دو مؤلفه برشی τ_{xy} و τ_{zy} بدلیل موازی بودن با چال و عدم تأثیر بر قطر چال حذف گردیده‌اند. در حالتیکه اندازه‌گیری در یک چال موازی با y انجام و مقدار σ_y فرض گردد، اندازه‌گیری تغییر قطر در سه جهت θ_1 ، $\theta_1 + 60$ و $\theta_1 + 120$ سه معادله زیر را جهت محاسبه سه مقدار دیگر ارائه می‌دهد.

$$\begin{Bmatrix} \Delta d(\theta_1) - f_2 \sigma_y \\ \Delta d(\theta_1 + 60) - f_2 \sigma_y \\ \Delta d(\theta_1 + 120) - f_2 \sigma_y \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} f_{11} & f_{13} & f_{14} \\ f_{21} & f_{23} & f_{24} \\ f_{31} & f_{33} & f_{34} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_z \\ \tau_{xz} \end{Bmatrix}$$

معادله ۱۶۳

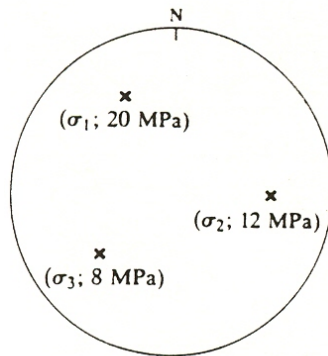
عکس رابطه بالا بعد از فرض یک مقدار برای σ_y مؤلفه‌های تنش را در صفحه عمود بر چال بدست می‌دهد.



شکل ۱۰-۱-۴. یک سلول کرنش سه محوره و روش کاربرد آن. چنین سلولی از حداقل سه گلبک کرنش که بر پوسته و یا پایه ای شکل پذیر سوار شده اند، تشکیل شده است (a). سلول با استفاده از چسب مناسب اپوکسی و یا پلی استر در دیواره گمانه قرار می‌گیرد.

۱۰-۱-۴- نمایش نتایج اندازه‌گیری تنش‌های برجا

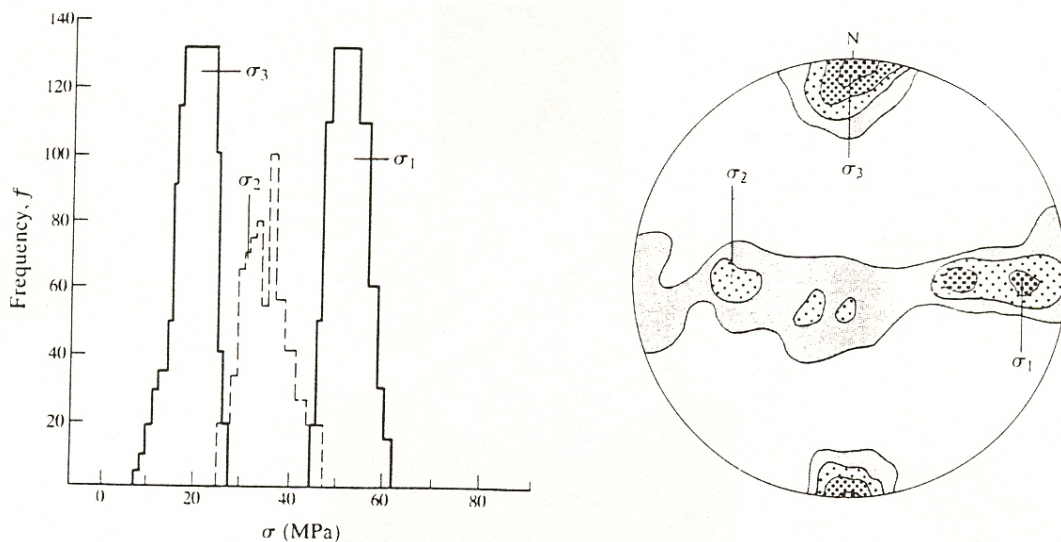
با استفاده از روش‌هایی که ذکر گردید شش مؤلفه از تانسور تنش محیطی بدست می‌آیند که معمولاً نسبت به محورهای محلی گمانه بیان شده‌اند. این مؤلفه‌ها را به راحتی می‌توان با استفاده از تبدیل تنش نسبت به محورهای مرجع بیان کرد. همچنین مقادیر و جهت‌های تنش‌های اصلی قابل محاسبه می‌باشند و می‌توان آنها را بصورت تصاویر استریوگرافیک نمایش داد (شکل زیر). بدین صورت می‌توان با اندازه‌گیری مستقیم، تعامد محورهای اصلی را تحقیق کرد. بدین صورت از صحت نتایج بدست آمده در مورد تنش‌های اصلی مطمئن می‌شویم. یکی از روش‌های دیگری که درستی محاسبات را مشخص می‌کند، تطبیق دادن مقادیر نامتغیرهای تنش نسبت به دو دستگاه محلی و مرجع می‌باشد.



$$\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3 = 1.0 : 0.6 : 0.4$$

شکل ۱۰۱. نمایش داده های تنش اصلی بر روی تصویر استریوگرافیک نیم کره پایینی.

در صورتی که مشاهدات بیشتری بدست آمده باشد، تانسور های تنش بر جای دیگری محاسبه می گردند که با تقریب خوبی با سایر نتایج هماهنگ هستند. با استفاده از روشی که توسط مرنندی و الکساندر ابداع گردیده است، میتوان مقادیر و جهت های میانگین تانسور تنش را بدست آورد. در شکل زیر مثالی در این مورد نشان داده شده است. بیش از ۱۰۰۰ تانسور تنش محیطی محاسبه گردیده و هیستوگرام تنش های اصلی و تصویر استریوگرافیک تراز جهت آنها بدست آمده اند. واضح است که نتایج میانگینی که از این داده ها بدست می آید بسیار مطمئن تر از نتیجه بدست آمده از یک اندازه گیری است. صحت تانسور تنش میانگین جهت بدست آمده نیز با استفاده از روش هایی که ذکر گردیده بررسی می گردد.



شکل ۱۰۲. هیستوگرام فراوانی های تنش اصلی و نقشه های تراز و جهت تنش های اصلی که با استفاده از مشاهدات اضافی کرنش ها بدست آمده اند.

برای اطمینان بیشتر از درستی عملیات انجام شده، علاوه بر روش های فوق (که سازگاری درونی محاسبات را تضمین می کند) میتوان ارزیابی های دیگری بر مبنای وضعیت خاص منطقه مورد نظر انجام داد. یکی از شروط

اصلی این است که تانسور تنش محیطی بدست آمده با توجه به معیار شکست توده سنگ بسادگی صورت نمی گیرد. به همین دلیل ناچاریم این بررسی را درباره ماده سنگ انجام دهیم و پارامترهای لازم را با استفاده از نمونه های کوچک و از طریق روش های آزمایشگاهی بدست آوریم. با توجه به اینکه مقاومت نمونه های کوچک بسیار بیشتر از مقاومت توده سنگ است، این آزمایش، حساسیت زیادی نسبت به داده های نادرست ندارد، اما می تواند داده هایی را که بسیار دورتر از واقعیت هستند را مشخص کند.

ارزیابی دیگر صحت مکانیکی نتایج، با بررسی صفحات ضعیف در توده سنگ صورت می گیرد. کاربرد این روش در مثال زیر به خوبی مشخص می گردد. فرض کنید که صفحه گسلی با جهت داری $50^\circ / 295^\circ$ در منطقه موجود بوده و تنش های برجای اندازه گیری شده به صورت زیر می باشند:

$$\sigma_1 \text{ با اندازه } 15 \text{ مگا پاسکال و با جهت داری } 35^\circ / 85^\circ$$

$$\sigma_2 \text{ با اندازه } 10 \text{ مگا پاسکال و با جهت داری } 43^\circ / 217^\circ$$

$$\sigma_3 \text{ با اندازه } 8 \text{ مگا پاسکال و با جهت داری } 27^\circ / 335^\circ$$

فشار آب منفذی در افق اندازه گیری $2/8$ مگا پاسکال و زاویه اصطکاک سطح گسل 25 درجه می باشد. با استفاده از این داده ها می توان مولفه های تنش نرمال و برشی را در صفحه گسل و زاویه اصطکاک لازم برای ایجاد تعادل استاتیکی را محاسبه نمود.

در صورتی که تنش های اصلی را بر روی استریونت رسم کنیم، زوایای هادی (α و β و γ) بین جهات تنش های اصلی و خط عمود بر صفحه گسل (قطب صفحه گسل) بصورت (104° و 71° و 24°) بدست می آیند. بنابراین کسینوس های هادی خط عمود بر صفحه گسل نسبت به محورهای اصلی بصورت ($0/326$ و $0/914$) و $(I_1$ و I_2 و $I_3)$ بدست می آیند. تنش های اصلی موثر در زیر آمده اند:

$$\sigma'_1 = 12.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_2 = 7.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_3 = 5.2 \text{ MPa}$$

تنش برآیند موثر، R ، تنش نرمال عمل کننده بر صفحه گسل، σ'_n ، و تنش برشی عمل کننده بر صفحه گسل، τ ، به صورت زیرند:

$$R = (I_1^2 \sigma_1^2 + I_2^2 \sigma_2^2 + I_3^2 \sigma_3^2)^{0.5} = 11.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_n = I_1^2 \sigma_1^2 + I_2^2 \sigma_2^2 + I_3^2 \sigma_3^2 = 11.26 \text{ MPa}$$

$$\tau = (R^2 - \sigma_n'^2)^{0.5} = 2.08 \text{ MPa}$$

و زاویه اصطکاک لازم برای تعادل استاتیکی بدین صورت بدست می آید:

$$\phi_{mob} = \tan^{-1} \left(\frac{\tau}{\sigma'_n} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{2.08}{4.26} \right) = 10.5^\circ$$

از آنجایی که زاویه اصطکاک بدست آمده کمتر از زاویه اصطکاک اندازه گیری شده صفحه گسل می باشد، نتیجه می گیریم که وضعیت تنش بدست آمده با جهت داری و خصوصیات مقاومتی گسل سازگار است. توجه کنید که با استفاده از استرونت نیز می توان به چنین نتیجه ای رسید. مسلم است که این بررسی برای تمام ساختارهای اصلی موجود در منطقه مورد نظر انجام می گیرد.

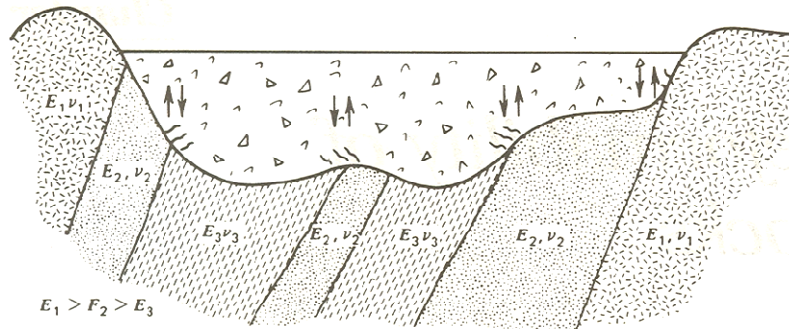
در مواردی که وضعیت تنش اندازه گیری شده بطور ظاهری با تعادل استاتیکی سازگار نباشد، لازم است که تمام اطلاعات راجع به این موضوع همچون امکان وجود مولفه چسبندگی مقاومت ناپیوستگی و نیز اتساع احتمالی ناپیوستگی در حین برش مورد بررسی قرار گیرند. سوالاتی همچون خطای احتمالی در تعیین مقادیر و جهات تنش های اصلی و نیز نزدیکی ناپیوستگی به محل اندازه گیری در مورد نتایج اندازه گیری های تنش مطرح هستند. هر چه محل اندازه گیری به ناپیوستگی نزدیک تر باشد، معیار لغزش ناپیوستگی از اهمیت بیشتری برخوردار می گردد. تنها هنگامی می توان تانسور تنش محیطی بدست آمده را رد کرد که تمام این مسائل با جزئیات مورد بررسی قرار گرفته باشند.

در پایان خاطر نشان می گردد که وضعیت بکر تنش در توده سنگ الزاماً مطابق با نتایج روش های محاسباتی نبوده و بایستی بصورت آزمایشات صحرایی تعیین گردد. در توده سنگ های حاوی شکستگی و درزه، انتظار می رود که توزیع تنش بسیار متغیر بوده و بررسی گوناگون در چنین محیط هایی این مطلب را تأیید می کند. به عنوان مثال بک در سال ۱۹۸۶ تأثیر درزه های افقی را بر وضعیت تنش در سنگ گرانیت شرح داد. او تأیید کرد که درزه های کششی ناحیه ای با تنش های متمایز ایجاد می کند. براون نیز در سال ۱۹۸۶ با تحلیل نتایج بدست آمده از آزمایش بلوکهای درزه دار دریافت که وضعیت تنش در نواحی مختلف بلوکی که از تقاطع درزه ها بوجود آمده است تغییرات عمده ای را نشان می دهد. ریچاردسون در سال ۱۹۸۶ تغییرات عمده تانسور تنش را در مناطق مختلف گنایس متورق گزارش کرد. این تغییرات مرتبط با فابریک سنگ و روش های پیشنهادی برای دستیابی به تانسور تنش معرف با مشاهدات جداگانه است. کارلستون و کریستینانسون در همان سال با بررسی کف گرانیته مشاهده کردند که وضعیت تنش ناحیه ای تحت تأثیر ساختارهای زمین شناسی اصلی آن ناحیه می باشد. با توجه به تأثیر ساختارهای سنگ بر وضعیت تنش آن می توان گفت که تعیین وضعیت تنش برجا با استفاده از اندازه گیری های محدود و اتفاقی ممکن نیست. راه حل این مسئله تعیین مکان هایی خاص در توده سنگ برای اندازه گیری تنش است تا بدین طریق تأثیر ساختار سنگ به خوبی به حساب آید. بنابراین برای دستیابی به مقداری معرف که با توجه به توزیع مکان های اندازه گیری از نتایج بدست آمده میانگین گیری بعمل آید.

۱۰-۲- تعیین تغییر شکل پذیری توده سنگ

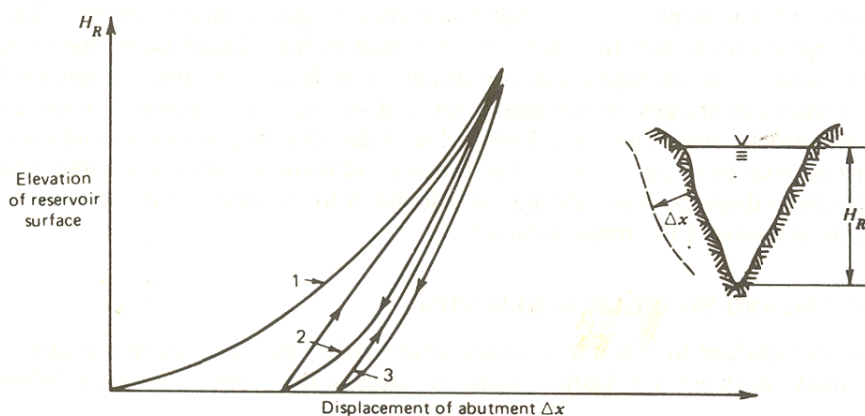
تغییر شکل پذیری طبق تعریف همان ظرفیت سنگ نسبت به کرنش تحت تنش های اعمال شده یا در پاسخ به باربرداری می باشد. کرنش در سنگ یک از مباحث مهم مهندسی است حتی اگر ریسک شکست سنگ کم باشد، چون جابجائی محلی بالای سنگ می تواند باعث افزایش تنش در ساختارهای مختلف سنگ شود. برای مثال در پروژه های سد سازی (شکل زیر) در صورتیکه دیواره سد بر روی لایه های با جنس سنگ متفاوت و خواص تغییر

شکل پذیری مختلف ایجاد شود، در اثر جابجائی مختلف نقاط مختلف فونداسیون برش و تنش می‌تواند ایجاد شود که باعث آسیب رسیدن به دیواره سد می‌شود. اگر این تغییرات در خواص از قبل مشخص باشند می‌توان طراحی را طور انجام داد که بتواند این تنش‌ها را تحمل کند.



شکل ۱۰۳. تنش برشی گسترش یافته در یک سد بتنی ناشی از تغییر شکل پذیری متفاوت در فونداسیون سد

توصیف تغییر شکل پذیری سنگ توسط ضرایب الاستیک به تنهایی برای بعضی سنگ‌های غیر الاستیک کافی نیست. الاستیسیته به خاصیت برگشت پذیری تغییر شکل در پاسخ به بار اشاره می‌کند. بعضی سنگ‌های سخت و تازه در مقیاس آزمایشگاهی الاستیک هستند. اما در مقیاس صحرائی که در آنجا سنگ می‌تواند در معرض شکاف، درزه، سطوح لایه‌بندی و نواحی دگرسان شده سنگ و خاک که دارای خواص پلاستیک هستند، قرار گیرد، اغلب سنگ‌ها یک الاستیسیته کامل را به نمایش نمی‌گذارند. گسترش عدم قابلیت برگشت کرنش‌ها در اثر سیکل‌های بارگذاری ممکن است برای طراحی به اندازه شیب منحنی بار-تغییر شکل مهم باشد. شکل زیر یک مثال را نشان می‌دهد که سطح مخزن پشت دیواره سد بالا می‌آید، سنگ زیر دیواره مطابق منحنی شماره ۱ پاسخ می‌دهد. هنگامیکه سطح مخزن به دلیل افت می‌کند، پاسخ سنگی به باربرداری مطابق منحنی شماره ۲ است با یک نشست دائمی. سد سعی می‌کند که از این روند تبعیت کند، ولی از آنجائیکه بدنه سد اغلب از سنگ الاستیک تر است، دیواره اغلب پس از بار برداری از سنگ جدا می‌شود. این می‌تواند باعث باز شدن درزه‌هایی در سنگ یا در بتون شود. سیکل‌های مکرر بارگذاری و باربرداری مخزن باعث ایجاد یک سری وارفتگی (Hysteresis) می‌شود. بعضی نواحی برای سدهای بتونی مناسب نیستند، چون وارفتگی زیادی اتفاق می‌افتد حتی در شرایطی که مدول الاستیسیته سنگ مناسب باشد.



شکل ۱۰۴. تغییر شکل پذیری دائمی فونداسیون سد ناشی از سیکل‌های مختلف خالی و پر شدن مخزن

روش‌های تعیین مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ به دو دسته کلی استاتیکی و دینامیکی تقسیم می‌شوند. از جمله مهمترین روش‌های استاتیکی عبارتند از:

- آزمایش بارگذاری صفحه‌ای (Plate Bearing Test)
- آزمایشات درون چال یا گالری (Borehole or Gallery Test)
- تست جک تخت (Flat Jack Test)

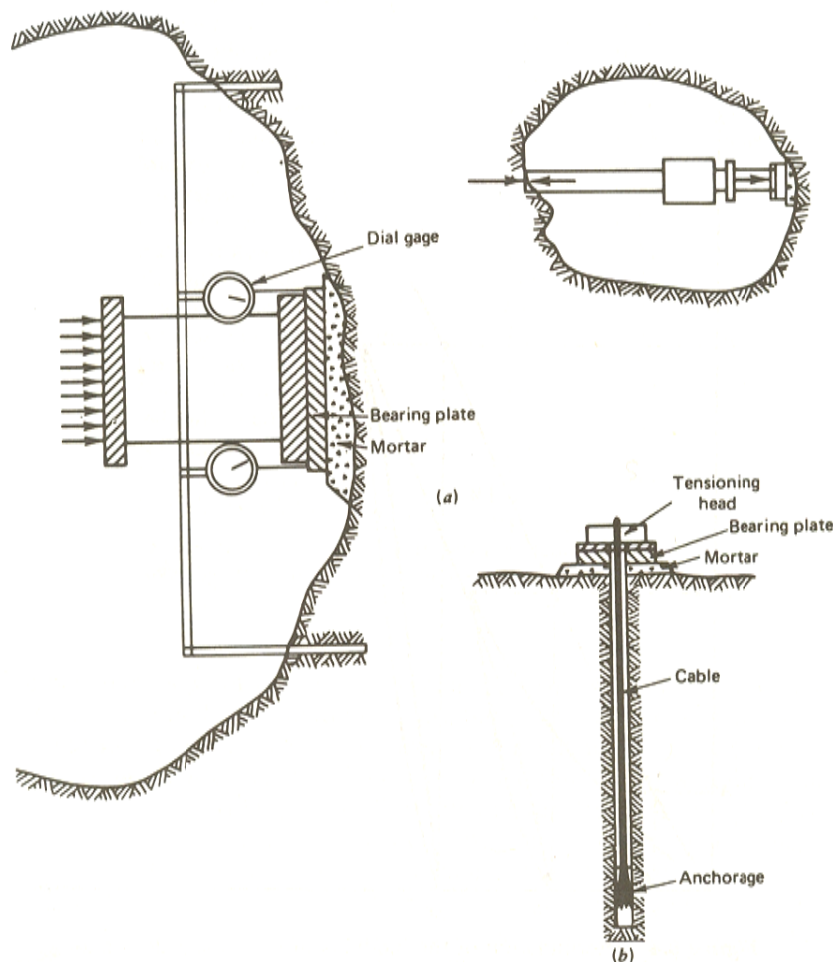
۱۰-۲-۱- آزمایش بارگذاری صفحه‌ای

در این روش، تغییر شکل پذیری سنگ را توسط بارگذاری سطح سنگ و ثبت جابجائی اعمال شده در روی آن تعیین می‌کنند. این آزمایش هم از داخل گالری و هم در سطح زمین قابل انجام است. محل مورد نظر بایستی عاری از سنگ‌های خردشده و سست که معرف شرایط واقعی توده سنگ نیستند، باشد. سپس یک سطح نسبتاً مسطح و تمیز انتخاب و توسط صفحات دایره‌ای بارگذاری به قطر ۵۰ تا ۱۰۰ سانتی متر تحت بار قرار می‌گیرد. عمق سنگ تحت تأثیر قرار گرفته متناسب با مساحت بارگذاری است. این درست است که تمایل به انتخاب یک صفحه بارگذاری بزرگ است، ولی از آنجائی که اعمال بار بیشتر از ۲۰۰ تن مشکل است، بنابراین بایستی اندازه صفحه تا رسیدن به یک سطح فشار تماس مناسب کاهش پیدا کند. بار می‌تواند توسط جک‌های پیچشی و یا هیدرولیکی که بر دیواره مخالف گالری عمل می‌کنند، اعمال شود. جابجائی بایستی در نقاط مختلف صفحه بارگذاری جهت محاسبه خطای ناشی از چرخش و یا خم شدن صفحه، اندازه‌گیری شود. تست بارگذاری صفحه‌ای در سطح می‌تواند با به جک بستن یک کابل که در انتهای یک چال حفاری شده از وسط صفحه بارگذاری قلاب شده است، انجام شود. رابطه زیر در صورتیکه فرض شود که سنگ همگن، الاستیک و همسانگرد است، می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد:

$$\bar{w} = \frac{cp(1 - \nu^2)a}{E}$$

معادله ۱۶۴

که در آن w جابجائی متوسط صفحه، a شعاع صفحه، p فشار اعمالی صفحه و c ثابتی است که بسته به صلبیت صفحه بین ۱/۵۷ تا ۱/۷ تغییر می‌کند. با فرض یک مقدار برای ν می‌توان E را محاسبه نمود.



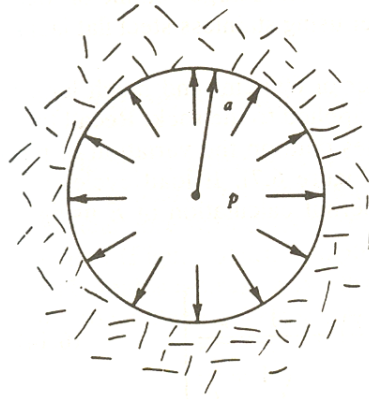
شکل ۱۰۵. تست بارگذاری صفحه ای در گالری، b در سطح

۱۰-۲-۲- آزمایشات داخل چال یا گالری

آزمایش دیلاتومتری (شکل زیر) داخل یک چال اجرا می‌شود و در آن فشاری به داخل چال اعمال شده و جابجائی حاصله را اندازه‌گیری می‌کنند. اشکال عمده این روش کوچک بودن نسبی مقیاس آزمایش است. برای رفع این مشکل می‌توان ناحیه را به چندین زیر منطقه همگن تقسیم نمود و در هر زیر منطقه آزمایش را انجام داد. برای یک دیلاتومتر که فشار یکنواخت p را به داخل چالی به شعاع a وارد می‌کند، مدول الاستیسیته از روی جابجائی ثبت شده شعاعی Δu از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$E = (1 + \nu)\Delta p \frac{a}{\Delta u}$$

معادله ۱۶۵



(a)

شکل ۱۰۶. آزمایش از داخل چال

۱۰-۲-۳- آزمایش جک شعاعی

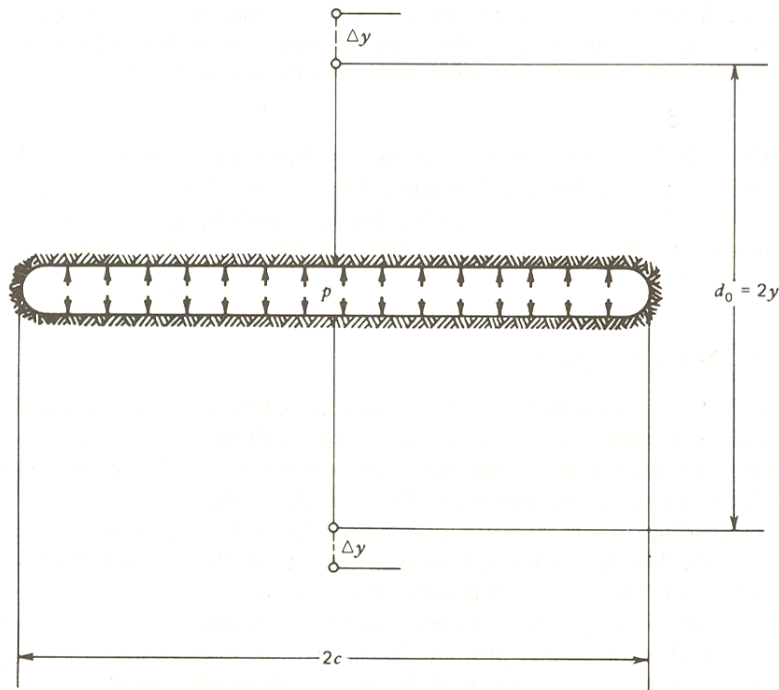
در مقیاس بزرگ و در طول معینی از تونل انجام می‌گیرد. در این طول، یک فشار یکنواخت شعاعی به تونل اعمال شده و جابجائی حاصله ثبت می‌شود. بزرگترین حسن این روش، مقیاس بزرگ آن است و عمده ترین عیب آن هزینه بالای آن است.

۱۰-۲-۴- آزمایش جک تخت

سیستم کار مشابه روش تعیین تنش با جک تخت است. در این روش اگر مطابق شکل، سطح سنگ را تحت فشار قرار دهیم، با استفاده از رابطه زیر می‌توان تغییر شکل پذیری توده سنگ را تعیین نمود. با این روش می‌توان تا ۷۰ مگاپاسکال تنش به سنگ وارد کرد. مساحت معمول جک‌های متداول در حدود ۶۰۰ سانتی متر مربع است که با توجه به توان اعمال فشار آن، امکان وارد کردن نیروی بسیار زیادی به توده سنگ را دارد. اگر مطابق شکل P فشار جک، 2c طول جک و فاصله مرکز جک تا هر پین y فرض شود، از روی رابطه زیر می‌توان مقدار E را محاسبه نمود.

$$E = \frac{p(2c)}{2\Delta y} \left[(1 - \nu) \left(\sqrt{1 + \frac{y^2}{c^2}} - \frac{y}{c} \right) + \frac{1 + \nu}{\sqrt{1 + \frac{y^2}{c^2}}} \right]$$

معادله ۱۶۶



شکل ۱۰۷. تست جک تخت با یک شیار ایجاد شده توسط چالزنی چال‌های دارای هم‌پوشانی

۱۰-۲-۵- اندازه گیری تغییر شکل پذیری توده سنگ به روش دینامیکی

اگر در سرزمین، ارتعاش حاصل از یک انفجار کوچک را در دو نقطه که به فواصل معین (۱۰۰-۵۰ متر) از هم قرار گرفته‌اند، ثبت نمائیم، می‌توان بر اساس رابطه زیر با فرض اینکه سنگ همگن، همسانگرد و الاستیک است، پارامترهای مورد نظر را تعیین کرد:

$$v = \frac{\left(\frac{V_p^2}{V_s^2}\right) - 2}{2 \left[\left(\frac{V_p^2}{V_s^2}\right) - 1\right]}$$

$$E = 2(1+v)\rho V_s^2$$

معادله ۱۶۷

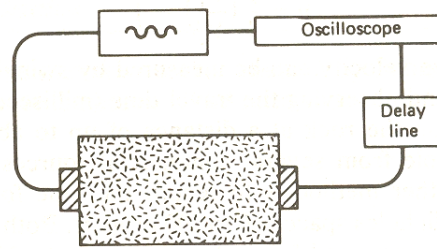
برای توده سنگ‌های درزه‌دار، استفاده از روش RMR عموماً نتایج بسیار نزدیک به واقعی را نشان می‌دهد. با آگاهی از مقدار RMR و روابط زیر می‌توان مقدار E را تعیین نمود:

$$E_M = 2 \times RMR - 100$$

$$RMR > 50 \quad \text{اگر}$$

$$E_M = 10 \left(\frac{RMR-10}{40}\right)$$

$$RMR < 50 \quad \text{اگر}$$



(a)



(b)

شکل ۱۰۸. تعیین مدول دینامیکی سنگ a: روش آزمایشگاهی b: اندازه‌گیری سرعت صوت در محل

۱۱- کاربردهای مکانیک سنگ در مهندسی شیب‌های سنگی

۱۱-۱- مقدمه

حفریات سطحی در سنگ در مقیاس‌های متفاوتی از ایجاد یک دیواره سنگی برای ساختن فضای لازم جهت تاسیس یک مرکز تجاری تا حفر معادن روباز با عمقی در حدود ۱ کیلومتر و حجمی معادل ۱ کیلومتر مکعب صورت می‌گیرند. در این فصل به بررسی روش‌هایی می‌پردازیم که پایداری و ایمنی چنین حفریاتی را تضمین می‌کند.

ایجاد مسیرهای حمل و نقل در مناطق سنگی به برش‌های زیادی در زمین‌های کوهستانی نیاز دارد. همچنین انحنا و شیب محدود راه آهن‌ها و کانال‌ها، میزان برش‌های لازم را افزایش می‌دهد. در مسیرهای حمل و نقل، ممکن است ریزشهایی صورت گیرد زیرا ایجاد ایمنی کامل به صرف هزینه‌های سرسام‌آوری نیاز دارد. اما راه آهن‌ها و مسیرهای شهری به چنین ایمنی کاملی نیاز دارند و این به دلیل بالا بودن خسارات ناشی از شکست و ریزش در چنین مسیرهایی است. همچنین به علت حفظ زمین‌های شهری شیب شیروانی‌های سنگی ایجاد شده در این مناطق می‌بایستی به حالت قائم نزدیک باشد و ایجاد چنین شیبی به نصب وسایل نگهداری دائمی نیاز دارد. ایجاد برش‌های سنگی برای سازه‌های مسکونی و ورودی نیروگاه‌های زیرزمینی به دقت و ایمنی بسیار

زیادی نیاز دارد. زیرا هزینه شکست درچنین سازه هایی از هزینه حفر این سازه ها بیشتر خواهد بود. این مسئله در مورد آبریزهای سدهای خاکی و سد های دریچه ای سطحی نیز مطرح می باشد.

معادن روباز از حفریات عظیم سطحی بوده که سعی در برداشتن روباره از کانسار را دارند. طراحی چنین سازه هایی که شامل شیب و پهنای پله ها و شکل کلی آن می باشد با در نظر گرفتن فاکتورهای اقتصادی صورت می گیرد. شیب کم شیروانی به معنای باطله برداری زیاد و شیب زیاد به معنای کاهش ایمنی و ایجاد مشکلات در زمینه ترابری می باشد. از آنجایی که بیشتر شیروانی های معادن روباز، موقتی می باشند شاهد شیب هایی می باشیم که در فعالیتهای عمرانی عظیم، بسیار تند می نمایند.

در بسیاری از سنگ های نرم همچون شیل و گرانیت های عمیقاً هوازده و نواحی دگرسان شده شکست در ماده سنگ رخ داده و طراحی شیبهای ایمن، تعمیمی از تئوری های مطرح در مکانیک خاک می باشد. در سنگ های مستحکم، شکست توسط صفحات ضعیف کنترل می شود و شاهد شکست های هستیم که در شیروانی های خاکی به چشم نمی خورند. روش های بررسی ساختاری چنین شکست هایی در مکانیک سنگ مطرح میگردد.

انتخاب شیب ایمن برای شیروانی های سنگی نیاز به برآورد ویژگی های مقاومت برشی صفحات ناپیوستگی ها دارد که تعیین این خصوصیات بوسیله آزمایشات آزمایشگاهی و صحرایی صورت می گیرد. اما گاهی ممکن است ایمنی سازه با انتخاب مناسب جهت داری (orientation) سازه و بدون در نظر گرفتن خصوصیات اصطکاکی این ناپیوستگی ها تامین گردد.

۱۱-۲- حالت های شکست در شیروانی های سنگی سخت

شکست سنگ های سخت تحت نیروی خالص گرانشی فقط در مواردی روی میدهد که تقاطع ناپیوستگی ها شرایط جابجایی یک بلوک منفصل را ایجاد کنند. در سنگ های دارای لایه بندی و درزه که توسط درزه ها قطع گردیده اند، شاهد انواع گوناگونی از شکست می باشیم و برای هر حالت شکست، ایمنی و ضریب اطمینان لازم قابل بررسی است. هنگامیکه چندین دسته ناپیوستگی در زوایای مورب (oblique angles) همدیگر را قطع می کنند، بررسی سینماتیکی شکست بسیار مفید خواهد بود. شکست های منجر به حرکت بلوک های سنگی بر روی صفحات ناپیوستگی به سه حالت کلی قابل تقسیم می باشند:

۱۱-۲-۱- لغزش صفحه ای

هنگامی روی می دهد که بلوک سنگی تحت نیروی ثقلی بر روی یک صفحه ضعیف شیب دار مختوم به فضای حفر شده قرار داشته باشد و شیب این ناپیوستگی بیشتر از زاویه اصطکاک سطح لغزش باشد. در این شرایط بلوک تحت نیروی خالص وزن به سمت پایین می لغزد. در برخی موارد ممکن است مانعی سد راه این بلوک منفصل وجود داشته باشد و پایداری را تامین نماید و در صورتی که این مانع در حین عملیات حفاری از سر راه برداشته شود شکست بوقوع خواهد پیوست. لازم به ذکر است که پایداری بلوک به سطوح جانبی آن نیز وابسته است. در سنگ های نرمی که دارای صفحات ضعیف پرشیب می باشند، سطوح جانبی بلوک در خطر جدی شکست می

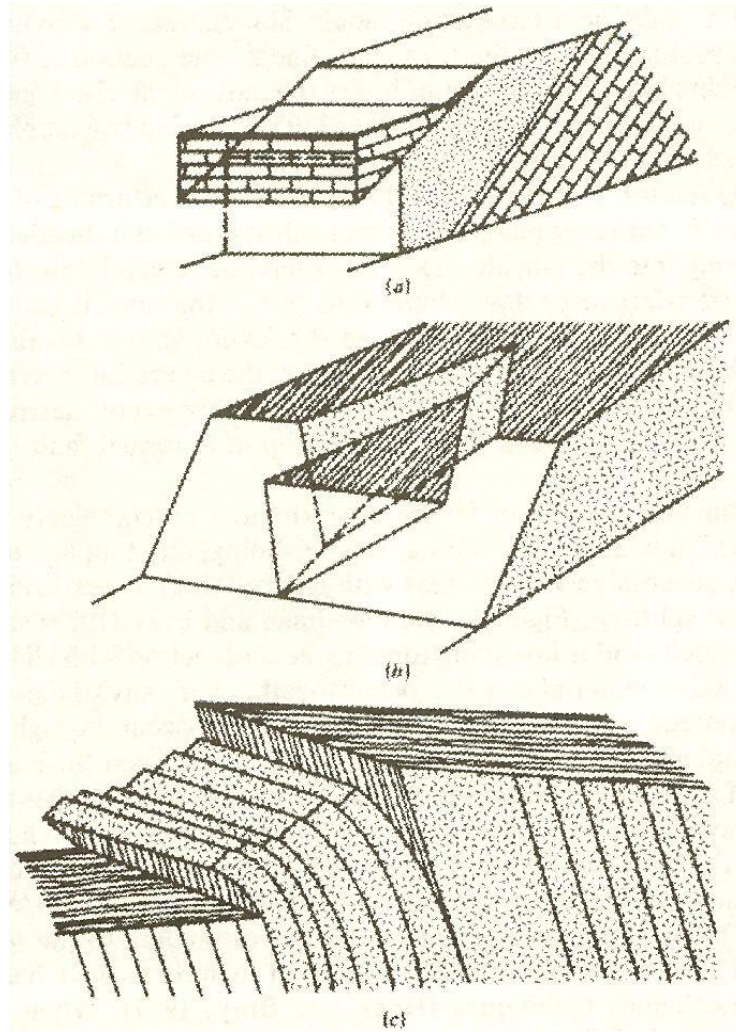
باشند. در سنگ های سخت، سطوح ضعیف متقاطعی که سطح فوقانی شیروانی را قطع می کنند باعث از بین رفتن مقاومت جانبی می گردند.

۱۱-۲-۲- شکست گوه ای

هنگامی محتمل است که دو صفحه ضعیف متقاطع، یک بلوک چهار وجهی ایجاد نمایند. در صورتی که فصل مشترک این دو صفحه دارای رخنمونی در سطح شیروانی باشند بدون نیاز به هیچ عارضه توپوگرافی و یا ساختاری، لغزش ممکن میگردد. بی توجهی به این نوع از شکست، خطرات جانی و مالی زیادی را ایجاد کرده است.

۱۱-۲-۳- شکست واژگونی

این شکست حاصل چرخش لایه های سنگی پرشیب می باشد و در سنگ هایی هم چون اسلیت، شیست و سنگ های رسوبی با لایه های نازک دیده می شود. هر یک از لایه ها تمایل به خمش ناشی از وزن خود دارند و در صورتی که پایه شیروانی شرایط چنین خمشی را فراهم کند ترک های خمشی ایجاد شده باعث آزاد شدن حجم عظیمی از سنگ می گردند. در صورتی که درزه های متقاطع زیادی موجود باشند احتمال چرخش بدون خمش نیز ایجاد می گردد. در هر دو مورد تخریب شیروانی می بایستی مانند لغزش بین لایه ای در یک گسل نرمال شروع شود.



شکل ۱۰۹. حالت های شکست شیروانی های سنگی (a) لغزش صفحه ای (b) لغزش گوه ای (c) واژگونی.

حالت های پیچیده تر شکست، از ترکیب حالات ذکر شده و نیز برش و خمش و جدایش سنگ ایجاد می شوند. همچنین پدیده کمانش ممکن است در شیروانی های پرشیب رخ داده و باعث شکست در نزدیکی پاشنه شیب گردد.

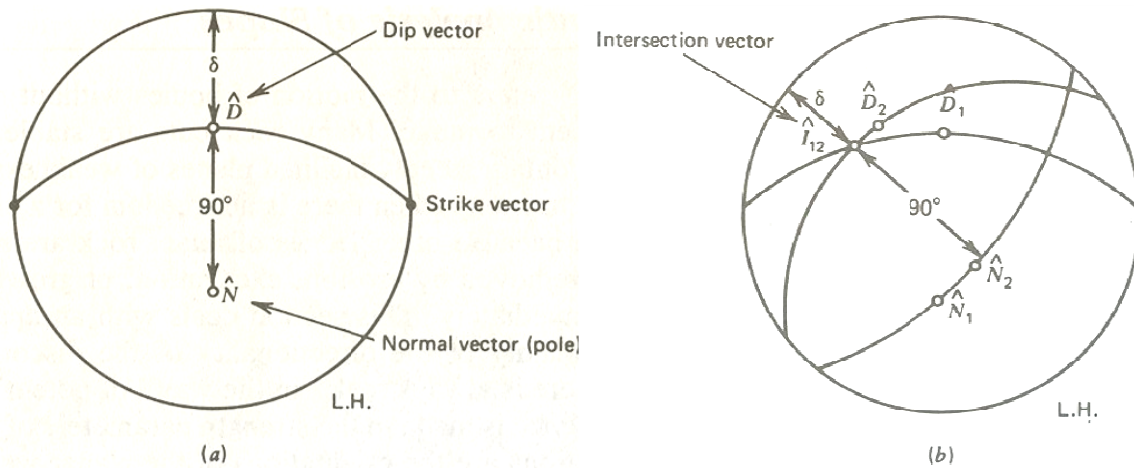
شکست در ماده سنگ، تنها در سنگ های بسیار هوازده و دگرسان شده و سست روی می دهد و در چنین سنگ های سستی تحلیل های مکانیک خاک سودمند می باشد. در عوض در تحلیل سنگ های سخت که دارای ناپیوستگی های منظم میباشند، بررسی های سینماتیکی بلوک های صلب ترجیح داده می شوند.

۱۱-۳- تحلیل سینماتیکی شیروانی ها

سینماتیک به بررسی حرکت جسم بدون توجه به نیروی بوجود آورنده اش می پردازد. در برخی موارد برش های سنگی در شیروانی های پرشیب حتی با وجود صفحات ضعیف پرشیب و دارای مقاومت کم پایدار هستند، این وقتی

اتفاق می‌افتد که هیچگونه آزادی برای یک بلوک برای حرکت در امتداد صفحه ضعیف وجود ندارد زیرا در مسیر موانعی از سنگ‌های بکر وجود دارد. در صورتی که این مانع توسط عواملی چون فرسایش، حفاری و یا گسترش ترک‌ها از سر راه برداشته شود شکست روی خواهد داد. این قسمت دارای رویکرد طراحی شیروانی بر اساس جهت‌گیری ناپیوستگی‌های توده سنگ می‌باشد بطوری‌که این اطمینان را بدهد که همیشه در مسیر شکست مانع وجود دارد.

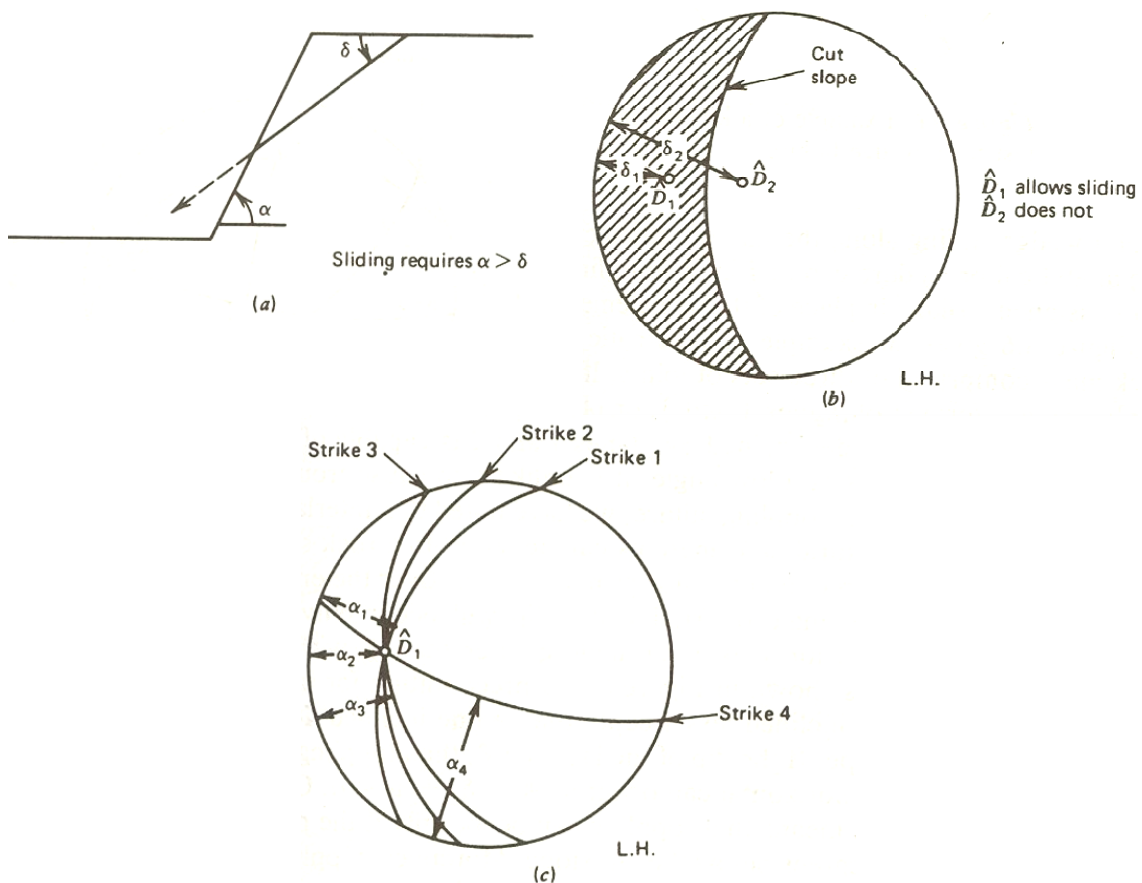
در شکل زیر سه عنصر خطی پایه توده سنگ نمایش داده شده‌اند.



شکل ۱۱۰ نمایش استریوگرافیک عناصر یک خط که در تحلیل‌های شیب‌های سنگی وارد میشوند.

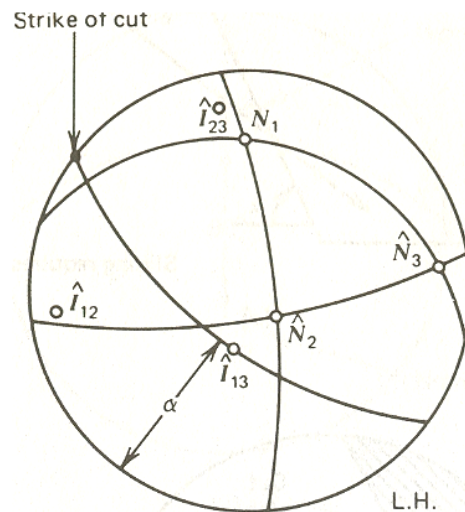
- ۱- بردار شیب (D_i): که در صفحه ناپیوستگی و در راستای جهت شیب قرار دارد. بردار شیب عمود بر امتداد است با زاویه قائم δ نسبت به افق.
 - ۲- بردار نرمال (قطب) (N_i): عمود بر صفحه ناپیوستگی قرار دارد.
 - ۳- خط تقاطع ($I_{i,j}$): فصل مشترک دو صفحه ضعیف I و J می‌باشند.
- بردارهای فوق همگی واحد بوده و (در این قسمت) در نیمکره پایینی قرار دارند. بردار نرمال N با زاویه 90° درجه از بردار شیب در صفحه قائم شامل بردار شیب مشخص می‌شود (شکل ۱۱۰). خط تقاطع $I_{i,j}$ دو صفحه I و J می‌تواند بعنوان نقطه تقاطع دوایر عظیمه هر صفحه مشخص شود. یا اینکه $I_{i,j}$ می‌تواند بعنوان خط عمود بر دایره عظیمه گذرنده از نرمال‌های N_i و N_j تعیین شود. از آنجائیکه نرمال‌های صفحات در برداشت درزه‌های رسم می‌شود، این تکنیک آخری جهت تعیین $I_{i,j}$ در عمل مفید خواهد بود.
- زمانیکه همه این عناصر برای یک توده سنگ رسم گردیدند، ملزومات سینماتیکی برای هر نوع شکست ممکن، می‌تواند برای یک شیروانی سنگی با هر شیب و امتداد مورد بررسی قرار گیرد.

حال به بررسی لغزش صفحه ای تحت نیروی خالص وزن می پردازیم (شکل ۱۱۱). در چنین شرایطی هر بلوک تمایل به حرکت به سمت پایین روی یک صفحه منفرد در جهت بردار شیب صفحه ناپیوستگی خواهد داشت. در صورتی که شیروانی دارای شیب حقیقی α نسبت به افق باشد، شرایط لازم برای لغزش صفحه این است که D در جهت فضای آزاد حفاری باشد و دارای زاویه ای کمتر از α باشد. در شکل زیر یک برش سنگی را بصورت دایره عظیمی در نیمکره پایینی می بینید. شرایط سینماتیکی لازم برای شکست صفحه ای این است که بردار شیب صفحات پتانسیل لغزش در ناحیه هاشور خورده قرار گیرد. در این شکل، صفحه ۱ برعکس صفحه ۲ دارای پتانسیل لازم برای شکست صفحه ای می باشد. با در دست داشتن بردار شیب صفحات ضعیف، تعیین شیب ایمن حدی (بیشترین شیب ایمن) مربوط به یک برش با امتداد مشخص ممکن می گردد (قسمت c). برای یک برش سنگی با امتداد ۱، حداکثر زاویه ایمن α_1 عبارت خواهد بود از شیب دایره عظیمه گذرنده از امتداد ۱ و D_1 . بطور مشابهی، پرشیب ترین ایمن شیروانی برای یک برش با امتداد ۲، α_2 است که برابر است با شیب دایره عظیمه گذرنده از امتداد ۲ و D_1 . مشاهده می کنیم که برای هر صفحه لغزنده فقط روی یک صفحه ضعیف، تنها آزادی سینماتیکی لغزش برای نیمی از جهت داری های شیروانی وجود دارد. جهت داری های تقریباً موازی با جهت شیب صفحات ضعیف، حتی در صورت دارا بودن شیبهای نزدیک به 90° درجه نیز پایدار می باشند.



شکل ۱۱۱. آزمون سینماتیکی لغزش صفحه ای.

در مورد بررسی لغزش گوه ای در طول خط تقاطع دو ناپیوستگی، دقیقاً همان روند تحلیلی برای پیدا کردن ماکزیمم شیب ایمن بکار می رود. تنها تفاوت در جایگزین کردن عنصر خطی I به جای عنصر خطی D می باشد. در شکل ۱۱۲ مثالی از تحلیل سینماتیکی شکست گوه ای برای توده سنگی که شامل سه دسته درزه می باشد آورده شده است.



شکل ۱۱۲. مثالی از آزمون سینماتیکی شکست گوه ای.

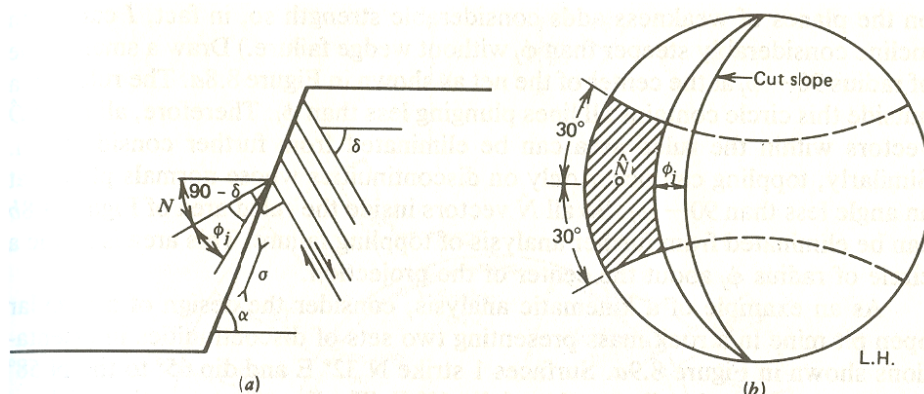
در صورتی که برشی با امتداد نشان داده شده ایجاد گردد تنها گوه ایجاد شده توسط صفحات ۱ و ۳ و یا صفحات ۱ و ۲ دارای پتانسیل لغزش میباشند. در صورتی که صفحه در بردارنده I_{13} و امتداد برش، به عنوان صفحه شیب در نظر گرفته و دارای شیب α باشد. تنها گوه ایجاد شده توسط صفحات ۱ و ۲ قابلیت لغزش را دارد. با این وجود شیب کم I_{12} احتمال خطرسازی این گوه را ناچیز می گرداند. در مورد شکست واژگونی، لغزش بین لایه ای مقدمه ای برای ایجاد خمش عظیم لایه های سنگی است و بدون این لغزش، شکست واژگونی روی نمی دهد.

در یک شیروانی سنگی، سطح برش، جهت تنش اصلی بزرگتر می باشد. در صورتی که زاویه اصطکاک لایه ها، ϕ_r باشد، لغزش تنها در صورتی روی می دهد که جهت فشار اعمالی، زاویه ای بیش از ϕ_r را با خط عمود بر لایه ها بسازد. بنابراین همانطور که در شکل ۱۱۳ نشان داده شده است، شرط اولیه برای شکست این است که بردار عمود بر لایه ها نسبت به خطی که به اندازه ϕ_r از سطح برش فاصله گرفته است دارای شیب کمتری باشد. در صورتیکه شیب لایه ها δ باشد شکست واژگونی برای شیروانی با شیب α تنها در صورتی روی می دهد که:

$$(90 - \delta) + \phi_r < \alpha$$

معادله ۱۶۸

بعبارت دیگر با استفاده از تصاویر استریوگرافیک شکست واژگونی تنها در صورتی روی می دهد که بردار عمود بر لایه ها بیش از ϕ_r درجه زیر سطح برش قرار گیرد.



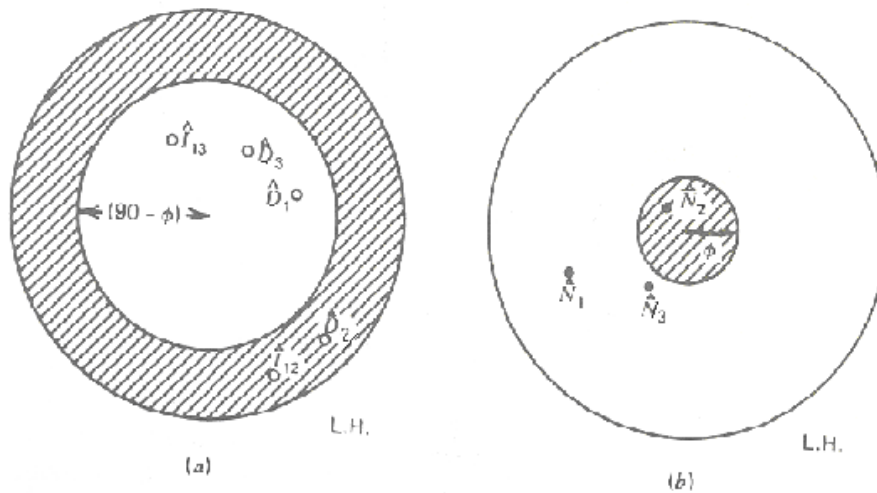
شکل ۱۱۳. آزمون سینماتیکی واژگونی (a) $\alpha < \phi_r + (90 - \delta)$ و (b) بایستی N در ناحیه هاشور خورده تصویر شود.

بعلاوه شکست واژگونی در صورتی روی می دهد که امتداد لایه ها و صفحه شیروانی دارای اختلافی کمتر از 30° درجه باشند. بنابراین امکان واژگونی برای مجموعه دسته درزه های منظم و با فاصله داری کم، تنها در صورتی ایجاد می گردد که عمود بر آنها در ناحیه هاشور زده شکل فوق بیفتد. این ناحیه توسط دایره عظیمه با امتداد مشابه صفحه شیروانی و شیب ϕ_r درجه زیر صفحه برش و دو دایره کوچک عمود بر امتداد صفحه شیروانی و اختلاف 30° درجه نسبت به مرکز شبکه، محدود می گردد.

در بسیاری موارد، برداشت درزه ها، داده های زیادی را ایجاد کرده و در نتیجه اجزای خطی زیادی در تصاویر استریوگرافیک به چشم می خورند. با این حال با تهیه دو تصویر پوشش دهنده یکدیگر می توانیم تعداد خطوط موجود در شبکه را تا حد مطلوبی کاهش دهیم.

این دو تصویر در شکل ۱۱۴ نشان داده شده اند شکست صفحه ای تنها در صورتی روی میدهد که سطح لغزش دارای شیبی بیش از ϕ_r باشد. برای یک گوه کامل، زبری های موجود در سطح صفحات ضعیف مقاومت قابل توجهی را ایجاد کرده و در نتیجه ممکن است با وجود I با شیب بیش از ϕ_r باز هم شکست گوه ای روی ندهد.

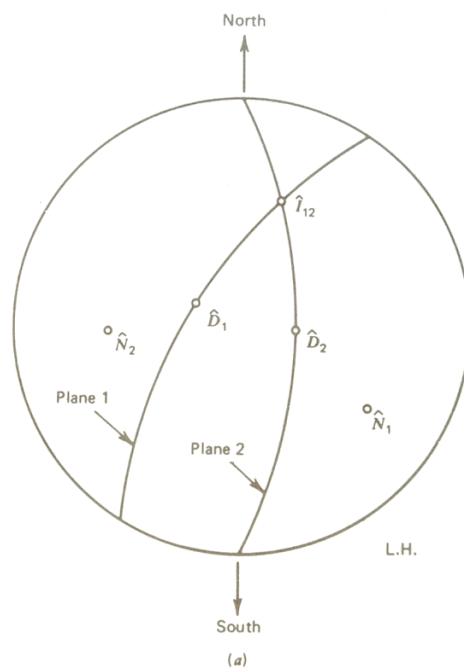
مطابق شکل زیر قسمت a دایره ای با شعاع $90 - \Phi$ از مرکز شبکه رسم شده است. ناحیه هاشور زده خارج از این دایره شامل کلیه خطوطی می گردد که دارای شیب کمتر از ϕ_r می باشند. بنابراین تمام اجزای خطی I, D که در این ناحیه قرار گیرند قابل صرفنظر بوده و نیازی به بررسی های بیشتر ندارند. به همین صورت، واژگونی تنها بر روی ناپیوستگی هایی روی می دهد که بردار عمود بر آنها دارای شیب کمتر از $90 - \phi_r$ باشند. بنابراین تمام اجزای خطی N درون ناحیه هاشور زده شکل زیر قسمت b نیازی به بررسی های بیشتر در مورد شکست واژگونی ندارند. این ناحیه درون دایره ای با شعاع ϕ_r حول مرکز شبکه می باشد.



شکل ۱۱۴. استفاده از آزمون های سینماتیکی برای انتخاب عناصر مهم خط برای انجام تحلیل های بعدی

(a) I_{13} و D_3 و D_1 احتمال لغزش و (b) N_1 و N_3 احتمال واژگونی را دارند.

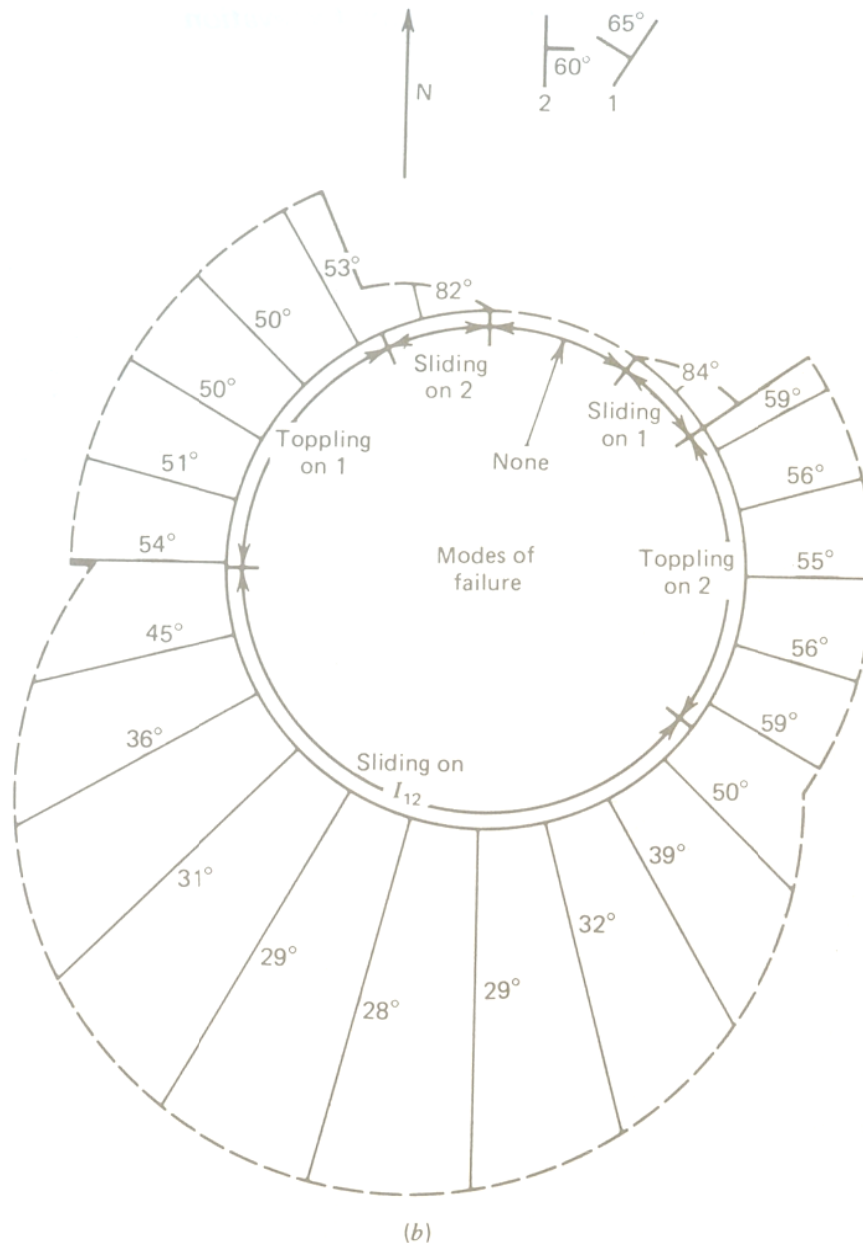
بعنوان مثالی از تحلیل سیستماتیک، طراحی یک پیت معدن را در توده سنگی که دارای دو دسته ناپیوستگی است را در نظر می گیریم. مشخصات دسته اول به صورت $N32E$ و 60 و مشخصات دسته دوم به صورت $N-S, 60E$ می باشد. این سطوح در شکل زیر مشخص شده اند. مشاهده مینماییم که فصل مشترک این دو صفحه دارای شیب 28 درجه به سمت $N18E$ می باشد. فرض کنیم زاویه اصطکاک سطوح ناپیوستگی 25 درجه باشد.



شکل ۱۱۵. مثالی از تحلیل سینماتیکی یک معدن روباز دایروی عناصر صفحه ای توده سنگ و نمایش استریوگرافیک آن.

در یک معدن روباز، در هر نقطه از پیرامون کاواک یک شیروانی با امتداد متفاوت وجود دارد. ممکن است بدلیل محدودیت در هندسه جاده دسترسی به ته کاواک، استفاده از شیب های متفاوت در قسمت های مختلف معدن

امکان پذیر نباشد. اما آنالیز سینماتیک نشان خواهد داد که شیب‌های مربوط به امتدادهای مختلف ملزومات ایمنی کاملاً متفاوتی دارند. با در نظر گرفتن عناصر خطی $N_1, D_1, D_2, I_{12}, N_2$ بصورت منفرد و اعمال ساختار شکل ۱۱۱، حداکثر شیب ایمن برای هر ۱۵ درجه از محیط کاواک تعیین می‌شود (جدول). واضح است که در این مثال ۵ حالت برای شکست وجود دارد. کوچکترین مقدار α برای هر یک از ۵ حالت شکست بعنوان ماکزیمم شیب ایمن برای طراحی انتخاب می‌شود. جداول و شکل زیر نتایج بررسی های سینماتیکی را نشان می دهند.



شکل ۱۱۶. مثالی از تحلیل سینماتیکی یک معدن روباز دایروی انتخاب حداکثر شیب ایمن برای هر ۱۵ درجه از پیرامون معدن. طول ها متناسب با $\cot \alpha$ میباشند.

این تحلیل نشان می دهد که شیروانی‌هایی با آزمون امتداد بین E تا N120 با شیب ۹۰ درجه نیز پایدار هستند، اما شیروانی‌هایی با آزمون امتداد N105 در صورتیکه شیبی بیشتر از ۲۸ درجه داشته باشند، پتانسیل ریزش خواهند داشت. در صورتی که زاویه اصطکاک ناپیوستگی ها، بیش از ۲۸ درجه باشد، I₁₂ مشکل ساز نبوده و شیب تا حدود ۵۰ درجه می تواند افزایش یابد و پس از این حدود، شکست واژگونی محتمل می گردد. در صورتی که ناپیوستگی ها دارای فاصله داری زیاد و یا حالت نامنظم باشند، شکست واژگونی غیرمحتمل می گردد و شیب تا حدود ۶۰ درجه نیز می تواند افزایش یابد.

جدول ۱۵ تحلیل سینماتیک یک کاواک دایره‌ای

Joint 1 strikes N 32° E Joint 2 strikes NS										
D ₁ 65° N 58° W D ₂ 60° E I ₁₂ 28° N 18° E										
Strike of Cut	Direction of Dip of Cut	Analysis for Sliding		Applicable Mode	Maximum Safe Slope Angle					
		Dip of Joint Set 1 Maximum Safe Cut Angle	Dip of Joint Set 2 Maximum Safe Cut Angle			I ₁₂ Analysis for Sliding on Planes 1 & 2 Along I ₁₂ Maximum Safe Cut Angle	T ₁ Analysis for Topping on Joint 1 (φ = 25°)	T ₂ Analysis for Topping on Joint 2 (φ = 25°)		
N	E	90°	60°	T ₁	54°	61°	54°	90°	T ₁	54°
N 15° E	SE	90°	61°	T ₁	51°	85°	51°	90°	T ₁	51°
N 30° E	SE	90°	64°	T ₁	50°	90°	50°	90°	T ₁	50°
N 45° E	SE	90°	68°	T ₁	50°	90°	50°	90°	T ₁	50°
N 60° E	SE	90°	74°	T ₁	53°	90°	53°	90°	T ₁	53°
N 75° E	SE	90°	82°	D ₂	82°	90°	90°	90°	D ₂	82°
E	S	90°	90°	None	90°	90°	90°	90°	None	90°
S 75° E	SW	90°	90°	None	90°	90°	90°	90°	None	90°
S 60° E	SW	90°	90°	None	90°	90°	90°	90°	None	90°
S 45° E	SW	84°	90°	D ₁	84°	90°	90°	90°	D ₁	84°
S 30° E	SW	78°	90°	T ₂	59°	90°	59°	90°	T ₂	59°
S 15° E	SW	73°	90°	T ₂	56°	90°	56°	90°	T ₂	56°
S	W	69°	90°	T ₂	55°	90°	55°	90°	T ₂	55°
S 15° W	NW	66°	90°	T ₂	56°	90°	56°	90°	T ₂	56°
S 30° W	NW	65°	90°	T ₂	56°	90°	56°	90°	T ₂	56°
S 45° W	NW	66°	90°	T ₂	59°	90°	59°	90°	T ₂	59°
S 60° W	NW	68°	90°	I ₁₂	50°	90°	90°	90°	I ₁₂	50°
S 75° W	NW	71°	90°	I ₁₂	39°	90°	90°	90°	I ₁₂	39°
W	N	76°	90°	I ₁₂	32°	90°	90°	90°	I ₁₂	32°
N 75° W	NE	82°	81°	I ₁₂	29°	90°	90°	90°	I ₁₂	29°
N 60° W	NE	89°	74°	I ₁₂	28°	90°	90°	90°	I ₁₂	28°
N 45° W	NE	90°	68°	I ₁₂	29°	90°	90°	90°	I ₁₂	29°
N 30° W	NE	90°	64°	I ₁₂	31°	90°	90°	90°	I ₁₂	31°
N 15° W	NE	90°	61°	I ₁₂	36°	90°	90°	90°	I ₁₂	36°
				I ₁₂	45°	90°	90°	90°	I ₁₂	45°

۱۱-۴- تحلیل لغزش صفحه ای

محاسبات ساده شرایط تعادل حدی برای لغزش صفحه ای، روش برگشتی مفیدی برای موارد شکست های واقعی می باشند. این محاسبات مرحله مهمی از طراحی حفريات جدید در توده سنگ می باشند. بدلیل اهمیت ناشناخته تاثیر مقیاس، معمولا استفاده از مدل های مناسب بر تست های برجا ترجیح داده می شود. اما تست های برجا بدلیل ایجاد شرایط حقیقی، برتری دارند. در این تستها، تاثیر ساختارهای شناخته نشده و صحت فرضیات پایه مشخص می شوند.

در شکل زیر دو حالت از لغزش صفحه ای نشان داده شده است.

معمولا ترک کششی سطح افقی روی بلوک را قطع می کند. اما در موارد خاص ممکن است این برخورد در سطح شیب روی دهد. در هر دو مورد عمق ترک کششی توسط فاصله عمودی بین کف ترک و سطح افقی فوقانی بلوک، Z، نشان داده شده است. در صورتی که آب در ترک موجود باشد می توان فرض کرد که در طول شیب نفوذ کرده و فشار آن بصورت خطی از کف ترک تا پاشنه شیب کاهش یافته است. در صورتی که بلوک به صورت یک جسم صلب عمل نماید شرط تعادل حدی این است که نیروی برشی اعمالی، به مقاومت برشی برسد.

$$W \sin \delta + V \cos \delta = c_r A + (W \cos \delta - U - V \sin \delta) \tan \phi_r \quad (2-8)$$

معادله ۱۶۹

که در آن مفهومی نمادها بصورت زیر میباشد:

δ : شیب صفحه لغزش

c_r : چسبندگی سطح برش

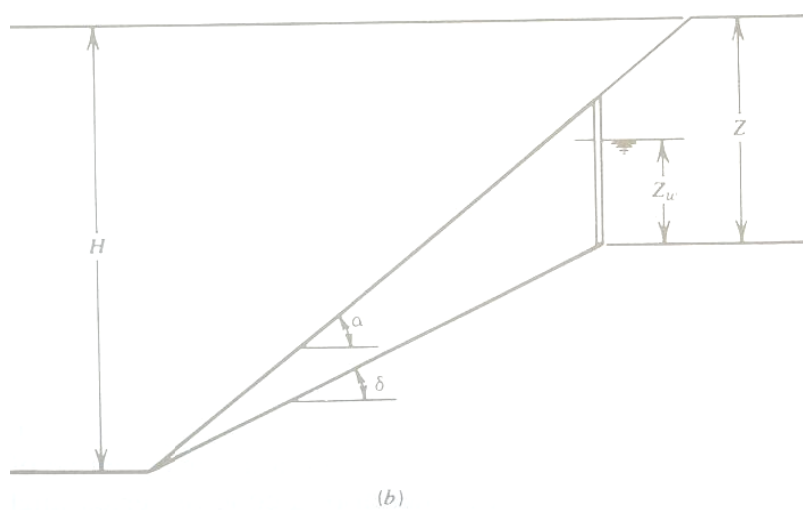
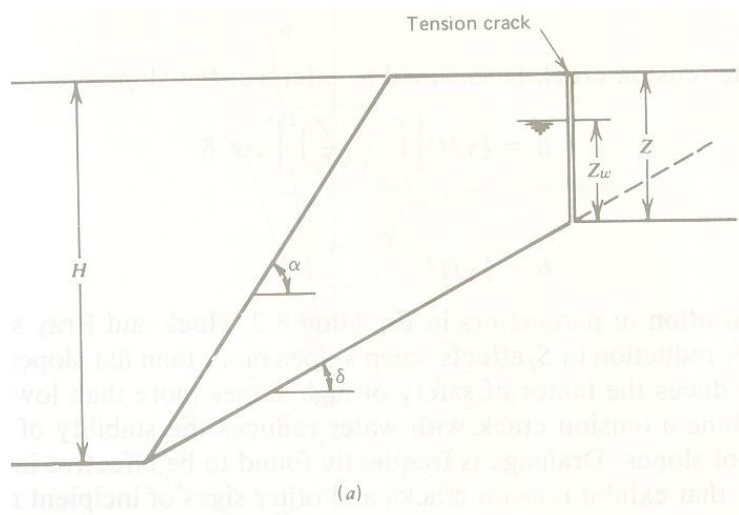
ϕ_r : زاویه اصطکاک سطح برش

W : وزن بلوک مستعد لغزش

A : طول (مساحت برای عرض واحد) سطح لغزش

U : برآیند فشار آب در جهت سطح لغزش

V : برآیند فشار آب در طول ترک و در جهت افقی



شکل ۱۱۷. هندسه شیب ها برای تحلیل لغزش صفحه ای برای (a) حالت معمولی و (b) حالت خاص

در صورتی که ارتفاع آب درون ترک، Z_w باشد و آب بصورت آزاد از پاشنه شیب زهکشی شود روابط زیر برقرار خواهند بود:

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w Z_w^2 \quad U = \frac{1}{2} \gamma_w Z_w A \quad A = \frac{H - Z}{\sin \delta}$$

معادله ۱۷۰

در حالتیکه ترک، سطح افقی فوقانی بلوک را قطع کند (حالت معمولی):

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left\{ \left[1 - \left(\frac{z}{H} \right)^2 \right] \cot \delta - \cot \alpha \right\}$$

معادله ۱۷۱

و در صورتی که ترک، سطح بلوک را قطع کند (حالت خاص):

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\left(1 - \frac{z}{H} \right)^2 \cot \delta (\cot \delta \tan \alpha - 1) \right]$$

معادله ۱۷۲

روش مناسب برای بررسی یک مورد شکست، حل معادله تعادل برای هندسه و وضعیت آب پیش فرض در زمان شکست و بدست آوردن مقدار c_r می باشد (c_r در آزمایشگاه به سختی اندازه گیری می شود). هنگامی که توزیع مقادیر c_r با استفاده از موارد شکست روی داده، مشخص شد معادله تعادل به ایجاد یک نمودار شیب برای طراحی کمک کند. در این نمودار H بر حسب $\cot \alpha$ رسم می شود. برای این منظور ضریب اطمینان F با ضرب شدن در طرف چپ معادل تعادل معرفی می گردد. برای ایجاد نمودار شیب با ضریب اطمینان F معادله مذکور برای $\cot \alpha$ حل می گردد:

$$\cot \alpha = \frac{[a(F \sin \delta - \cos \delta \tan \phi) + U \tan \phi + V(\sin \delta \tan \phi + F \cos \delta)] - c_r A}{b(F \sin \delta - \cos \delta \tan \phi)}$$

معادله ۱۷۳

در رابطه فوق فرض شده است که ترک حالت معمولی داشته باشد.

$$a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[1 - \left(\frac{Z}{H} \right)^2 \right] \cot \delta \quad \text{و} \quad b = \frac{1}{2} \gamma H^2$$

معادله ۱۷۴

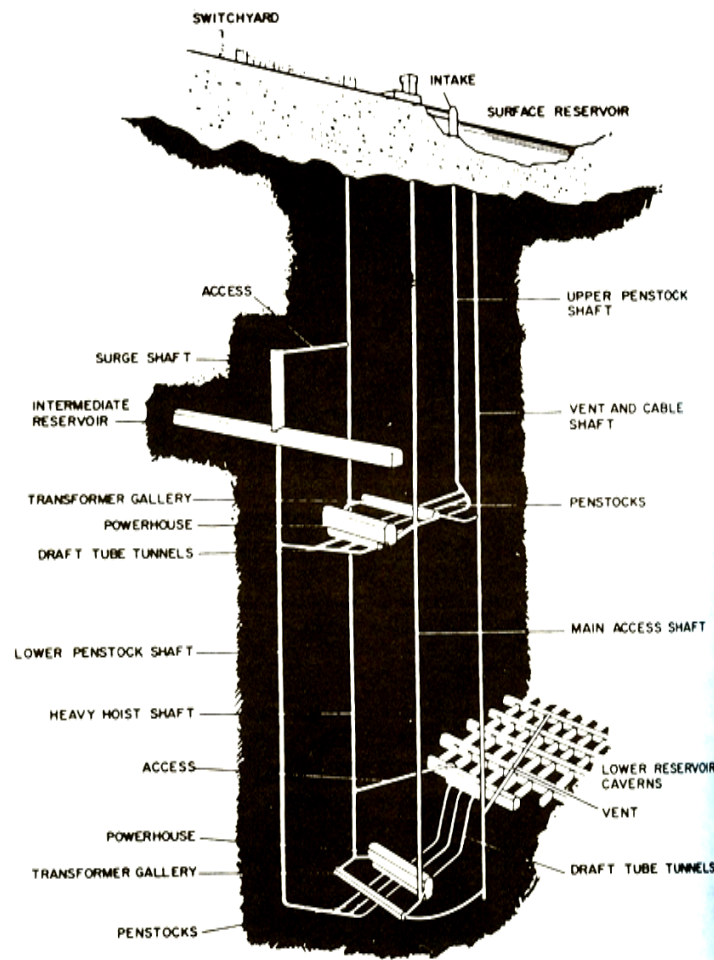
هوک و بری نشان دادند که با تغییر پارامترهای موجود در معادله تعادل حالات زیر روی می دهد:
 کاهش c_r ، شیروانی های پرشیب را بیش از برش های کم شیب تحت تأثیر قرار می دهد.
 کاهش ϕ_r ضریب اطمینان شیروانی های پر ارتفاع را بیش از شیروانی های کم ارتفاع کاهش می دهد.

پر شدن ترک توسط آب، پایداری شیروانی های با هر شیب و ارتفاعی را کاهش می دهد. زهکشی راهی مناسب برای پایداری بلوک های حاوی ترک های کششی و بلوک های در آستانه حرکت می باشند.

۱۲- کاربرد مکانیک سنگ در سازه های زیرزمینی

۱۲-۱- مقدمه

مهندسی فضاهای زیرزمینی جنبه های گوناگونی دارد، که برخی از آن ها ارتباطی با شرایط سنگ ندارند. با این وجود، مکانیک سنگ ارتباط مستقیمی با خیلی از کاربردهای مهندسی دارد. برای مثال: طراحی مکان، ابعاد، اشکال و جهت یافتگی اطاق ها، انتخاب نگهداری ها، طراحی راههای دسترسی، مهندسی انفجار و طراحی ابزاربندی. مکانیک سنگ سعی در اندازه گیری مقادیر تنش اصلی، ثبت تنش های توسعه یافته در پیرامون حفاری ها، اندازه گیری ویژگی های فیزیکی مواد، همچنین تجزیه و تحلیل تنش ها، تغییر شکل ها، دماها و جریان آب به منظور کمک به طراحی و تفسیر اطلاعات بدست آمده از دستگاه ها به ویژه جابجایی ها دارد. استفاده از فضاهای زیرزمینی بسیار متنوع بوده و از حفاری ساده در سنگ خشک گرفته تا حفاری های عظیم و پیچیده در سه بعد مملو از سیالات داغ یا سرد با گرانبوی و فشارمتغیر می باشد. تونل های ساخته شده برای بزرگراه ها و راه آهن ممکن است مقاطع کوچک و یا سازه هایی عظیم در زیر رشته کوه های بزرگ باشند. ملزومات لازم جهت تهویه تونل های بزرگراه ها باعث بزرگ تر شدن این سازه ها می شود (برای مثال عرض ۱۵ متر). تونل های ذخیره آب و فاضلاب عموماً کوچکتر هستند، اما می توانند بسیار طولی باشند و متناوباً تحت فشار درونی قرار گیرند. برای تولید انرژی هیدروالکتریک تونل های تحت فشار، آب را به سطح یا انبارهای زیرزمینی و از آنجا به ایستگاه های تولید انرژی زیرزمینی یا سطحی هدایت می کنند. در بعضی موارد فشار زیاد آب تنها به وسیله ی خود سنگ نگهداری می شوند. پروژه های مخازن زیرزمینی نیاز به تونل های سنگی، نیروگاه زیرزمینی و فضاهای زیرزمینی دیگری همانند شکل زیر دارند.



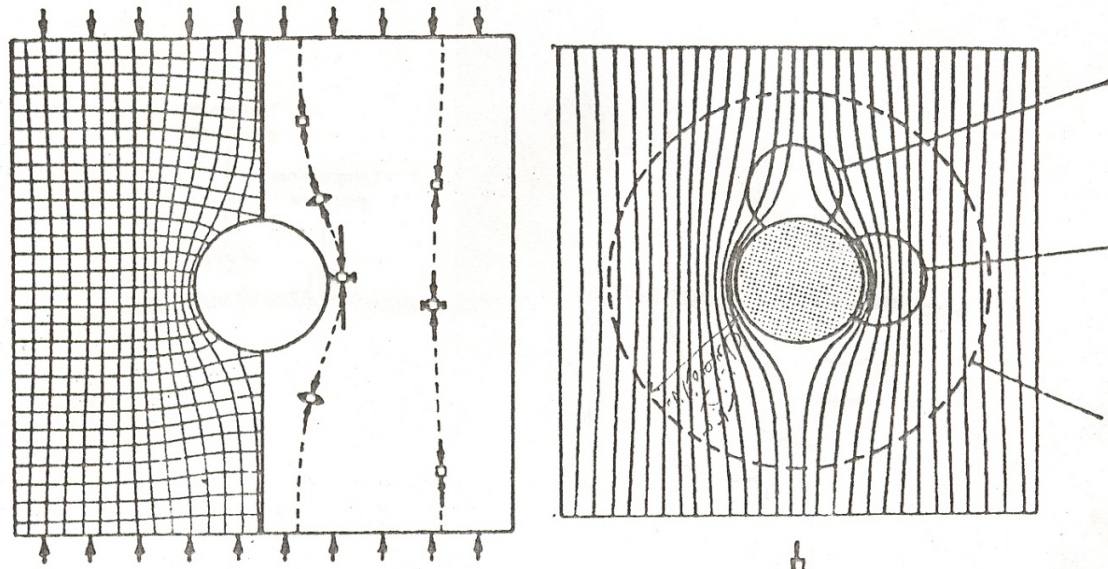
شکل ۱۱۸. شمای یک فضای زیرزمینی

مکانیک سنگ برای مهندسی فضاهای زیرزمینی با تعیین ویژگی‌های سنگ آغاز می‌شود. سنگی که قادر است در یک حفاری با ۲۰ متر دهانه یا بیشتر بدون هیچگونه نگهداری پایدار بماند، می‌تواند بعنوان سنگ مستحکم بحساب آید. در چنین سنگی، طراحی می‌تواند با بررسی تمرکز تنش در پیرامون سازه با استفاده از تئوری الاستیسیته انجام شود. هنگامیکه سنگ لایه‌ای است و در آن امکان خمش و جدایش لایه‌ها وجود دارد، تئوری تیرها و صفحات الاستیک بکار گرفته می‌شود. برای سنگ‌هایی که رفتار وابسته به زمان از خود نشان می‌دهند همانند نمک‌ها، تئوری ویسکوالاستیسیته خطی مورد استفاده قرار می‌گیرد. در سنگ‌های ضعیف، تنش پیرامون سازه ممکن است بسته به معیار شکست به مقدار بحرانی خود نزدیک شود که منجر به همگرایی آرام می‌گردد. در چنین سنگ‌هایی یک راه حل برای تنش و جابجائی استفاده از تئوری پلاستیسیته است. در سنگ‌های درزه‌دار، فقط آنالیز تعادل حدی یا مطالعات با مدل‌های فیزیکی یا عددی مناسب خواهد بود.

۱۲-۲- توزیع تنش پیرامون فضاهای زیرزمینی دایروی

پس از ایجاد حفره‌ای در زمین و برداشت مواد، وضعیت تنش‌ها در زمین آشفته می‌شود. این پدیده را می‌توان به اغتشاش در مسیر آب رودخانه در اثر وجود یک مانع تشبیه کرد. همانگونه که آب نمی‌تواند از داخل مانع عبور

نماید، تنش نیز نمی‌تواند از محل حفر شده گذر کند. لذا در مناطقی از پیرامون حفره تمرکز و در قسمتهایی کاهش خطوط جریان را خواهیم داشت. میزان این آشفتگی به مقدار تنش در زمین قبل از حفر حفره و شکل حفره بستگی دارد. طبیعی است که پایداری یک فضای زیرزمینی به وضعیت فعلی تنش وابسته است نه به میدان تنش قبل از حفر.



شکل ۱۱۹. وضعیت تنش قبل و بعدی از حفر یک سازه

۱۲-۳- حفاری در سنگ‌های مقاوم

۱۲-۳-۱- مقاطع دایروی

در سنگی تحت تنش کمتر از حد الاستیک (حدوداً نصف مقاومت فشاری) که در آن درزه‌ها دارای فاصله داری زیاد هستند، معمولاً در نظر گرفتن یک سازه به عنوان یک حفره بلند با مقطع ثابت در یک حجم بی نهایت قابل قبول است. این همان کرنش صفحه ای معادل یک چال در صفحه است و ما می‌توانیم از راه حل مسئله یک حفره دایروی در یک صفحه تحت بارگذاری دوبعدی هموزن، ایزوتروپ، پیوسته و بطور خطی الاستیک استفاده کنیم. (راه حل کرش). یک نقطه واقع در مختصات قطبی θ و r نزدیک سازه با شعاع a (شکل زیر) دارای تنش های σ_r ، σ_θ و $\tau_{r\theta}$ برابر مقادیر زیر خواهد بود:

$$\sigma_r = \frac{(p_1 + p_2)}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + \frac{(p_1 - p_2)}{2} \left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta$$

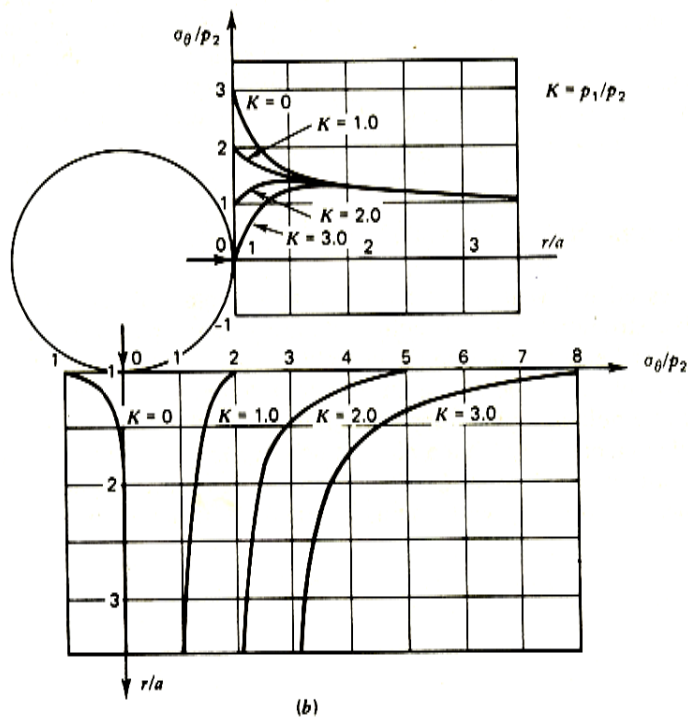
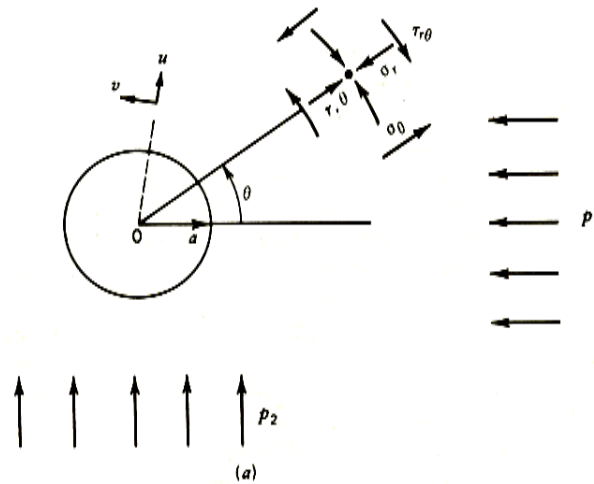
$$\sigma_\theta = \frac{(p_1 + p_2)}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - \frac{(p_1 - p_2)}{2} \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta$$

$$\tau_{r\theta} = -\frac{(p_1 - p_2)}{2} \left(1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta$$

معادله ۱۷۵

σ_r : تنش درجهت تغییرات r

σ_θ : تنش درجهت تغییرات θ



شکل ۱۲۰. تنش اطراف یک چال دایروی در یک محیط ایزوتروپ، الاستیک خطی، همگن و بیبوسته

با جایگذاری مقدار $r=a$ در معادله‌ی بالا تغییرات تنش روی دیواره‌ی سازه به دست می‌آید. تنش‌های شعاعی و برشی برابر صفر هستند زیرا روی یک سطح آزاد عمل میکنند. تنش مماسی σ_θ از مقدار حداکثر $3p_1 - p_2$ در $\theta=90^\circ$ تا حداقل $3p_2 - p_1$ در $\theta=0^\circ$ تغییر می‌کند. همانطور که در شکل فوق دیده می‌شود در فواصل دور از سازه تمرکز تنش به سرعت کاهش می‌یابد.

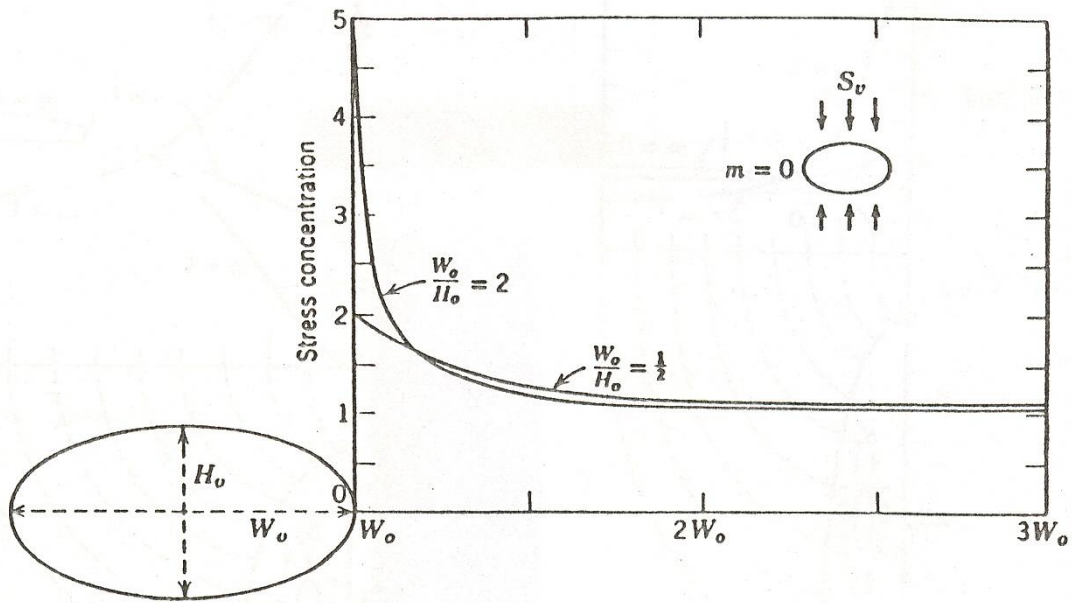
در اشکال فوق علامت مثبت معرف هم جهت بودن تنش ایجاد شده با تنش اعمالی است و بر عکس علامت منفی بیانگر مخالفت این دو است. بعنوان مثال اگر تنش وارده از طرف زمین فشاری باشد، علامت منفی معرف تنش کششی ایجاد شده در تونل خواهد بود. مهمترین نکاتی را که می‌توان از این اشکال بدست آورد عبارتند از:

- تمرکز تنش مماسی در دیواره تونل رخ می‌دهد و میزان آن به سرعت بدخل عمق سنگ مستهلک می‌شود.
- تمرکز تنش $\frac{\sigma_\theta}{p_2}$ در دیواره برای $r < 2a$ در حالت $K=1$ کمتر از حالت $K=0$ می‌باشد. ولی برای فواصل دورتر از $r > 2a$ این جهت عوض می‌شود.
- منحنی نشان می‌دهد که σ_r در جداره تونل صفر است. ولی این توزیع سریعاً عوض می‌شود به نحوی که برای $r > 4a$ مقدار σ_r به سمت تنش محیطی اولیه میل می‌کند.
- حداکثر تنش مماسی در حالتیکه $r > 4a$ است، مطابق شکل در $\theta=0, \pi$ اتفاق می‌افتد و این عدد معادل ۳ است. تمرکز تنش در نقاط $3\pi/2, \pi$ برابر ۱- است. در حالتیکه $K=1$ است. تمرکز تنش در تمام نقاط دایره برابر ۲ است.

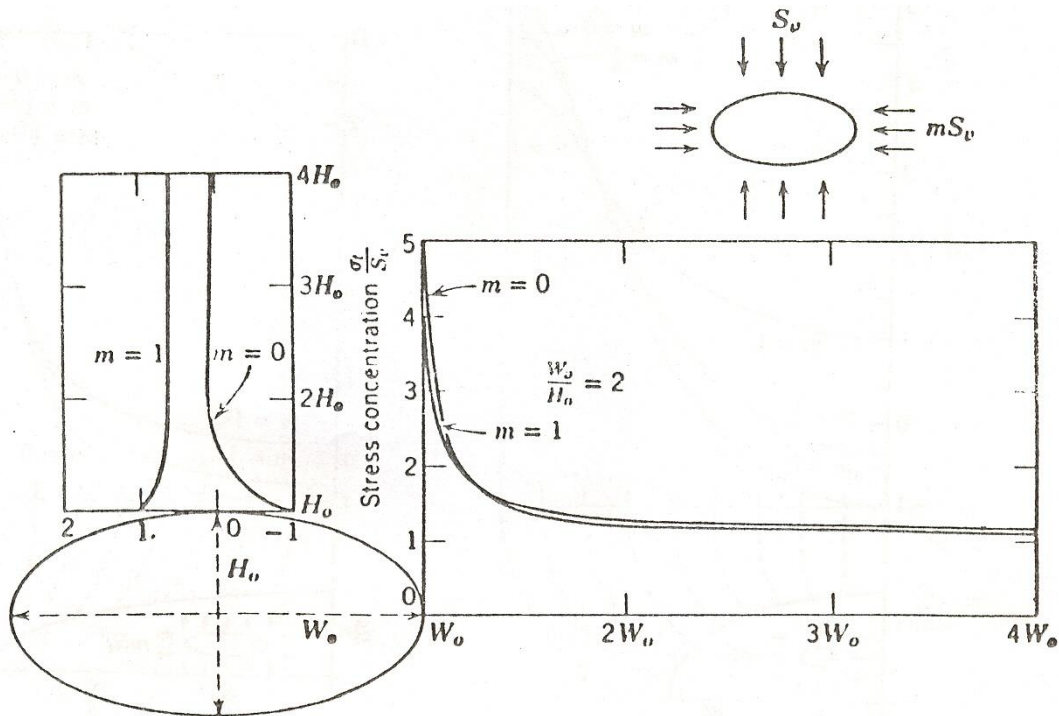
۱۲-۴- مقاطع بیضوی

در اشکال صفحه بعد، تمرکز تنش مماسی برای یک بیضی با نسبت $2, \frac{W}{H} = \frac{1}{2}$ ترسیم شده است. روابط ریاضی برای چنین تونلی کمی پیچیده‌تر از حالت دایره‌ای است. با توجه به اشکال نکات زیر قابل توجه هستند:

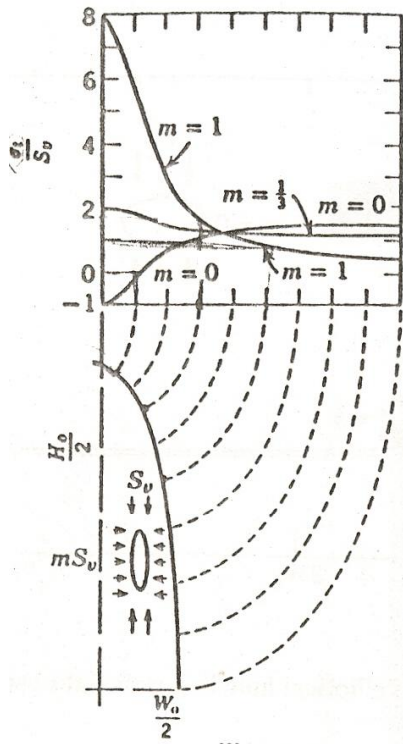
- تمرکز تنش مماسی در جداره تونل حداکثر است و به سرعت در عمق کاسته می‌شود.
- با افزایش نسبت $\frac{W}{H}$ مقدار تمرکز تنش نیز افزایش می‌یابد.
- از آنجائیکه مساحت زیر منحنی تنش و محور x ها باید ثابت باشد، در حالت $\frac{W}{H} = 2$ سرعت افت تنش بسیار بیشتر از حالت $\frac{W}{H} = \frac{1}{2}$ خواهد بود، لذا منحنی‌ها یکدیگر را قطع می‌کنند.



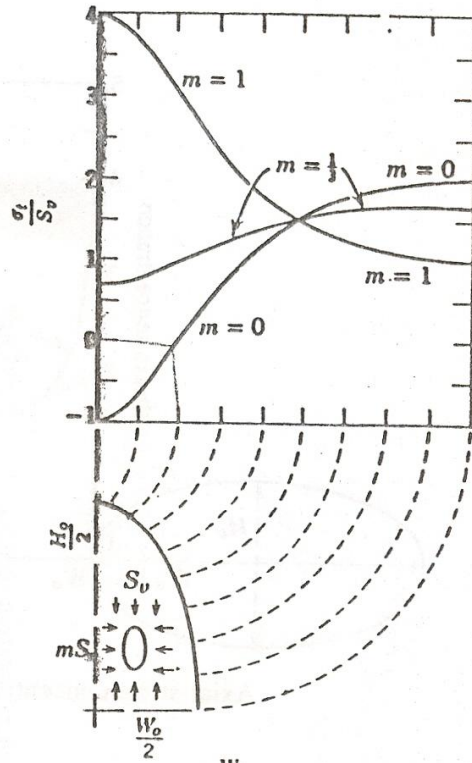
شکل ۱۲۱. تمرکز تنش برای یک چال بیضوی شکل در یک محیط تنش یک محوره



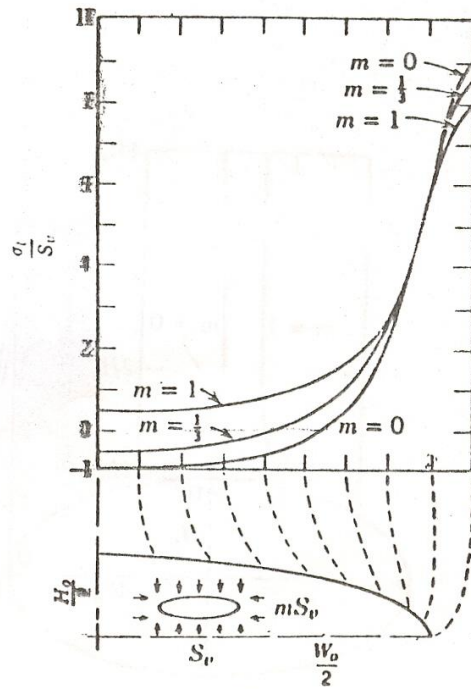
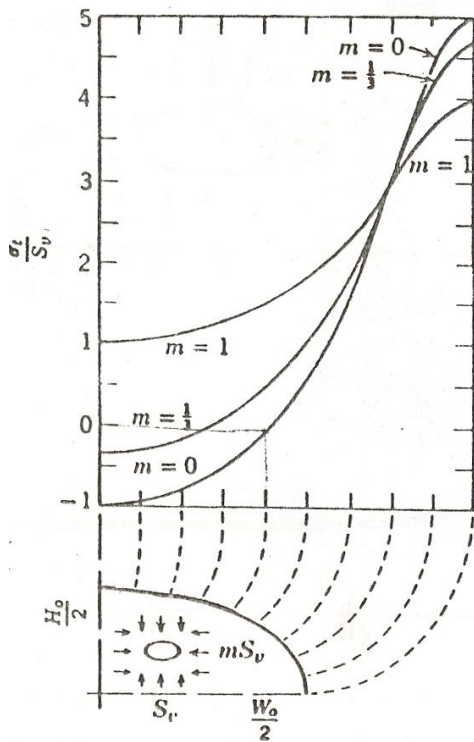
شکل ۱۲۲. تمرکز تنش محوری برای یک چال بیضوی شکل در یک محیط دو بعدی تنش



(a) $\frac{W_0}{H_0} = 0.25$



(b) $\frac{W_0}{H_0} = 0.5$

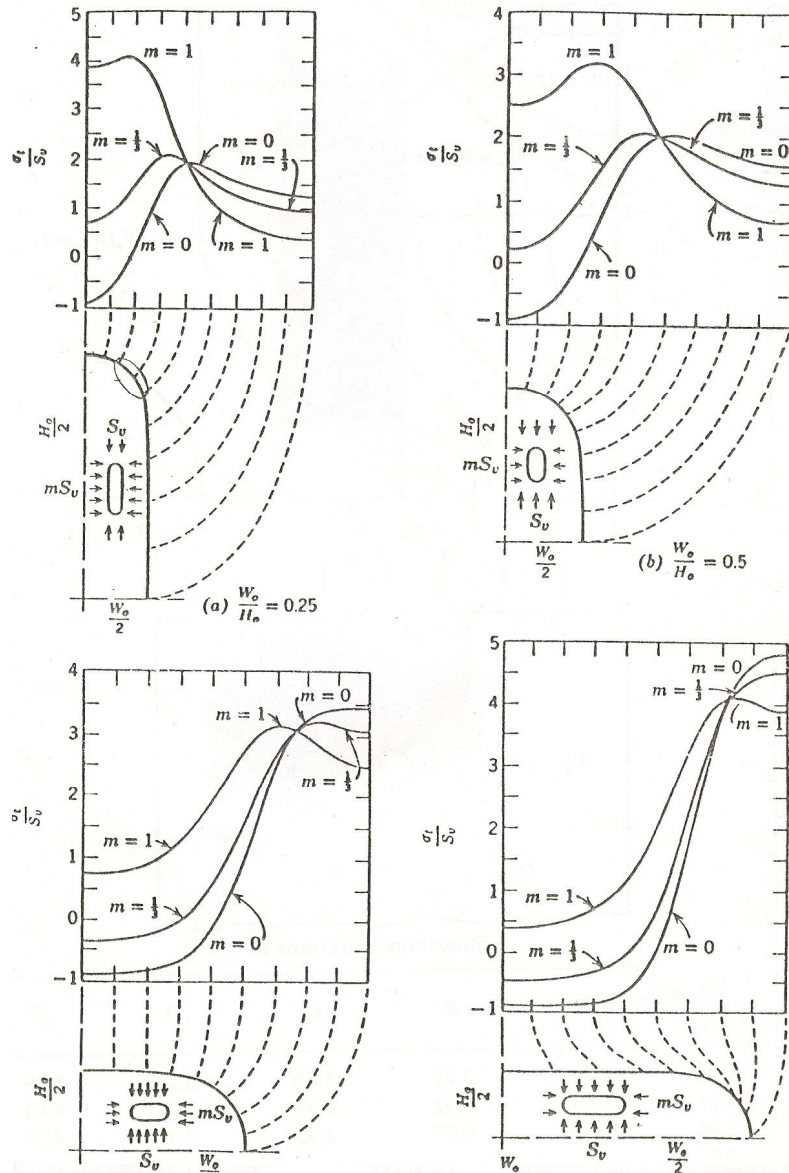


شکل ۱۲۳. تمرکز تنش در یک سازه بیضوی در محیط دو بعدی تنش

۱۲-۵ - مقاطع تخم مرغی شکل

با توجه به اشکال زیر نکات زیر قابل برداشت هستند:

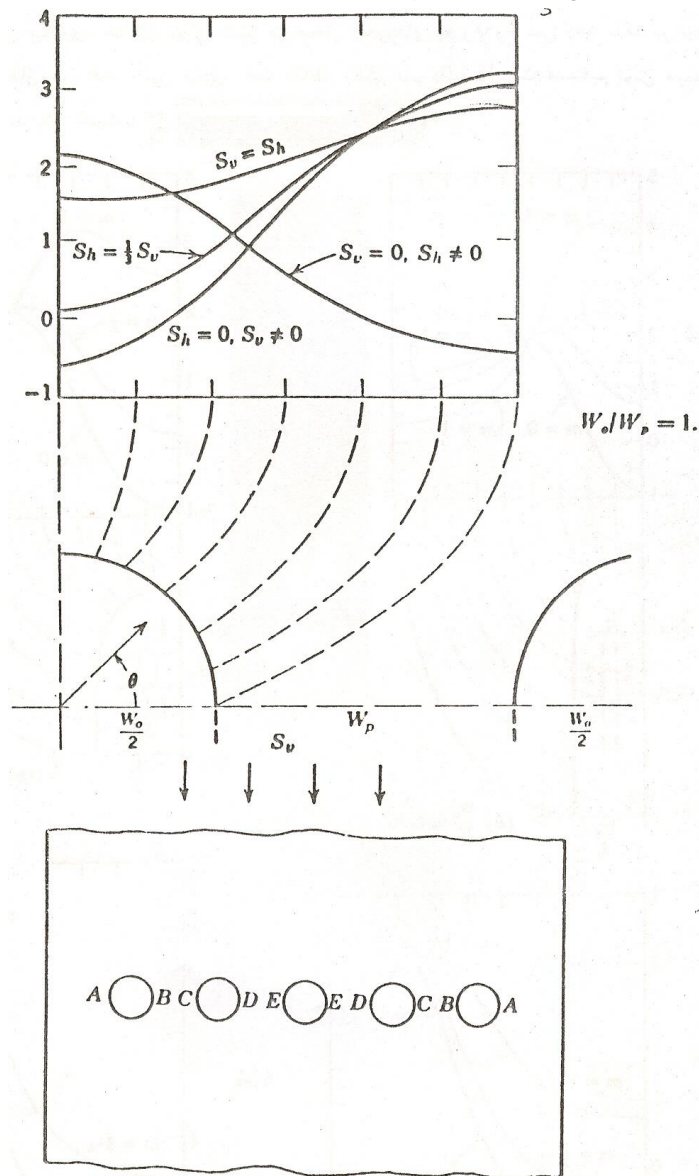
- بر خلاف فضاهای بیضوی، حداکثر تمرکز تنش در محل محورهای X و Y رخ نمی‌دهد، بلکه در نقطه‌ای کمی دورتر از آن اتفاق می‌افتد. این محل، نقطه تقاطع بخش نیم دایره و قسمت مستقیم تونل می‌باشد.
- مطابق قبل با افزایش نسبت $\frac{W}{H}$ تمرکز تنش نیز افزوده می‌شود.



شکل ۱۲۴. تمرکز تنش در اطراف فضاهای تخم مرغی شکل

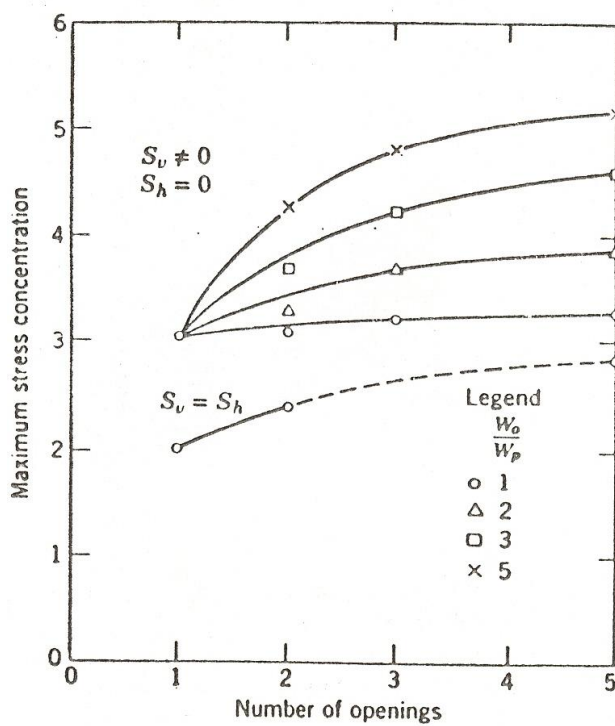
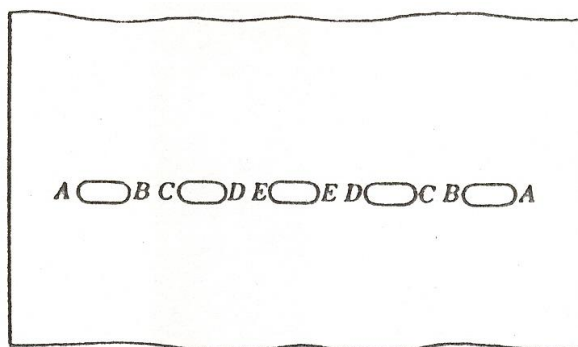
۱۲-۶- توزیع تنش حول فضاهای چند گانه

اگر دو تونل دایروی هر یک به قطر W_0 به فاصله W_p از یکدیگر حفر شوند، مقدار تمرکز تنش σ_0 را می توان برای حالت های $m=0, \frac{1}{3}, 1$ مطابق شکل زیر نشان داد.



شکل ۱۲۵. توزیع تنش حول فضاهای چندگانه دایروی
جدول ۱۶ تمرکز تنش در نقاط مختلف سازه های دایروی چندگانه

$\frac{W_0}{W_p}$	A	B	C	D	E
1.07	3.29	3.29	3.29	3.29	3.29
2.21	3.63	3.72	3.89	4.03	4.03
2.96	3.53	4.08	4.22	4.39	4.39



شکل ۱۲۶. فضای چندگانه غیر دایروی
جدول ۱۷. تمرکز تنش در نقاط مختلف سازه‌های غیر دایروی چندگانه

$\frac{W_0}{W_p}$	A	B	C	D	E
1.03	3.90	3.90	3.90	4.05	4.17
2.09	4.09	4.5	4.61	4.70	4.79
3.40	4.41	5.02	5.40	5.47	5.56
4.28	4.66	5.67	5.93	6.10	6.10

با توجه به اطلاعات فوق، نکات زیر حائز اهمیت می‌باشند:

- در حالتیکه $S_{II}=0$ است، تنش‌های جداره تنها کمی با مقدار آن در حالت یک تونل تنها تفاوت دارد. در یک تونل منفرد، تمرکز تنش مماسی با سرعت بیشتری نسبت به چند تونل کاسته می‌شود.
- برای تمام مقادیر m تمرکز تنش در $\theta=0$ کمی بیشتر از یک تونل تنهاست بیشترین تفاوت برای حالت $m=1$ است.
- اگر یک تونل به دو تونل تبدیل شود، در $\theta=0$ ، تنش فشاری بحرانی 20% افزایش می‌یابد، ولی اگر تعداد فضاها زیادتیر شود، تمرکز تنش حول تونل‌های مرکزی افزایش می‌یابد، بطوریکه برای ۵ تونل مجاور هم این عدد حداکثر برابر $3/28$ است. هنگامیکه $\frac{W_0}{W_p} = 1$ باشد، برای بینهایت تونل مجاور هم فقط 15% تمرکز تنش خواهیم داشت، در صورتیکه برای $\frac{W_0}{W_p} = 5$ این مقدار بسیار بیشتر است.