جمهوری اسلامی ایران

راهنمای طراحی سازه‌ای تونلهای آب‌بر

نشریه شماره ۳۰۹

سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور
معاونت امور فنی
دفتر تدوین ضوابط و معیارهای فنی
http:/www.mporg.ir

وزارت نیرو
سازمان مدیریت منابع آب ایران
دفتر استانداردها و معیارهای فنی
http:/www.wrm.or.ir/standard

جمهوری اسلامی ایران

سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور

راهنمای طراحی سازه‌ای تونلهای آب بر

نشریه شماره ۳۰۹

معاونت امور فنی

دفتر امور فنی، تدوین معیارها و

کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله

وزارت نیرو

شرکت مدیریت منابع آب ایران

دفتر استانداردها و معیارهای فنی

انتشارات سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور ۸۴/۰۰/۶۱

۱۳۸۴

فهرست‌برگه

سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور. دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله

راهنمای طراحی سازه‌ای تونلهای آب بر/ معاونت امور فنی، دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله؛ وزارت نیرو، شرکت مدیریت منابع آب ایران، دفتر استانداردها و معیارهای فنی.- تهران: سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، معاونت امور اداری، مالی و منابع انسانی، مرکز مدارک علمی، موزه و انتشارات، ۱۳۸۴.

X ، ۲۰۴ ص.: مصور.- (سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور. دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله؛ نشریه شماره ۳۰۹) (انتشارات سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور؛ ۸۴/۰۰/۶۱)

ISBN 964-425-644-1

مربوط به بخشنامه شماره ۱۰۱/۵۳۵۳۰ مورخ ۱۳۸۴/۳/۲۹

کتابنامه: ص. ۲۰۴

۱. تونل‌سازی — طرح و محاسبه. ۲. سازه‌های بتنی — استانداردها. ۳. زمین‌شناسی ساختمانی. الف. شرکت مدیریت منابع آب ایران. دفتر استانداردها و معیارهای فنی. ب. سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور. مرکز مدارک علمی، موزه و انتشارات. ج. عنوان. د. فروست.

TA ۳۶۸ / س ۲۴ ش. ۳۰۹ ۱۳۸۴

شابک ۱-۶۴۴ - ۴۲۵-۹۶۴ ISBN 964-425-644-1

راهنمای طراحی سازه‌ای تونلهای آب بر

ناشر: سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، معاونت امور اداری، مالی و منابع انسانی، مرکز مدارک علمی، موزه و انتشارات

چاپ اول، ۱۰۰۰ نسخه

قیمت: ۲۲۰۰۰ ریال

تاریخ انتشار: سال ۱۳۸۴

لیتوگرافی: قاسملو

چاپ و صحافی: **نیکا چاپ**

همه حقوق برای ناشر محفوظ است.

بسمه تعالی

ریاست جمهوری
سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور
رئیس سازمان

بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی ، مهندسان مشاور و پیمانکاران	**شماره :** ۱۰۱/۵۳۵۳۰
	تاریخ : ۸۴/۳/۲۹

موضوع :
راهنمای طراحی سازه‌ای تونل‌های آب‌بر

به استناد آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی ، موضوع ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه و در چهارچوب نظام فنی و اجرایی طرح‌های عمرانی کشور (مصوبه شماره ۲٤٥۲٥/ت ۱٤۸۹۸هـ ، مورخ ۱۳۷٥/٤/٤ هیأت محترم وزیران) به پیوست نشریه شماره ۳۰۹ دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله این سازمان ، با عنوان «*راهنمای طراحی سازه‌ای تونل‌های آب‌بر*» از نوع گروه سوم ، ابلاغ می‌گردد .

دستگاه‌های اجرایی ، مهندسان مشاور ، پیمانکاران و عوامل دیگر می‌توانند از این نشریه به عنوان راهنما استفاده نمایند و در صورتی که روش‌ها ، دستورالعمل‌ها و راهنماهای بهتری در اختیار داشته باشند ، رعایت مفاد این نشریه الزامی نیست .

عوامل یاد شده باید نسخه‌ای از دستورالعمل‌ها ، روش‌ها و یا راهنمایی‌های جایگزین را برای دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله این سازمان ، ارسال دارند .

حمید شرکاء
معاون رییس جمهور و رئیس سازمان

اصلاح مدارک فنی

خواننده گرامی:

دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور با استفاده از نظر کارشناسان برجسته، مبادرت به تهیه این دستورالعمل نموده و آن را برای استفاده به جامعه مهندسی کشور عرضه نموده است. با وجود تلاش فراوان، این اثر مصون از ایرادهایی نظیر غلطهای مفهومی، فنی، ابهام، ایهام و اشکالات موضوعی نیست.

از این رو، ***از شما خواننده گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده هرگونه ایراد و اشکال فنی، مراتب را به صورت زیر گزارش فرمایید:***

۱- شماره بند و صفحه موضوع مورد نظر را مشخص کنید.

۲- ایراد مورد نظر را به صورت خلاصه بیان دارید.

۳- در صورت امکان، متن اصلاح شده را برای جایگزینی ارسال نمایید.

۴- نشانی خود را برای تماس احتمالی ذکر فرمایید.

کارشناسان این دفتر نظرهای دریافتی را به دقت مطالعه نموده و اقدام مقتضی را معمول خواهند داشت.

پیشاپیش از همکاری و دقت نظر جنابعالی قدردانی می‌شود.

نشانی برای مکاتبه: تهران، خیابان شیخ بهائی، بالاتر از ملاصدرا، کوچه لادن، شماره ۲۴

سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله

صندوق پستی ۱۹۹۱۷-۴۵۴۸۱ **http://tec.mporg.ir**

بسمه تعالی

پیشگفتار

استفاده از ضوابط، معیارها و استانداردها در مراحل تهیه (مطالعات امکان‌سنجی)، مطالعه و طراحی، اجرا، بهره‌برداری و نگهداری طرح‌های عمرانی به لحاظ توجیه فنی و اقتصادی طرح‌ها، کیفیت طراحی و اجرا (عمر مفید) و هزینه‌های نگهداری و بهره‌برداری از اهمیت ویژه برخوردار می‌باشد.

نظام فنی و اجرایی طرح‌های عمرانی کشور (مصوبه مورخ ۱۳۷۵/۴/۴ هیأت محترم وزیران) بکارگیری معیارها، استانداردها و ضوابط فنی در مراحل تهیه و اجرای طرح و نیز توجه لازم به هزینه‌های نگهداری و بهره‌برداری در قیمت تمام شده طرح‌ها را مورد تأکید جدی قرار داده است.

باتوجه به مراتب یاد شده و شرایط اقلیمی و محدودیت منابع آب در ایران، امور آب وزارت نیرو (طرح تهیه و تدوین ضوابط و معیارهای صنعت آب کشور) با همکاری معاونت امور فنی سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور (دفتر امورفنی،تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله) براساس ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه اقدام به تهیه استانداردهای مهندسی آب نموده است.

استانداردهای مهندسی آب با در نظر داشتن موارد زیر تهیه و تدوین شده است :

- استفاده از تخصص‌ها و تجربه‌های کارشناسان و صاحبنظران شاغل در بخش عمومی و خصوصی
- استفاده از منابع و مآخذ معتبر و استانداردهای بین‌المللی
- بهره‌گیری از تجارب دستگاه‌های اجرایی، سازمان‌ها، نهادها، واحدهای صنعتی، واحدهای مطالعه، طراحی و ساخت
- پرهیز از دوباره‌کاری‌ها و اتلاف منابع مالی و غیرمالی کشور
- توجه به اصول و موازین مورد عمل مؤسسه استانداردها و تحقیقات صنعتی ایران و سایر مؤسسات تهیه‌کننده استاندارد

ضمن تشکر از کارشناسان محترم برای بررسی و اظهار نظر در مورد این استاندارد، امید است مجریان و دست‌اندرکاران بخش آب، با بکارگیری استانداردهای یاد شده، برای پیشرفت و خودکفایی این بخش از فعالیت‌های کشور تلاش نموده و صاحبنظران و متخصصان نیز با اظهار نظرهای سازنده در تکامل این استانداردها مشارکت کنند.

معاون امور فنی

تابستان ۱۳۸۴

اعضای کمیته تدوین راهنمای طراحی سازه‌ای تونل‌های آب‌بر

این راهنما با مسئولیت و سرپرستی آقای مهندس محمود آدرنگی و همکاری گروه نظارت بر تهیه راهنما تهیه شده است.

اعضای گروه نظارت به ترتیب حروف الفباء عبارتند از :

آقای ابوالقاسم صانعی‌نژاد	شرکت مهندسین مشاور پارس‌اسلوب	دکترای سازه
آقای محمدرضا عسکری	شرکت مهندسین مشاور بندآب	دکترای سازه
آقای ایرج غلامی علم	شرکت مدیریت منابع آب ایران	فوق‌لیسانس مهندسی عمران
آقای فرهاد گلشن	شرکت‌مهندسین مشاورتهران‌بوستن	فوق‌لیسانس سازه
خانم نیکو ملک‌احمدی	شرکت مدیریت منابع آب ایران	لیسانس مهندسی عمران - آب
آقای حسن نصری قجری	مهندسین مشاور قدس نیرو	دکترای سازه

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
مقدمه	۱
فصل اول – کلیات	۲
۱-۱ هدف	۲
۱-۲ دامنه کاربرد	۲
۱-۳ روش‌ها و استانداردهای طراحی	۳
۱-۴ گروه تخصصی طراحی	۳
۱-۵ مراحل طراحی و اجرا	۴
۱-۵-۱ مطالعات شناسایی	۴
۱-۵-۲ مطالعات توجیهی	۴
۱-۵-۳ تهیه طرح اجرایی	۵
۱-۵-۴ مرحله اجرا	۵
۱-۵-۵ مرحله راه‌اندازی و بهره‌برداری	۵
فصل دوم – محیط میزبان	۶
۲-۱ ملاحظات زمین‌شناسی	۶
۲-۲ ویژگی‌های سنگ دست‌نخورده	۶
۲-۲-۱ مشخصات کانی	۶
۲-۲-۲ طبقه‌بندی عمده سنگ‌ها	۷
فصل سوم – گردآوری اطلاعات ژئوفیزیک و ژئوتکنیک برای تونل‌ها و شفت‌ها	۸
۳-۱ کلیات	۸
۳-۲ حفاری‌های اکتشافی لازم برای مراحل مختلف	۸
۳-۲-۱ مرحله شناسایی	۸
۳-۲-۲ بررسی‌های مربوط به مطالعات توجیهی	۱۱
فصل چهارم – روش‌های اجرا	۱۲
۴-۱ کلیات	۱۲
۴-۱-۱ ملاحظات اصلی	۱۲
۴-۱-۲ سایر ملاحظات	۱۲

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
۴-۲ حفر تونل با انفجار	۱۳
۴-۲-۱ مراحل اجرایی حفاری با انفجار	۱۳
۴-۲-۲ پیشروی در تمام مقطع و یا بخشی از مقطع	۱۳
۴-۳ طراحی مراحل انفجار	۱۴
۴-۴ حفاری تونل‌ها با وسایل مکانیکی	۱۴
۴-۴-۱ استفاده از ماشین‌آلات مختلف حفاری تونل	۱۴
۴-۴-۲ دستگاه تی.بی.ام (TBM)	۱۵
۴-۵ حفاری شفت‌ها یا میله‌ها	۱۶
۴-۵-۱ حفاری شفت در سنگ	۱۶
۴-۶ تیپ مقاطع تونل	۱۷
فصل پنجم - ملاحظات طراحی	۱۸
۵-۱ مبانی و ملاحظات برای طراحی حفاظت‌ها	۱۸
۵-۱-۱ تعاریف و مراحل طراحی	۱۸
۵-۱-۲ انواع تونل‌ها و شفت‌ها	۱۹
۵-۲ مودهای شکست در تونل‌ها و شفت‌ها	۲۰
۵-۲-۱ مودهای شکست در تونل‌ها و شفت‌ها در دوره اجرا	۲۱
۵-۳ مسلح کردن اولیه زمین	۲۵
۵-۴ طراحی حفاظ‌های موقت	۲۵
۵-۴-۱ روش‌های تجربی حفاظت‌های موقت	۲۶
فصل ششم - تحلیل‌های ژئومکانیکی	۲۸
۶-۱ کلیات	۲۸
۶-۲ روابط تنش - کرنش	۲۸
۶-۲-۱ شرایط الاستیک	۲۸
۶-۲-۲ پارامترهای غیرخطی	۲۹
۶-۲-۳ مقاومت سنگ	۲۹
۶-۲-۴ مقاومت تک محوری	۳۰
۶-۲-۵ مقاومت کششی	۳۰

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
۶-۲-۶ تعریف معیار شکست موهر ـ کولومب	۳۰
۶-۲-۷ معیار شکست هوک ـ براون	۳۱
۶-۲-۸ معیار شکست هوک ـ براون تجدید نظر سال ۲۰۰۲ میلادی	۳۳
۶-۳ شرایط تنشی طبیعی	۴۱
۶-۳-۱ تنش عمودی برجا	۴۱
۶-۳-۲ تنش افقی برجا	۴۶
۶-۴ اندازه‌گیری تنش‌های موجود	۴۷
۶-۵ روش همگرایی - همجواری	۴۷
۶-۶ تحلیل تنش	۵۱
۶-۶-۱ شکل حفاری و شرایط تنش، فشار آب منفذی	۵۱
۶-۷ روش پیوسته محاسبه با استفاده ازاختلافات‌محدود، اجزای محدود یا روش‌های اجزای مرزی	۵۳
۶-۷-۱ مدل کردن توده سنگ	۵۳
۶-۷-۲ تحلیل ناپیوستگی‌ها	۵۴
۶-۸ مدل کردن حفاظها و مراحل اجراء	۵۵
۶-۸-۱ حفاظت تونل‌ها	۵۶
فصل هفتم - محاسبات پوشش‌های نهایی	۵۸
۷-۱ کلیات	۵۸
۷-۲ انتخاب مقطع و جنس پوشش تونل‌ها از نظر هیدرولیکی	۵۸
۷-۳ انتخاب پوشش دائم ـ کلیاتی در مورد پوشش نهایی تونل‌ها	۵۹
۷-۴ تراوش آب از پوشش، زهکشی دائم و موقت	۶۳
۷-۵ اصول کلی در باره عملکرد متقابل سنگ و پوشش	۶۴
۷-۵-۱ مودهای شکست پوشش بتنی	۶۴
۷-۶ حالت‌های حدی طراحی و ضرایب بار برای طراحی	۶۵
۷-۶-۱ تحلیل و طراحی	۶۵
۷-۷ روش‌های محاسبات پوشش بتنی تونل‌ها	۶۷
۷-۷-۱ پوشش بتنی برای مقابله با فشار هیدرواستاتیکی وارده از خارج	۶۸
۷-۷-۲ فشار آب داخل در مقاطع دایره‌ای	۷۰

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
۷-۷-۳ مکانیسم پیوستگی، روش بسته	۷۲
۷-۷-۴ روش‌های اجزای محدود (FEM) برای محاسبه لنگرها و نیروها	۷۲
۷-۷-۵ روش تحلیل بر مبنای پیوستگی، راه حل عددی	۷۳
۷-۷-۶ محاسبه مقطع بتن مسلح در برابر لنگر خمش و نیروهای عمودی	۷۴
۷-۸ اثر زمین‌لرزه	۷۵
۷-۸-۱ تأثیر لرزه در تونل‌ها و شفت‌ها	۷۵
فصل هشتم – ابزارگذاری و رفتار سنجی	۸۰
۸-۱ کلیات	۸۰
۸-۲ طرح و برنامه‌ریزی رفتارسنجی	۸۰
۸-۲-۱ تعیین شرایط پروژه	۸۰
۸-۲-۲ ابزار مورد نیاز	۸۰
۸-۲-۳ تعیین اهداف رفتارسنجی و پاسخ به سؤالات لازم	۸۱
۸-۲-۴ انتخاب پارامترهایی که باید ثبت شوند	۸۱
۸-۲-۵ پیش‌بینی‌های کمی و دامنه کار ابزار و پیش‌بینی‌های لازم برای هر رفتار	۸۲
۸-۲-۶ پیش‌بینی‌های لازم برای مرمت ابزار و راهکارهای عملی	۸۲
۸-۲-۷ تعیین وظایف و مسئولیت‌ها برای تمامی مراحل	۸۲
۸-۲-۸ انتخاب ابزار و محل‌های نصب آنها	۸۳
۸-۲-۹ برنامه ثبت داده‌های مؤثر در تصمیم‌گیری	۸۳
۸-۲-۱۰ بررسی صحت و دقت داده‌ها	۸۳
۸-۲-۱۱ گزارش‌های رفتارنگاری	۸۴
۸-۲-۱۲ برنامه‌ریزی واسنجی کردن در زمان‌های معین و نگهداری ابزار	۸۴
۸-۲-۱۳ برنامه‌ریزی جمع‌آوری داده‌ها و مدیریت و راهبری آنها	۸۴
۸-۳ رفتارسنجی اجرایی تونل‌ها و مغارهای زیرزمینی	۸۴
پیوست‌ها	۸۵
پیوست ۱ – ملاحظات زمین‌شناسی	۸۷
۱-۱ طبقه‌بندی کانی‌ها و سنگ‌ها	۸۷

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
۱-۲ گسل‌ها، درزه‌ها و صفحات لایه‌بندی	۸۷
۱-۲-۱ جهت	۸۷
۱-۲-۲ فاصله	۸۷
۱-۲-۳ طول	۸۸
۱-۲-۴ زبری	۸۸
۱-۲-۵ مقاومت جدار سنگ در درزه	۸۸
۱-۲-۶ گشودگی درزه	۸۸
۱-۲-۷ پرشدگی	۸۸
۱-۲-۸ نفوذ	۸۸
۱-۲-۹ تعداد گروه درزه‌ها	۸۸
۱-۲-۱۰ ابعاد بلوک	۸۸
۱-۳ هوازدگی	۸۹
۱-۴ آب زیرزمینی	۸۹
۱-۵ ویژگی‌های هیدروژئولوژیک در سازندهای زمین‌شناسی	۹۰
۱-۵-۱ پیش‌بینی‌های لازم برای مقابله با آب زیرزمینی هنگام حفر تونل‌ها، شفت‌ها و مغارها	۹۰
۱-۶ گازهای طبیعی	۹۱
پیوست ۲	۱۰۰
۱- اطلاعات مورد نیاز از عملیات اکتشافی برای طراحی‌های پیش از اجرا	۱۰۰
۱-۱ اطلاعات محیطی و زمین‌شناسی	۱۰۰
۱-۲ برنامه‌ریزی حفاری	۱۰۱
۱-۳ تعداد گمانه‌های لازم	۱۰۲
۲- حفاری‌های اکتشافی	۱۰۴
۲-۱ وسایل و روش‌های حفاری	۱۰۴
۲-۲ حفاری‌های عمیق و نمونه‌گیری	۱۰۴
۲-۳ آزمایش‌های سنگ دست‌نخورده و توده سنگ	۱۰۴
۲-۳-۱ کلیات	۱۰۴
۲-۳-۲ آزمایش در گمانه‌ها و ترانشه‌های آزمایشی	۱۰۴

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
۲-۳-۳ آزمایش‌های برجا	۱۰۵
۲-۳-۴ آزمایش‌های آزمایشگاهی	۱۰۶
۲-۳-۵ موارد استفاده از نتایج آزمایش‌های آزمایشگاهی و برجا	۱۰۶
۲-۴ روش‌های طبقه‌بندی توده سنگ	۱۰۸
۲-۴-۱ روش بار سنگ	۱۰۸
۲-۴-۲ شاخص کیفی سنگ (RQD)	۱۰۸
۲-۴-۳ طبقه‌بندی ساختمانی سنگ (RSR)	۱۱۰
۲-۴-۴ سامانه طبقه‌بندی ژئومکانیکی توده سنگ	۱۱۰
۲-۵ اکتشافات بزرگ مقیاس	۱۱۰
۲-۶ کیفیت توده سنگ (Q)	۱۱۱
۲-۷ ارائه اطلاعات ژئوتکنیک	۱۱۱
۲-۸ اکتشافات زمین‌شناسی دوره ساخت	۱۱۲
پیوست ۳	۱۱۳
مقدمه	۱۱۳
۱- حفر تونل با استفاده از مواد ناریه	۱۱۳
۱-۱ برش گوه‌ای یا بادبزنی	۱۱۳
۱-۲ حفاری‌های آتشباری	۱۱۳
۱-۳ محیط کار	۱۱۳
۱-۴ مواد ناریه	۱۱۴
۱-۵ فاکتور پودر – فاکتور چال	۱۱۴
۱-۶ انفجار کنترل شده	۱۱۶
۱-۷ ارتعاش‌های انفجار	۱۱۷
۱-۸ روش‌های شناخته شده برای حفاری‌های انفجاری	۱۲۱
۱-۸-۱ اجرای تونل‌ها به روش مقطع کامل	۱۲۱
۱-۸-۲ اجرای تونل‌ها با استفاده از روش‌های کلاسیک حفر مرحله‌ای	۱۲۸
۲- حفاری توسط دستگاه‌های مکانیکی	۱۴۲

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
۳- مهاربندی و قاب‌ها و بتن‌پاشی به عنوان حفاظ موقت	۱۴۵
۳-۱ قاب‌ها و تیرهای مشبک	۱۴۶
۳-۲ تیپ‌های عملی مهاربندی	۱۵۴
پیوست ۴	۱۶۰
۱- کلیات	۱۶۰
۲- بارگذاری ترزاقی و RQD	۱۶۰
۳- طبقه‌بندی ساختمانی سنگ به روش RSR	۱۶۷
۴- طبقه‌بندی ژئومکانیکی در سامانه RMR	۱۷۰
۵- سامانه Q برای رده‌بندی توده سنگ‌ها	۱۷۲
۶- محدودیت‌های کاربرد برای روش‌های تجربی سامانه‌های حفاظت	۱۸۴
پیوست ۵	۱۸۵
۱- روش‌های قدیمی	۱۸۵
۲- روش‌های اندازه‌گیری تنش‌های موجود در توده سنگ	۱۹۲
۳- روابط مربوط به محاسبات تنش‌ها	۱۹۵
۴- نقطه‌نظرهای عملی برای محاسبات در شرایط ساده شده	۲۰۱
۴-۱ حفاظ تونل	۲۰۱
۴-۲ اجرای بتن پاشیدنی	۲۰۱
۴-۳ شبیه‌سازی انتقال بار به پوشش تونل، در مدل دو بعدی	۲۰۱
۴-۴ میل مهار تزریق شده در تمام طول با ورق نگه‌دارنده	۲۰۱
۴-۵ مدل کردن میل‌مهارها، قاب‌ها و قاب‌های مشبک در تحلیل دو بعدی	۲۰۱
۴-۶ تفسیر نتایج تحلیل‌ها	۲۰۱
پیوست ۶	۲۰۳
۱- بررسی موردی یک زمین‌لرزه	۲۰۳
منابع و مراجع	۲۰۴

مقدمه

سازه‌های زیرزمینی از جمله سازه‌های پیچیدهٔ مهندسی هستند که طراحی و روش‌های اجرای آنها دامنهٔ بسیار وسیعی دارد. شاید تنوع این نوع سازه‌ها از نظر شرایط محیطی قابل شمارش نیست، همان‌گونه که ویژگی‌های ژئومکانیکی و تنش‌های طبیعی برای دو نوع زمین فقط بر حسب تصادف می‌تواند یکسان و مشابه باشد. به همین سبب استاندارد کردن بارهای سنگ و کنش و اندرکنش سازندهای زمین‌شناسی با عناصر مهندسی که در ساختن این سازه‌ها به کار می‌روند و شامل حفاظت‌های موقت (و پوشش‌های دائم) می‌باشد مقدور نمی‌باشد.

به عنوان مثال، مقایسه این سازه‌ها با سدها که بزرگ‌ترین سازه‌های مهندسی ساخته شده هستند، روشن می‌نماید که در سدها ناشناخته‌های طراحی منحصر به پی و تا اندازه‌ای رژیم‌های جریان رودخانه‌ها است در حالی که مصالح مورد استفاده کاملاً قابل کنترل بوده و شناخته شده هستند. با این حال در سدها، پی سد و چگونگی برخورد به مسائل آن، اثر بسیار عمده‌ای در تصمیم‌گیری‌های طراحی داشته و حتی نوع سازه سد را تعیین می‌کند. در سازه‌های زیرزمینی شامل تونل‌ها، مغارها و شفت‌ها، ویژگی‌های ژئومکانیکی خاص مقاطع یا محدوده‌های زمین‌شناسی به سختی قابل تشخیص بوده و تعیین دقیق این ویژگی‌ها به جز هنگام حفاری‌های اجرایی معین نمی‌شود. به این ترتیب، بارهای وارد به سامانه و پایدار نگه‌داشتن مغار با ضریب اطمینان کافی پس از رسیدن به لایه‌های زمین‌شناسی متفاوت و انجام آزمایش‌های لازم تعیین می‌شود.

دشواری‌های اشاره شده، سبب می‌شود که پروژه‌های متشکل از سازه‌های زیرزمینی نیازمند راهنمایی‌ها و دستورالعمل‌های تجربی و نظری باشد که طراحان مربوطه با توجه به آنها بتوانند در مقاطع پیش از اجرا، طرح‌هایی در حد قابل قبول ارائه نمایند.

موضوع این مجموعه عمدتاً کلیات مشترک مربوط به سازه‌های زیرزمینی و روش‌های برخورد به طراحی‌ها و کلیاتی از اجرا می‌باشد.

در نبود استانداردهای بین‌المللی، این مجموعه نیز مانند دستورالعمل‌ها و ضوابط موجود، گروه‌های طراح را در سازماندهی طراحی و اتخاذ روش‌های طراحی، راهنمائی خواهد کرد.

در خاتمه امیدوار است با نهایت کوششی که در خلاصه‌نویسی و حذف موارد تشریحی به عمل آمده، مجموعه حاضر بتواند نقاط نظر عملی مورد نیاز را تا حد ممکن پوشش دهد.

فصل اول - کلیات

۱-۱ هدف

هدف از تهیه این مجموعه، ارائه ضوابط، دستورالعمل‌ها و استانداردهای طراحی سازه‌ای برای تونل‌های آب‌بر و پوشش آنها است. پرداختن به چنین هدفی، بدون اشاره به تعاریف و مفاهیم کلی، راه‌گشا نیست. در بارگذاری تونل‌ها، زمین اطراف تونل، با تمام ویژگی‌های فیزیکی و مکانیکی آن نقش عمده‌ای دارد. به همین سبب، کلیاتی در مورد زمین‌شناسی و طبقه‌بندی زمین‌شناختی در پیوست‌های این مجموعه آمده تا مراجعه به مأخذهای گوناگون به حداقل کاهش یابد.

با توجه به تأثیر روش‌های اجرا، در حفاظت‌های موقت و دائم در مجموعه حاضر ضمن معرفی روش‌های اجرا، گزینه‌های لازم برای حفاظت‌ها نیز توصیه شده‌اند. بدین ترتیب این مجموعه منحصراً جنبه استاندارد ندارد، بلکه ترکیبی از توصیه‌ها، دستورالعمل‌ها و استانداردها است.

۱-۲ دامنه کاربرد

این مجموعه شامل نقطه‌نظرهای فنی، رهنمودهای مربوط به طراحی و اجرای تونل‌ها و شفت‌ها با کاربردهای هیدرولیکی می‌باشد. در مواردی از جمله محاسبات پایداری جدار تونل‌های سنگ‌بری شده، می‌توان در زمینه تونل‌های ترافیکی نیز از این مجموعه استفاده کرد. دامنه کاربرد مجموعه در زمینه مطالعات و نتیجه‌گیری‌های ژئوتکنیک در حد نیاز مهندس طراح سازه مطرح شده است. با توجه به تنوع روش‌های اجرای تونل‌ها و متدولوژی‌های مختلف، از جمله استفاده از ماشین‌آلات خاص حفاری یا روش‌های ویژه مانند لوله‌رانی[1]، برای کاهش حجم متن، تنها به این روش‌ها اشاره گردیده است. همچنین این مجموعه از نظر اجرایی، خاص تونل‌ها و شفت‌ها در زمین‌های سنگی است که با اجرای آنها در زمین‌های نرم تفاوت عمده‌ای دارند. به این ترتیب، کتاب حاضر به عنوان یک راهنمای طراحی و اجرا در تونل‌ها و شفت‌های سنگی به‌کار می‌رود.

برای طراحی موفق فنی که توأم با نقطه‌نظرهای اقتصادی باشد، استفاده از گروه مهندسین با تجربیات بالا در زمینه‌های تخصصی مختلف ضرورت دارد. از آنجا که عملیات اجرایی و قرارداد مربوط به اجرا در عملیات اجرایی مورد بحث نقش اساسی دارد، بنابراین در مواردی این مجموعه به مفاد قراردادهای اجرایی اشاره داشته که البته از اشاره فراتر نرفته و به این ترتیب نقطه‌نظرهای مربوط به تهیه اسناد قرارداد را به طور کامل نمی‌پوشاند.

طراحی تونل‌ها و شفت‌ها به علت این که محیط اجرای آنها بر خلاف سایر موضوعات مهندسی منحصراً تشکیلات زمین‌شناسی هستند، با سازه‌های دیگر اختلاف بنیادی دارد؛ در سازه‌های مهندسی معمولاً طراحی عناصر مهندسی مورد نظر است ولی در مورد تونل‌ها، در صورتی که مغار حفاری شده با استفاده از روش‌های مختلف از جمله به کار بردن میل مهارها، بتن‌پاشی و تمهیدات دیگر تقویت شوند، باز در مورد پایداری و ضریب ایمنی سازه نمی‌توان به اعداد دقیقی رسید.

در این راستا، بررسی‌ها و اکتشافات باید اتفاقات محتمل را پیش از وقوع روشن نمایند تا پیمانکار آمادگی و شرایط ایمنی کافی را برای اجرای طرح فراهم آورد.

1- Pipe Jacking

۱-۳ روش‌ها و استانداردهای طراحی

در طراحی تونل‌ها، شفت‌ها و سازه‌های زیرزمینی، از آنجا که عامل اصلی محیط میزبان و اثر آن بر جدار مغار می‌باشد و به این سبب که میزان شناخت از محیط میزبان و ویژگی‌های آن در مقایسه با دیگر سازه‌های مهندسی محدودتر است، محاسبات و طراحی‌ها ضمن اختلاف با دیگر سازه‌های مهندسی، اساساً محاسبات ویژه‌ای بوده و به همین دلیل کدها و استانداردهای مربوط به تونل‌ها و شفت‌ها محدود و کمیاب هستند.

در این مجموعه، روش‌های طراحی با برنامه عملیات اجرایی مورد بحث قرار گرفته است. به این معنی که ابتدا خلاصه‌ای از ویژگی‌های سازندهای زمین‌شناسی به عنوان محیط میزبان معرفی گردیده و سپس طراحی حفاظها و عناصر پایدار کننده موقت با استفاده از روش‌های مختلف تشریح گردیده و سرانجام روش‌های مختلف محاسبات پوشش‌های تونل‌های هیدرولیکی بیان شده است. روش‌های برخورد به رفتار سنگ در مغارها شامل روش‌های نظری و تجربی می‌باشد که در مجموعه حاضر متداول‌ترین آنها معرفی شده‌اند. تأکید این مجموعه بر این است که پارامترهای شناسایی نشده در رفتار سنگ و سایر عوامل محیطی در طراحی، طوری در نظر گرفته شود که طراحی حاصل، هم از نظر ایمنی و هم به لحاظ اقتصادی بهینه باشد.

۱-۴ گروه تخصصی طراحی

گروه طراحی به علت ویژگی‌های سازه‌های زیرزمینی باید شامل تخصص‌های زیر باشد:

۱-۴-۱ مهندس زمین‌شناس، برای تهیه برنامه بررسی‌ها و اکتشافات ژئوتکنیک و ژئوفیزیک و تفسیر نتایج حاصل از بررسی‌ها، مشارکت در ارائه طرح پایداری اولیه مغارها و حفاری‌ها، اظهار نظر در مورد اقدامات لازم در برخورد به شرایط غیرمعمول و انتخاب مسیر اصلی تونل و همکاری با متخصص آب زیرزمینی.

۱-۴-۲ مهندس هیدرولیک، برای طرح پلان و پروفیل، و فشار آب در تونل و ویژگی‌های هیدرولیکی مقطع ساخته شده تونل و اعلام نظر در مورد گزینه‌ها.

۱-۴-۳ مهندس سازه، برای محاسبات پوشش‌ها در تونل‌های تحت فشار و پنستاک‌ها و محاسبات بتن مسلح، همکاری در انتخاب نوع پوشش تونل و حفاظت‌های موقت.

۱-۴-۴ مهندس ژئوتکنیک، برای محاسبه و ارزیابی حفاظت‌های موقت، انتخاب روش‌ها و تدابیر مربوط به ناهنجاری‌ها و شرایط غیرمتعارف، انتخاب نوع پوشش تونل و مسیر کلی تونل.

۱-۴-۵ مهندس عمران (سیویل)، برای انتخاب موقعیت کارگاه و تجهیزات، دستیابی به کارگاه، محل انبار مواد اضافی و تغییر محل تجهیزات مربوط به اجرا.

۱-۴-۶ مهندس عمران (سیویل) یا نقشه‌بردار، برای تهیه نقشه‌های پایه، انتخاب روش‌های تعیین مختصات و نقاط اصلی نقشه‌برداری و کنترل اجرای عملیات صحرایی.

۱-۴-۷ گروه زیست‌محیطی.

۱-۴-۸ مهندس عمران با تجربه اجرا در سازه‌های زیرزمینی، برای مشاوره در مورد روش‌های اجرای پیش‌بینی شده و راه حل‌های مقطعی و مشارکت در تهیه اسناد قرارداد و برنامه‌های کنترل کیفیت.

۱-۴-۹ سایر تخصص‌ها، شامل متخصص آنالیز قیمت‌های واحد (معمولاً با تخصص عمران - اجرایی)، نقشه‌کش‌های آشنا با نرم‌افزارهای ترسیمی و کارشناسان مورد نیاز برای تهیه و تنظیم اسناد قرارداد.

۱-۵ مراحل طراحی و اجرا[1]

در تمامی مراحل طراحی، زمینه‌های تخصصی مهندسی تونل، زمین‌شناسی و مهندسی ژئوتکنیک باید مورد توجه باشند. مراحل طراحی و اجرا به اختصار بدین ترتیب می‌باشد:

۱-۵-۱ مطالعات شناسایی[2]

این مرحله شامل معرفی و تعیین سیمای طرح شامل بیان علل و نیازهای اجرای طرح یا چشم‌اندازهایی است که اجرای طرح ایجاد می‌نماید. عمده‌ترین پروژه‌هایی که زمینه اصلی آنها سازه‌های زیرزمینی و تونل‌ها را تشکیل می‌دهد عبارتند از: نیروگاه‌ها، کنترل سیلاب، انحراف آب و سرانجام تأمین و انتقال آب برای اهداف آبیاری و کشاورزی و اهداف دیگر.

۱-۵-۲ مطالعات توجیهی

۱-۵-۲-۱ بخش عمده فعالیت‌ها در این دوره، روی اقتصاد طرح متمرکز می‌گردد. در این مرحله باید امتیاز و برتری اجرای طرح بر هزینه‌های اجرا و آسیب‌های زیست‌محیطی ناشی از اجرا روشن شود. در این راستا، باید دقت طرح در حد مناسبی بیشتر از مرحله قبل بوده و مسائل زمین‌شناسی و زیست‌محیطی با دقت کافی تشریح شوند.

۱-۵-۲-۲ در مورد هر طرح، گزینه‌هایی با در نظر گرفتن مشکلات و موانع و اثرات زیست‌محیطی بررسی می‌شوند که پس از غربال کردن گزینه‌ها، طرح نهایی شامل طرح اولیه، هندسه طرح، راستاها و ترازها و پارامترهای جانبی (از جمله راه‌های دستیابی) به عنوان طرح حاصل از مطالعات توجیهی ارائه می‌شود.

در این مرحله محاسبات هیدرولیکی طرح در تعیین هندسه و راستا و ترازها نقش عمده‌ای دارد. طرح مرحله اول باید شامل سازه‌های جانبی از قبیل مخزن ضربه‌گیر، محفظه هوا و غیره باشد. در گزینه‌ها باید علاوه بر تونل و تجهیزات جانبی، گزینه‌های جایگزین نیز بررسی شوند. مشکلات و پیچیدگی‌های زمین‌شناسی و عوارض ناشی از حفاری (مانند برخورد به چشمه‌های آب‌گرم و گازهای مسموم) در این مرحله ملاحظه خواهند شد. به این ترتیب، در مرحله اول باید مطالعات بررسی‌ها و اکتشافات ژئوتکنیکی و ژئوفیزیکی در حد مناسب انجام شده و از نتایج آنها در ارائه گزینه‌ها و انتخاب مسیر مناسب و همچنین هندسه مناسب و محاسبات پایداری استفاده گردد.

۱- در حال حاضر خدمات مهندسی مربوط به تونل‌ها و مغارها در مراحل مختلف به صورت همسان موجود نیست و لازم است در مجموعه‌های آینده استاندارد صنعت آب تدوین شرح خدمات مهندسی برای این عملیات مورد توجه قرار گیرد.

2 - Reconnaissance and Conception

۱-۵-۳ تهیه طرح اجرایی

پس از انتخاب مسیر و هندسه مناسب تونل و موقعیت شفت، بر اساس نقشه‌های توپوگرافی دقیق‌تر (حداقل مقیاس ۱:۲۰۰۰ برای مسیر و حداقل ۱:۱۰۰۰ برای ورودی و خروجی) و با توجه به اطلاعات ژئوتکنیکی و ژئوفیزیکی، طراحی‌ها انجام می‌گیرد. نکات مهمی که در این مرحله باید مورد استفاده و توجه باشند، عبارتند از:

- جزییات ژئوتکنیک،
- حفظ تأسیسات موجود،
- تدابیر لازم برای جلوگیری از آب‌شستگی‌ها و یا انباشته شدن رسوبات هنگام وقوع جریان‌های سطحی،
- جانمایی ورودی، خروجی و شفت،
- حفاظت‌های موقت،
- شرایط و حدودی که پیمانکار باید حفاظت‌های موقت را طراحی کند،
- مراحل و ترتیب اجرا،
- پوشش نهایی تونل (شامل بتن، میل‌گرد و فولاد)،
- سازه‌های جانبی و جزییات آنها،
- حفاظت‌های کاتدی،
- ابزار دقیق و سامانه‌های رفتارنگاری، و
- مشخصات فنی و خصوصی و برنامه گزارش‌های کارگاهی.

۱-۵-۴ مرحله اجرا

در مرحله اجرا، تیم اجرایی شامل مدیر پروژه، مهندس مقیم، نظار و سایر نفرات لازم می‌باشد. در این مرحله، طراح باید کلیه پیشنهادهای فنی پیمانکار را ملاحظه نماید. نتایج قرائت ابزار، برای ملاحظات فنی باید در اختیار طراح قرار داده شود. حضور نماینده‌ای از طرف گروه طراحی در کارگاه نیز لازم است.

۱-۵-۵ مرحله راه‌اندازی و بهره‌برداری

پیش از اعلام تحویل، باید آزمایش‌های لازم از جمله هیدرواستاتیک انجام و دستورالعمل بهره‌برداری و نگهداری و نقشه‌های چون ساخت تهیه شود.

در مرحله بهره‌برداری، از قرائت‌های سامانه‌های رفتارنگاری بهره‌گیری می‌گردد.

فصل دوم - محیط میزبان

۲-۱ ملاحظات زمین‌شناسی[۱]

ملاحظات عمده زمین‌شناسی تونل‌ها به شرح زیر می‌باشند:

۲-۱-۱ زمین‌شناسی محدوده کار در مورد تونل‌ها، مغارها و سازه‌های زیرزمینی باید گویای ویژگی‌های مکانیکی از جمله تغییر شکل و شکست آنها هنگام حفاری باشد. در صورت احتمال برخورد به آب زیرزمینی، مقدار و فشار آن باید بررسی شود.

۲-۱-۲ هنگام طراحی و اجرای تونل‌ها "چینه‌شناسی" و ساختمان "زمین‌شناسی توده سنگ" چهارچوب اصلی طبقه‌بندی را تعیین می‌کند. توده سنگ‌ها از نظر زمین‌شناسی با توجه به ویژگی‌های مختلف طبقه‌بندی می‌شوند. در این بررسی‌ها ضمن طبقه‌بندی زمین‌شناسی و مسائل آن، عواملی از جمله برخورد به آب زیرزمینی پیش‌بینی می‌گردد. از نمونه‌های دست‌نخورده[۲] (بکر) سنگ ویژگی‌های مکانیکی به دست می‌آید. حال آن که توده سنگ، به علت داشتن ابعاد بزرگ‌تر ویژگی‌های دیگر از جمله اثر درزه‌ها و شکستگی‌ها را نیز در بردارد.

به این ترتیب، در آغاز به کلیات زمین‌شناسی که باید در طراحی سازه‌ای مغارها و حفره‌های زیرزمینی مورد توجه قرار گیرند اشاره می‌شود. در رفتار عمومی توده ویژگی‌های رفتاری ژئوتکنیکی سنگ سالم و توده سنگ، تنش‌های موجود در توده سنگ در حالت طبیعی، اثر هوازدگی و ناپیوستگی (از جمله درزه‌ها و گسله‌ها) و وجود آب زیرزمینی و گازها که پایه‌های پیش‌بینی رفتاری سازه‌های زیرزمینی را تشکیل می‌دهند ملحوظ می‌شود.

۲-۲ ویژگی‌های سنگ دست‌نخورده

ویژگی‌های سنگ بکر را به صورت کلی به ترتیب زیر می‌توان بیان کرد:

سنگ، ماده‌ای طبیعی است که ترکیب بسیار متنوعی دارد. سنگ‌ها معمولاً متشکل از قطعات کانی‌هایی هستند. کانی‌ها ترکیبات شیمیایی یکدستی دارند. کانی‌های هر سنگ ویژگی‌های خاص خود را دارند. شناختن کانی‌ها معمولاً از روی مقاطع نازک از سنگ صورت می‌گیرد. بیشترین کانی‌ها از ترکیبات سیلیکات‌ها می‌باشند.

۲-۲-۱ مشخصات کانی

ویژگی کانی‌ها غالباً خصوصیات مهندسی سنگ‌ها را تحت تأثیر قرار می‌دهد، خصوصاً اگر مقدار آن در سنگ زیاد باشد. سیلیکات‌های بدون آب (فلداسپارها، کوارتز، هورن بلند، اوژیت و اولیوین) در قیاس با کانی‌های دیگر به طور قابل توجهی سخت‌تر می‌باشند که این امر، سبب افزایش مقاومت تک‌محوری و برشی سنگ می‌شود.

۱- برای اطلاعات بیشتر به پیوست شماره ۱ مراجعه شود.

2 - Intact rock

اگر مقدار کانی‌های نسبتاً نرم مانند میکا یا کلسیت در توده قابل ملاحظه باشد، می‌توانند موجب هوازدگی زیاد و شکست سریع سنگ شوند. کانی‌هایی که قابلیت تورق دارند، سبب بروز آنیزوتروپی در سنگ می‌گردد، ولی از آنجا که قطعات متمرکز از یک کانی در سنگ کم است، هر کانی غالباً اثر مستقیم کمی در رفتار مکانیکی سنگ داشته و رفتار سنگ را به میزان محدودی تحت تأثیر قرار می‌دهند. برای تعیین مشخصات و ویژگی‌های سنگ انجام آزمایش‌های مکانیکی روی نمونه‌های آن ضروری است.

۲-۲-۲ طبقه‌بندی عمده سنگ‌ها

منشأ سنگ‌ها، عامل اصلی طبقه‌بندی آنهاست. سنگ‌ها به گروه‌های زیر تقسیم می‌شوند:

۱- سنگ‌های آذرین،

۲- سنگ‌های رسوبی، و

۳- سنگ‌های دگرگون.

در طبقه‌بندی سنگ‌ها که توسط آقایان کلیتون[1]، سایمون[2] و متیو[3] در سال ۱۹۸۲ انجام شده، سنگ‌های آذرین بر حسب اندازه بلورها طبقه‌بندی شده‌اند، زیرا اندازه بلورها به نحوه خنک‌شدن آنها بستگی دارد. طبقه‌بندی سنگ‌های رسوبی نیز برحسب نحوه رسوبگذاری و ترکیب شیمیایی انجام گردیده و سرانجام، گروه سنگ‌های دگرگون برمبنای ساختمان قطعات و کانی‌ها طبقه‌بندی شده‌اند.

1 - Claytone
2 - Simon
3 - Matthew

فصل سوم – گردآوری اطلاعات ژئوفیزیک و ژئوتکنیک برای تونل‌ها و شفت‌ها

۳-۱ کلیات

علاوه بر اطلاعات عمومی، موردی و تجربی در اجرای تونل‌های هیدرولیکی، از اطلاعات ژئوفیزیکی و ژئوتکنیکی نیز باید استفاده شود. اولین قدم در این زمینه، ارائه برنامه بررسی‌ها می‌باشد.

هدف از ارائه برنامه ژئوتکنیک برای تونل‌ها، آن گروه از جزییات است که ایمنی و روش‌های مناسب اجرا و عملکرد صحیح تونل در دوره بهره‌برداری را تأمین نمایند. در این بخش، روش‌ها و استانداردهای لازم مورد بحث قرار می‌گیرند.

دستورالعمل‌های قید شده در USACE 1110-1804، بخش بررسی‌های ژئوتکنیک و EM1110-1-1802 بررسی‌های ژئوفیزیک از جمله استانداردهای لازم هستند که می‌توان به آنها استناد کرد. در دنباله مطلب، عملیات اکتشافی مورد نیاز احداث تونل‌ها در مراحل مختلف مطالعات قید شده است.

اطلاعاتی را که باید گردآوری کرد به صورت زیر طبقه‌بندی می‌شوند:

۳-۱-۱ پروفیل‌های زمین‌شناسی (چینه‌شناسی، ساختمان و ماهیت اصلی نوع سنگ‌ها و خصوصیات عمده آنها)،

۳-۱-۲ ویژگی‌ها و شرایط ژئومکانیکی توده سنگ،

۳-۱-۳ آب زیرزمینی (مخازن آب زیرزمینی، آبخوان‌ها و فشار آب)، و

۳-۱-۴ خطرات اجرایی (تلاقی با گسله‌های اصلی حامل آب، گازها و غیره).

۳-۲ حفاری‌های اکتشافی لازم برای مراحل مختلف

برای جمع‌آوری اطلاعات فنی لازم برای مطالعات تونل‌ها در مراحل مختلف، بررسی‌های ژئوفیزیک و ژئوتکنیک به شرح زیر مورد نیاز می‌باشند:

۳-۲-۱ *مرحله شناسایی*

اطلاعات ژئوتکنیک مورد نیاز مرحله شناسایی عمدتاً از داده‌های موجود گرفته می‌شود و عملیات ژئوتکنیک به حداقل محدود می‌گردد. گردآوری اطلاعات بیشتر، به مرحله توجیهی موکول می‌شود. در مرحله شناسایی، اتکا عمدتاً بر زمین‌شناسی منطقه و بر عوامل کلی طراحی و اجرا می‌باشد. کمترین اطلاعات مورد نیاز شامل موارد زیر است:

- گردآوری اطلاعات و نتایج مطالعات موجود،
- دریافت اطلاعات از راه دور (سنجش از دور)،
- تهیه نقشه‌های زمین‌شناسی صحرایی اولیه،
- عملیات مناسب ژئوفیزیک، و
- حفاری در نقاط حساس و کلیدی، حسب انتخاب.

۳-۲-۱-۱ منابع اطلاعات موجود

نقشه‌های توپوگرافی ۱:۵۰۰۰۰ برای تمام سطح کشور ایران موجود است. نقشه‌های زمین‌شناسی تقریباً برای تمام کشور به مقیاس ۱:۲۵۰۰۰۰ از سازمان زمین‌شناسی کشور قابل حصول بوده و گذشته از این، بخش‌هایی از کشور دارای نقشه‌های به مقیاس ۱:۱۰۰۰۰۰ می‌باشند. همچنین از وزارتخانه‌ها و نهادهای دیگر از جمله وزارت صنایع و معادن و وزارت نفت، می‌توان نقشه برخی مناطق دیگر را گردآوری کرد. شرکت‌های خصوصی در مطالعات خود، نقشه‌های زمین‌شناسی با مقیاس‌های متفاوت را تهیه کرده‌اند که در پروژه‌های بزرگ، دسترسی به آنها حسب دستور کارفرمای طرح یا مراجعه به مقامات سازمان‌های مربوطه امکان‌پذیر است. بنابراین در مطالعات شناخت، مهندسین مشاور مطالعه کننده باید منابع نقشه‌ها و اطلاعات را به کارفرما اطلاع دهد تا معرفی و همکاری برای اخذ و گردآوری آنها به عمل آید.

در مناطق شهری، با مراجعه به وزارت مسکن و شهرسازی، سازمان‌های آب، شرکت‌های منطقه‌ای آب و فاضلاب و مهندسین مشاور فعال در پروژه‌های توسعه شهری، می‌توان اطلاعات لازم را گرد آورد.

اطلاعاتی که به شرح بالا جمع‌آوری می‌شوند، غالباً هدف‌های خاص خود را دنبال می‌کنند. بنابراین مطالعه کننده باید در جهت اهداف طرح خود روی داده‌های خام، کار کرده و تغییرهای لازم را به عمل آورد. نتیجه این کارها باید به تهیه مجموعه نقشه‌های زمین‌شناسی، پروفیل‌ها، تشریح انواع سنگ‌ها و فهرست مشکلات و آنومالی‌ها منجر شود. تمامی این اطلاعات باید با مشاهدات محلی، صحرایی و سایر روش‌ها تکمیل شوند.

استفاده از عکس‌های ماهواره‌ای، عکس‌های هوایی، نقشه‌ها و بازدیدهای محلی در تهیه مجموعه کامل نقشه، گسله‌ها و سایر عوارض متداول است و مطالعه کننده باید در حدود مناسب با ابعاد طرح و اهمیت و حساسیت آن در مرحله شناخت، بسته به مورد از این اطلاعات (با توافق کارفرما و پس از گنجانیدن حدود آن در شرح خدمات قرارداد) استفاده نماید. گاه نتایج حفاری روی سازندهای مورد نظر که در سایر نقاط انجام شده، در دسترس هستند که از آنها می‌توان استفاده نمود. جمع‌آوری و بررسی داده‌های موجود باید شامل اطلاعات مربوط به ویژگی‌های جغرافیایی، فرهنگی، داده‌های محیطی مانند مالکیت اراضی، تأسیسات موجود، راه‌های دسترسی، حساسیت‌های محیطی و غیره باشد. توسعه منابع محلی مانند معادن، معادن سنگ و چاه‌های نفت باید در نقشه آورده شوند.

۳-۲-۱-۲ روش‌های دریافت اطلاعات از دور (سنجش از دور)

گذشته از عکس‌های هوایی سیاه و سفید که در فتوژئولوژی کاربرد مفید و مؤثری دارند، امروزه استفاده از عکس‌های ماهواره‌ای متداول است.

در ایران، استفاده از عکس‌های هوایی به مقیاس‌های مختلف، همراه با ایماژهای ماهواره‌ای برای تمامی سطح کشور امکان‌پذیر است.

۳-۳-۱-۳ تهیه نقشه مورد نظر زمین‌شناسی

اولین اقدام، انجام مطالعات صحرایی و بررسی دقیق و شناسایی مسیر تونل است؛ در این بررسی‌ها باید به محل محورها و ورودی‌ها و خروجی‌ها توجه خاص داشت. اجزا و بخش‌های تصویر شده در نقشه‌ها و عکس‌های هوایی نیز باید بررسی شوند. رخنمون‌های سنگ‌ها که غالباً در خاکبرداری جاده‌ها وجود دارند، از جمله بهترین عوامل شناسایی توده سنگ‌ها، شکستگی‌های آنها و امتداد لایه‌های رسوبگذاری و موقعیت مرز و محدوده انواع سنگ‌ها می‌باشند.

مشاهدات زمینی، خصوصاً به عوارضی که ضرورت مسئله را مطرح می‌کند می‌پردازد که از آن جمله می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

- زمین‌لغزه‌های نو و کهنه، خصوصاً در محدوده ورودی‌ها و خروجی‌های تونل‌ها،
- گسل‌های مهم،
- حفره‌های فرونشسته[1] و مناطق کارستی،
- چشمه‌های آب‌گرم،
- فعالیت‌های آتشفشانی،
- آنیدریت‌ها و گچ و یا شیل‌های متورم شونده،
- غارها،
- ترک‌های رهایی تنش، و
- مناطق دارای هوازدگی عمیق و واریزه‌ها.

پس از تعیین و تثبیت مسیر تونل و ورودی و خروجی، باید نقشه جزییات زمین‌شناسی تهیه شود. درزها، گسل‌ها و صفحات لایه‌بندی، باید روی نقشه آمده و قرارگیری آنها و چینه‌ها مشخص شود، به طوری که محاسبات پایداری را بتوان انجام داد.

۳-۳-۱-۴ آب زیرزمینی (هیدروژئولوژی)

آب زیرزمینی بالقوه می‌تواند بیشترین دشواری را در حفر تونل‌ها ایجاد کند. بنابراین برای تعیین رژیم آب زیرزمینی، منابع آب، کیفیت آب، دما و عمق آب کوشش خاص لازم است. در بررسی و برآورد مقدار آب زیرزمینی باید اطمینان حاصل شود که حفر تونل چه تأثیری بر رژیم آب زیرزمینی محیط زیست، اقتصادی و اجتماعی و پایداری سازه‌های مجاور دارد.

برای استنتاج موارد بالا، استفاده از نقشه‌ها و عکس‌های هوایی لازم و مفید است. پیاده کردن چشمه‌های دائمی و سایر منابع آبی روی نقشه در مقاطع مختلف سال غالباً لازم می‌باشد. تخمین پتانسیل آب زیرزمینی می‌تواند بر اساس کشت و کار منطقه ارزیابی شود.

---

1 - Sinkholes

۳-۲-۱-۵ بررسی‌های ژئوفیزیک سطحی

روش‌های ژئوفیزیکی، به علت ارزان بودن نسبی آنها و ارائه اطلاعات نسبتاً مناسب در مدت کوتاه برای مراحل ابتدایی مطالعات مفید است. جزییات برنامه‌ریزی و اجرای بررسی‌های ژئوفیزیک، در مراجع مختلف از جمله در EM-1110-1-1802 ارائه شده است.

متداول‌ترین روش ژئوفیزیک برای کارهای زیرزمینی، عملیات سایسمیک انعکاسی ـ انکساری و مقاومت الکتریکی است. در روش سایسمیک (امواج صوتی) وجود سنگ‌های متمایز یا مناطق گسلیده مشخص می‌شود. این روش برای تعیین عمق آب زیرزمینی نیز مفید می‌باشد.

سرعت امواج صوتی به عنوان شاخص برای کیفیت سنگ و قابلیت سنگ برای حفاری به کار می‌رود. در صورتی که مغایرتی در سرعت امواج در محدوده ملاحظه نشود، منطقه از نظر امواج صوتی نامکشوف یا ناشناخته است.

بسته به قدرت و انرژی اعمال شده در عملیات سایسمیک و تکنیک‌های خاص آن، بررسی‌های سایسمیک را می‌توان برای کارهای با عمق کم، با دقت بالا و حفاری‌های عمیق با دقت کم طراحی کرد.

اندازه‌گیری مقاومت الکتریکی غالباً برای تعیین عمق آب زیرزمینی مفید است.

۳-۲-۲ بررسی‌های مربوط به مطالعات توجیهی

بعد از انجام زمین‌شناسی مهندسی در مرحله شناخت، بررسی‌های تکمیلی شامل حفر گمانه‌ها و ترانشه‌ها برای مطالعات مرحله توجیهی صورت می‌گیرند. دامنه کار در این مرحله از کار، باید به حدی باشد که عوارض مهم و تعیین کننده زمین‌شناسی که روی سیمای طرح توجیهی می‌توانند مؤثر باشند و یا اثرات قابل توجهی بر انتخاب ورودی و خروجی تونل بگذارند، شناخته شوند.

۳-۲-۱ بررسی‌های مربوط به برنامه‌ریزی و مهندسی پیش از اجرا

در مرحله طراحی‌های مهندسی، باید بررسی‌های لازم نه تنها برای برآورده ساختن نیازهای طراحی سازه زیرزمینی، بلکه برای به دست آوردن اطلاعات اجرایی صورت گیرد. به همین دلیل، برنامه عملیات باید توسط مهندس زمین‌شناس یا مهندس ژئوتکنیک با همراهی نزدیک با مهندس طرح و مهندسین اجرایی تهیه شود.

اغلب داده‌های ژئوتکنیک، برای طراحی در مرحله برنامه‌ریزی پیش از اجرا به دست می‌آیند، با این حال، حفاری‌های تکمیلی، و نیز حفاری و آزمایش‌های لازم برای اجرا را می‌توان در مراحل بعدی طراحی گردآوری کرد. عواملی که شناسایی آنها در طرح و یا عملیات اجرایی مؤثرند، در پیوست شماره ۲ آمده است.

فصل چهارم - روش‌های اجرا

۴-۱ کلیات

روش‌های اجرایی، با توجه به ابعاد پروژه و شرایط سنگ و امکانات اجرایی تنوع قابل توجهی دارند. این روش‌ها از روش‌های سنتی شامل حفاری و سنگ‌بری با استفاده از مواد منفجره تا استفاده از ماشین‌های حفاری ویژه متفاوت می‌باشند. توجه به این نکته لازم است که سنگ‌بری در مقطع تونل به علت ایجاد شستگی‌های ثانویه و یا باز شدن درزه‌های موجود، بر مراحل بعدی اجرا اثر می‌گذارد و روش‌های حفاظت موقت را تحت تأثیر قرار می‌دهد. در این بخش از مجموعه، سعی شده که مطالب مهم تا حد امکان فهرست‌گونه آورده شوند و تنها به آن قسمت‌ها که بر طراحی و پایداری مغارها اثر می‌گذارند تأکید نسبتاً بیشتری معطوف شده است. از آنجا که ملاحظه شده در غالب کارگاه‌ها، انفجار در تونل‌ها (و پی‌کنی در زمین‌های سنگی) به علت عدم رعایت مقادیر بهینه مواد ناریه موجب خساراتی به توده سنگ و تأسیسات مجاور می‌گردد، به استفاده مناسب از مواد ناریه و ملاحظات ایمنی اشاره شده است.

در مورد تی.بی.ام[1]ها با توجه به ویژگی دستگاه‌ها به اشاره مختصری در مورد روش کار و عوامل مؤثر در انتخاب دستگاه بسنده شده و با توجه به حجم سرمایه‌گذاری، در صورت استفاده از این دستگاه‌ها طبعاً بررسی‌های ویژه لازم است که انتظار نمی‌رود این مجموعه شامل چنین اطلاعاتی باشد.

تیم طراحی باید مرکب از مهندسین طراح، مهندسین اجرا و زمین‌شناس با تجربه در سازه‌های زیرزمینی باشد. روش‌ها و مراحل حفاری روی بارها و جابه‌جایی‌هایی که باید سامانه‌های حفاظت موقت و دائم در برابر آنها مقاومت و پایداری کنند مؤثر هستند. شکل تونل باید طوری باشد که قابلیت اجرایی و عملی داشته باشد. جزییات بیشتر به دوره اجرا موکول می‌شود.

۴-۱-۱ *ملاحظات اصلی*

مراحل عملیات اجرایی در سازه‌های زیرزمین را می‌توان به صورت زیر بیان کرد:

- حفاری شامل حفاری با وسایل دستی، انفجار و یا استفاده از دستگاه‌ها و ماشین‌های مخصوص،
- حفاظت‌های اولیه، و
- حفاظت‌های دائمی زمین.

۴-۱-۲ *سایر ملاحظات*

سایر ملاحظات مهم اجرا را به ترتیب زیر می‌توان بیان نمود:

- آماده‌سازی و تجهیز کارگاه و ورودی‌ها،
- نقشه‌برداری،
- تهویه فضاهای زیرزمینی،
- زهکشی و کنترل آب،

1 - Tunnel Boring Machines (TBM)

- مقابله با خطرات،
- ملاحظه اثرات اجرای تونل بر سازه‌های مجاور، و
- کنترل اثرات زیست‌محیطی.

۲-۴ حفر تونل با انفجار

اگرچه استفاده از تی‌بی‌ام در بسیاری از پروژه‌های حفر تونل متداول نشده است، اما هنوز بخش عمده‌ای از حفاری‌های زیرزمینی در سنگ با انفجار انجام می‌شود. در پیوست شماره ۳ روش‌های اجرا، با تفصیل بیشتر آمده است.

۴-۲-۱ *مراحل اجرایی حفاری با انفجار*

این روش شامل مراحل اجرایی به ترتیب زیر است:

۱- حفر چال‌ها و خرج‌گذاری،

۲- آتش‌باری و تهویه برای خروج دودهای انفجار،

۳- حمل قطعات سنگ ریخته شده،

۴- لق‌گیری سقف و دیوارها،

۵- نصب حفاظ‌های اولیه، و

۶- پیشروی و ریل‌گذاری (در صورت استفاده از سامانه واگن)، تهیه تجهیزات.

۴-۲-۲ *پیشروی در تمام مقطع و یا بخشی از مقطع*

غالباً حفاری در تونل‌ها در تمام مقطع[1] انجام می‌شود. طول چال‌های انفجار اندکی کمتر از ابعاد گشودگی و طول پیشروی در آتش‌باری مطلوب در حد ۹۰ درصد عمق چاله‌ها است. طول‌های تیپ پیشروی در هر دور انفجار بین ۲ تا ۴ متر می‌باشد.

در صورت وجود محدودیت‌هایی از نظر ابعاد تونل، ماشین‌آلات حفاری یا کیفیت سازند مورد حفاری، سنگ‌بری به صورت مرحله‌ای مناسب‌تر است. متداول‌ترین نوع حفاری‌های مرحله‌ای، روش‌های حفر پیشانی[2] و کرسی[3] است.

در روش اول، بخش فوقانی (پیشانی) با عرض کامل و به دنبال آن کرسی‌ها حفاری می‌شوند. در حفر کرسی‌ها از چال‌های عمودی می‌توان استفاده کرد.

روش‌های متعدد حفاری مرحله‌ای وجود دارد که از آن جمله، می‌توان اول حفر قسمت میانی و سپس دو بخش در طرفین پیشانی و بخش کرسی باقی‌مانده در یک، دو یا سه مرحله را نام برد.

---

1 - Full-Face
2 - Heading
3 - Bench

علت انتخاب روش حفر مرحله‌ای (در مقایسه با حفر مقطع کامل) شامل موارد زیر است:

۴-۲-۲-۱ سطح مقطع برای یک دستگاه چال‌زن جامبو[1] بزرگ است. این حالت در مغارهای نیروگاه‌ها، تونل‌های دو یا سه خطه آزاد راه‌ها و شیرخانه‌ها عمومیت دارد.

۴-۲-۲-۲ شدت انفجار بر پایه کنترل ارتعاش صورت گیرد.

۴-۲-۲-۳ زمین خیلی سست باشد به طوری که حفاری در تمام مقطع، مجال تثبیت با حفاظ‌های موقت را ندهد.

۴-۳ طراحی مراحل انفجار

مراحل پیش‌بینی شده برای اجرا به صورت زیر است:

۴-۳-۱ روش انجام کار باید توسط پیمانکار ارائه شده و به تصویب دستگاه نظارت برسد[2]. حفاری چال‌ها معمولاً با دستگاه‌های بادی یا هیدرولیکی حفاری صورت می‌گیرد.

در حفر تونل‌های با مقطع کوچک، از دستگاه‌های تک چکش و در مقاطع بزرگ از جامبوهایی با دو بازو یا بیشتر استفاده می‌شود. جامبو ممکن است روی شاسی با چرخ‌های لاستیکی، چرخ زنجیری و یا اصلاً روی سامانه‌ای که روی ریل‌ها حرکت می‌کند سوار شود.

۴-۳-۲ در طراحی انفجار میزان احاطه شدن چال‌ها حایز اهمیت است. اگر چال از اطراف محاط باشد، انفجار می‌تواند موجب تغییر شکل پلاستیک باشد. در چال‌هایی نزدیک سطوح آزاد، موج انفجار، در رویه دیوار ترک‌هایی ایجاد نموده و سبب ریزش سنگ می‌گردد. فاصله چال تا سطح آزاد و رویه، قاعدتاً ۰/۷۵ تا ۱ برابر فواصل چال‌ها انتخاب می‌شود. بحث بیشتر در زمینه حفاری با انفجار در پیوست شماره ۳ آمده است.

۴-۴ حفاری تونل‌ها با وسایل مکانیکی

وسایل حفاری تونل، تنوع زیادی دارند که از دستگاه‌های ساده تا تی. بی. ام را شامل می‌شود. عمده‌ترین ماشین‌ها شامل کله گاوی‌ها[3] و تی‌بی‌ام‌ها می‌باشند.

۴-۴-۱ استفاده از ماشین‌آلات مختلف حفاری تونل

استفاده از دستگاه‌های کله‌گاوی در حفاری تونل‌ها، به صورت تمام مقطع، نیم مقطع، تونل‌های دسترسی، بازکننده جبهه کار برای TBM و سایر موارد متداول است. بخش‌های عمده در این سامانه عبارتند از:

- بخش حفار (دورانی) مجهز به ناخن،

---

1 - Jumbo drill

۲- اطلاعات مربوط به جزییات طرح انفجار در هر دور (روند) را در مراجعی از جمله Langeforce, Kihlstorm (1978), or Persson & Holmberg Lee(1993) و اطلاعات مربوط به عوامل انفجار و طرح انفجار در کتاب‌ها و نشریات سازندگان این مواد از قبیل Blaster,s Handbook (Dupont) و نشریات گروه مهندسین ارتش آمریکا موجود است.

3 - Roadheaders

- بازوی هیدرولیکی که می‌تواند مته را با راستای عمودی در نقاط مختلف مستقر نماید،
- گردان افقی، برای انتخاب موقعیت مناسب در راستای افقی،
- بخش بارگیری شامل پیش‌بند و بازوهای جمع‌آوری کننده،
- تسمه نقاله برای بار کردن نخاله‌ها به ماشین‌های حمل مواد،
- قاب پایه، و
- سیستم حرکتی دستگاه که غالباً زنجیری است.

دستگاه‌ها دارای توانایی و ظرفیت‌های متفاوتی هستند. دستگاه‌های بزرگ می‌توانند از یک محل استقرار تا حدود ۶۰ متر مربع را حفاری کنند. بازوی حفاری، زوایای مختلفی می‌گیرد که می‌تواند حتی شفت‌ها را حفاری کند.

اکثر دستگاه‌ها می‌توانند سنگ‌هایی با مقاومت فشاری تک محوری بین ۶۰ تا ۱۰۰ مگاپاسکال را حفاری کنند. دستگاه‌های قوی‌تر می‌توانند سنگ‌های با مقاومت بین ۱۵۰–۲۰۰ مگاپاسکال را (برای زمان محدودی) برش دهند.

ماشین‌های متوسط و کوچک، بین ۲۰ تا ۸۰ تن وزن دارند. توان کله برشی بین ۳۰ تا ۱۰۰ کیلووات و توان کلی بین ۸۰ تا ۶۵۰ کیلووات می‌باشد. دستگاه‌های بزرگ‌تر با وزن حدود ۹۰ تن توان برشی حدود ۲۲۵ کیلووات دارند. در صورتی که دستگاه خوب مستقر شود، نیروی عمودی کله‌گاوی بیش از ۵۰ تن خواهد بود. میزان کارآیی این دستگاه‌ها از نتایج آزمایش سنگ‌های مورد حفاری از جمله بررسی میکرواسکپی، بررسی میزان سیمانتاسیون، بررسی مقدار کوارتز، سلراسکوپ و چکش اشمیدت به دست می‌آید. مقادیر چگالی، تخلخل، مقاومت‌های فشار و کششی نیز مهم می‌باشند. اپراتور با توجه به لایه‌بندی و سامانه درزه‌ها، روش و راستاهای با بازدهی مناسب را انتخاب می‌کند.

۴-۴-۳ *دستگاه تی.بی.ام* (TBM)

این دستگاه‌ها متشکل از بخش حفار، جام‌های تخلیه کننده، تولید انرژی و سرانجام حفاظ‌های نگه‌دارنده حفاری می‌باشد. از جمله امتیازات این دستگاه می‌توان موارد زیر را برشمرد:

- سرعت حفاری،
- عملیات بدون توقف،
- کمترین صدمه وارده به سنگ، و
- امکان کنترل از دور و راهبری اتوماتیک.

از محدودیت‌های این سامانه، می‌توان حفاری در مقاطع ثابت دایره، فقدان انعطاف در برابر شرایط استثنایی زمین‌شناسی، زمان طولانی تجهیز و هزینه سنگین سرمایه‌گذاری را نام برد. از مجموعه اطلاعات گردآوری شده از پروژه‌های متعدد که با تی.بی.ام حفاری شده‌اند دیدگاه مفیدی را می‌توان به دست آورد.

۴-۵ حفاری شفت‌ها[1] یا میله‌ها

غالباً در حفر تونل‌های بلند و سازه‌های زیرزمینی، دست کم یک شفت دائمی یا موقت باید حفاری شود. شفت‌ها به صورت تیپ از لایه‌های متغیر زمین‌شناسی شامل واریزه‌ها، سنگ هوازده و سالم (از انواع مختلف) و با فشار آب رو به افزایش عبور می‌کنند. چگونگی حفاری در شفت‌ها بسیار متنوع است که پرداختن به این روش‌ها خارج از موضوع مورد نظر است.

ابعاد شفت‌ها، بسته به کاربری آنها (شامل عبور نفر، هوادهی و تهویه، انتقال تأسیسات، مخزن ضربه‌گیر و .....) متغیر است. شفت‌هایی که در واریزه‌ها حفاری شوند، غالباً کم‌عمق بوده و سطح مقطع آن شکل مستطیلی دارد. در صورتی که فضای کافی وجود داشته باشد، پیش‌بینی یک شیب تند ۱۰ درصد، در عمل مفیدتر از شفت قائم است. شفت‌هایی که برای کمک به تونل‌ها حفر می‌شوند، بهتر است حداقل قطر را داشته باشند. با توجه به کاربری (تخلیه مواد، انتقال وسایل و تجهیزات) قطر تیپ بین ۵ تا ۱۰ متر است. در صورت استفاده از تی.بی.ام قطر شفت باید در حدی باشد که بزرگ‌ترین قطعه یکپارچه دستگاه را بتوان از آن عبور داد. در غالب موارد، این قطر حدود دو سوم قطر تی.بی.ام است.

حفاری شفت‌ها، بسته به نوع سنگ و ابعاد آن می‌تواند توسط بیل مکانیکی، کلنگ بلدوزر یا در زمین‌های بهتر با استفاده از انواع ماشین‌های حفار از جمله اوگرها و حفارهای حلزونی که روی یک سامانه KELLY قرار گرفته‌اند انجام شود. با این سامانه می‌توان شفت‌های با قطر ۸ متر را تا عمق ۷۵ متر حفاری کرد. با تقویت سامانه و تأسیسات سرچاهی و حفار، می‌توان بازده کار را بیشتر نیز کرد.

حفاظهای مورد استفاده در حفاری شفت‌ها بسیار متنوع هستند که از این جمله (اگر مسئله آب زیرزمین وجود نداشته باشد) می‌توان شمع‌های کنار هم[2]، عناصر گرد طوقه‌ای و یا غلاف‌های استوانه‌ای، پوشش‌های بتنی پیش‌ساخته و دیواره‌های سپر فولادی را نام برد.

۴-۵-۱ *حفاری شفت در سنگ*

در صورتی که زمین در شرایط طبیعی پایدار باشد، حفاری[3] با استفاده از مته‌ها و متعلقاتی مانند جرثقیل یا دکل‌های سرچاهی (در سنگ‌های با مقاومت تا حدود ۱۵ مگاپاسکال) متداول است. با افزایش عمق شفت، ضمن برقو زدن و پس از نصب مهارها، بتن‌پاشی به عمل می‌آید. در شفت‌های عمیق، از گل حفاری نیز استفاده می‌گردد. در این مورد، غالباً غلاف فولادی مجهز به عناصر تقویتی در رویه بیرون و تزریق درجا به کار می‌رود. این روش، برای حفر شفت‌های به قطر ۲ متر و عمق تا ۱۰۰۰ متر مناسب است. با افزایش قطر، میزان و سرعت حفاری کاهش می‌یابد.

در صورتی که در زیر شفت مغار یا فضای حفر شده قبلی موجود باشد، روش مناسب حفاری این است که ابتدا یک چاهک از سطح زمین تا سقف مغار و سپس میله یا کابل حفاری از چاهک تا مغار فرستاده شده و سرمته از پایین (از سقف مغار) وصل شود. با پیشرفت حفاری، مصالح ریخته شده جمع‌آوری و از طریق تونل تخلیه می‌شوند. از این روش، در حفر شفت‌های غیرقائم نیز می‌توان استفاده کرد. روش سنتی و متداول استفاده از انفجار برای اجرای هر نوع شفتی در هر قطر و با هر عمق عملی

---

1 - Shafts
2 - Soldier piles
3 - Drilling

می‌باشد. مقطع مناسب برای شفت‌ها (از نظر پایداری‌ها در هنگام اجرا و ایمنی) دایره است. انفجار در شفت‌ها مشکل‌تر از مقاطع تونل است. معمولاً طول پیشروی (و عمق چال‌ها) کمتر و خرج ویژه بیشتر است. روش انفجار گوه‌ای در مورد شفت‌ها کارآمدتر است. در حفر شفت‌های عمیق، معمولاً از سامانه‌های بالابر مستقر در سر چاه استفاده می‌شود که بسته به عمق شفت، برای سهولت نقل ابزار و تجهیزات دو یا سه پاگرد یا طبقه پیش‌بینی می‌شود. پوشش تیپ شفت‌ها، بتن درجا است. فاصله بخش پوشش شده تا جبهه انفجار ۱۰ تا ۱۵ متر است. در شفت‌های بزرگ و سنگ نرم می‌توان از حفارهای کله‌گاوی استفاده کرد.

۶-۴ تیپ مقاطع تونل

مقاطع تیپ در تونل‌های هیدرولیکی دایره یا نعل اسبی می‌باشد. انتخاب تیپ مقطع به عملکرد مورد انتظار و روش‌های اجرایی بستگی دارد. در تونل‌های انتقال آب با قطرهای معمولی، مقطع دایره به علت امکان اجرا با روش‌های مختلف، کاربرد بیشتری دارد.

فصل پنجم - ملاحظات طراحی

۵-۱ مبانی و ملاحظات برای طراحی حفاظت‌ها

طراحی پایداری در سازه‌های زیرزمینی، به منظور پایداری و ایمنی حفاری‌های زیرزمینی در دوره‌های اجرا و بهره‌برداری انجام گرفته و باید تا زمانی که سازه زیرزمینی عملاً مورد استفاده است، همچنان نقش خود را ایفا نماید. سازه‌های زیرزمینی در کشورهایی مانند امریکا، انگلستان، کانادا و فرانسه بدون استاندارد خاص بوده و هر چند انجمن‌های متعدد ملی و بین‌المللی برای اجرا و طراحی وجود دارد، ولی استانداردهای خاصی در زمینه‌های طراحی حفاظت‌های موقت و دائم در دسترس نمی‌باشد. برخی طراحان، از کدهای سازه‌ای مانند ACI یا DIN استفاده کرده‌اند که چون این استانداردها ذاتاً برای سازه‌های روی زمینی تدوین شده‌اند، تنها بخش‌های محدودی از آنها بسته به مورد در سازه‌های زیرزمینی مورد استفاده قرار می‌گیرند.

در طراحی و محاسبه پوشش‌ها، علاوه بر شکست‌های ناشی از خمش و نیروی محوری، مودهای شکست متعدد دیگر باید بررسی شوند و از میان آنها تحلیل‌هایی که پایداری را تأمین نموده و اثر شکست را تخفیف دهد انتخاب شوند. سوء عملکرد به نوع سازه نیز بستگی دارد. به عنوان مثال اگر در یک تونل راه جریان نفوذی آب، سوء عملکرد تلقی می‌شود، همین اندازه نشت در تونل انتقال آب قابل قبول است.

۵-۱-۱ *تعاریف و مراحل طراحی*

۵-۱-۱-۱ ابتدا باید اهداف عملی پروژه تعیین و به خوبی معلوم شود. از این موارد ویژگی‌های هیدرولیکی و هندسی و زیست‌محیطی و همچنین محدودیت‌های تدارکات و بهره‌برداری و نگهداری می‌باشند.

۵-۱-۱-۲ داده‌های زمین‌شناسی و زیست‌محیطی، شامل ویژگی‌های موجب مودهای شکست و نیز اطلاعات اجتماعی و فرهنگی مؤثر بر محیط زیست می‌باشند. از جمله موارد اخیر می‌توان مسئله حریم، آلودگی‌ها و حساسیت در برابر نشست زمین را نام برد.

۵-۱-۱-۳ مودهای شکست: پیش‌بینی مودهای شکست احتمالی از جمله عوامل اجرایی و بی‌توجهی در دوره بهره‌برداری.

۵-۱-۱-۴ محاسبه حفاظ‌های موقت و دائم: حفاظ یا حفاظت‌های اولیه، سامانه‌ها و تجهیزاتی هستند که در دوره اجرا، مقطع سنگ‌بری (حفاری) شده را پایدار و ایمن نگه‌دارد. حفاظت‌های دائم، تجهیزاتی هستند که برای دوره بهره‌برداری، عملکرد مناسب را تأمین نمایند. حفاظت‌های موقت می‌توانند بخشی از حفاظت دائم و یا اساساً حفاظ دائم باشند (مانند عناصر پیش‌ساخته بتنی که بعد از حفر تونل با تی.بی.ام نصب می‌گردند).

۵-۱-۱-۵ اسناد قرارداد: فرآیند طراحی‌ها و توصیه‌های طراح در اسناد قرارداد منعکس می‌شود. در اسناد باید کلیه اطلاعات برای پیشنهاد دهندگان گنجانیده شود.

۵-۱-۲ انواع تونل‌ها و شفت‌ها

تونل‌های مورد بحث در این مجموعه، شامل تونل‌های انتقال آب برای نیروگاه‌ها، کنترل سیلاب و انحراف و سایر اهداف هیدرولیکی می‌باشد. سازه‌های هیدرولیکی زیرزمینی، گاه دارای سازه‌های آبشار یا شفت‌های بالا رونده تونل و آبگیرها و خروجی‌ها، تلاقی‌ها، سازه‌های انشعاب، سازه‌های استهلاک انرژی، مقاطع اندازه‌گیری جریان مانند ونتوری[1]، مقاطع کنترل رسوب، مخازن ضربه‌گیر، اطاق‌های شیرآلات و دریچه‌ها می‌باشند.

۵-۱-۲-۱ انواع جریان در سازه‌های هیدرولیکی زیرزمینی

جریان در سازه‌های هیدرولیکی زیرزمینی شامل جریان‌های آزاد و تحت فشار می‌باشد. محاسبات مقطع بر اساس زبری، در فصل هفتم تشریح شده و در این مبحث، کلیات رژیم‌های هیدرولیکی را مورد اشاره قرار می‌دهیم زیرا برای طراح سازه، آشنایی با نقش و عملکرد هیدرولیکی لازم است.

در جریان‌های آزاد، شیب طولی و سطح مقطع حایز اهمیت طراحی می‌باشند. در تونل‌های کوتاه با طول حدود ۱۰۰ متر یا کمتر، می‌توان تونل را بدون شیب طولی طرح کرد. در تونل‌های طولانی‌تر، حداقل شیب ۰/۰۰۰۱ (۰/۰۱ درصد) در نظر گرفته می‌شود تا زهکشی مسیر تونل امکان‌پذیر باشد.

در صورتی که بده جریان نسبت به سطح مقطع از حد معینی تجاوز نکند، جریان در تونل آزاد می‌باشد. در صورتی که در طول تونل، جریان‌های اضافی وارد تونل شوند و یا در حالت‌هایی که سطح مقطع یا شیب طولی عوض شود، کنترل هیدرولیکی برای اطمینان از شرایط جریان ضروری است. در تونل‌های با شیب تند و یا در شرایط کنترل در خروجی، ممکن است جهش هیدرولیکی اتفاق بیفتد که اگر انرژی این جهش زیاد باشد، می‌تواند بر پایداری سازه اثر بگذارد. بنابر این باید از بروز این شرایط جلوگیری نمود.

اگر مقدار بده در جریان آزاد از توانایی کشش مقطع بیشتر باشد، جریان تحت فشار ایجاد می‌گردد. جریان‌های تحت فشار ممکن است گذرا یا دائم باشند. در صورتی که در مقاطعی از جریان، فشار کمتر از فشار بخار آب باشد، خلاءزایی[2] بروز می‌نماید. برای جلوگیری از بروز این پدیده، باید کوشش نمود فشار منفی ایجاد نگردد.

۵ ۱ ۲ ۲ مقاطع کنترل هیدرولیکی، فشارهای گذرا[3]

مقاطع کنترل در سازه‌های انتقال، برای اندازه‌گیری شدت جریان و تثبیت سطح آب در بالادست یک مقطع معین، پیش‌بینی می‌شود. در طول تونل، شرایط مختلف جریان می‌تواند برقرار باشد. بده و عمق آب با استفاده از فاکتورهایی از جمله شیب طولی، هندسه مقطع و پوشش تونل و همچنین محل و موقعیت مقاطع کنترل (شامل دریچه‌ها، سرریزها، شیرآلات، آبگیرها و شوت‌ها) محاسبه می‌شود. بخش‌های تونل که در شرایط کنترل در ورودی قرار دارند، غالباً نیمه‌پر می‌باشند.

---

1 - Venturi Section
2 - Cavitation
3 - Transient Pressure

کنترل خروجی زمانی اتفاق می‌افتد که ورودی به مقطع خروجی بیشتر از توانایی مقطع خروجی باشد. مقاطع تحت تأثیر این شرایط پر یا نیمه پر می‌باشند. جریان در شرایط کنترل خروجی به ویژگی‌های هیدرولیکی در بالادست مقطع کنترل بستگی دارد.

فشارهای گذرا ناشی از جریان‌های غیر یکنواخت[1] در مقاطع بسته زمانی اتفاق می‌افتد که سرعت جریان تغییر پیدا می‌کند. از جمله عوامل ایجاد شرایط، تغییر میزان گشودگی شیرها و دریچه‌ها، قطع پمپ‌ها یا قطع برق، وقوع شکست در پوشش تونل و پر کردن خیلی سریع خطوط خالی انشعاب یافته از تونل می‌باشند. نوعی از فشارهای گذرا، ضربه آب (ضربه قوچ[2]) است. از دیگر صورت‌های فشارهای گذرا، می‌توان افزایش ورودی‌ها در بخش‌هایی از طول تونل، ورود یا خروج هوا و جهش هیدرولیکی را نام برد. در تحلیل‌های سازه‌ای برای حالت‌های فشارهای گذرا، ضرایب ایمنی کمتری مورد استفاده قرار می‌گیرند. موج و ضربه فشار ناشی از تبدیل آنی انرژی جنبشی به فشار می‌تواند فشارهای آنی مثبت یا منفی ایجاد نماید. شدت و سرعت حرکت امواج فشار، تابع مدول الاستیسیته مایع و جدار آبراهه می‌باشد. برای کاهش و کنترل ضربات فشاری آب از نصب مخازن ضربه‌گیر، کنترل زمان بسته شدن شیر (دریچه)، شیرهای تخلیه فشار و یا ترکیبی از این تمهیدات استفاده می‌شود. محاسبات ضربات فشار در تونل‌ها، باید توسط مهندس هیدرولیک انجام شود. در محاسبات اولیه و تقریبی، معمولاً میزان فشار ناشی از ضربه قوچ ۵۰ درصد بیش از فشار آب در شرایط بهره‌برداری منظور می‌شود.

۵-۱-۳-۳ *سرریزهای نیلوفری*

عوامل کنترل جریان در این مجموعه سرریزها، ناشی از کنترل بخش سرریز، کنترل مجرای آبگذر و اختلاف فشار[3] در بالادست و پایین‌دست می‌باشد. ظرفیت این نوع سرریز را معمولاً با قطر بخش نیلوفری محاسبه می‌نمایند. توصیه USBR بر این است که قطر تونل سرریز طوری محاسبه شود که هنگام عبور جریان طراحی ۷۵ درصد از مقطع تونل پر شود.

سرریزهای نیلوفری از نظر عملکرد هیدرولیکی، انواع مختلف دارند که برای دسترسی به اطلاعات بیشتر باید به مراجع مناسب هیدرولیکی مراجعه نمود.

۵-۲ مودهای شکست در تونل‌ها و شفت‌ها

مودهای شکست مربوط به دوره اجرا و دوره بهره‌برداری، قابل تبیین می‌باشد. برخی مکانیسم‌های شکست قابل مشاهده در دوره اجرا، اگر به خوبی کنترل و مهار نشده باشند، در دوره بهره‌برداری بروز می‌کنند. برخی از علل شکست مربوط به برخورد به مسائل هیدرولوژی یا عوامل تخریب کننده بوده و پاره‌ای دیگر بیشتر به شرایط مکانیکی و شیمیایی بستگی دارند.

---

1 - Unsteady
2 - Water Hammer
3 - Head

۵-۲-۱ مودهای شکست در تونل‌ها و شفت‌ها در دوره اجرا

۵-۲-۱-۱ شکست‌های محدود شده به سطوح شکست

سطوح شکست شامل درزه‌ها، شکستگی‌های بزرگ و کوچک، گسله‌ها و سطوح برشی هستند که عامل ایجاد ضعف در توده سنگ بوده و در هنگام اجرا، در راستای آنها برش اتفاق می‌افتد. وقوع شکست‌های برشی و کششی در این سطوح ضعیف، عمدتاً به هندسه حفاری بستگی دارد.

در سطوح لایه‌بندی، غالباً تنش‌های کششی وجود نداشته و یا مقدار آن کم است. مقاومت برشی روی این سطوح به بزرگی نیروی عمودی بستگی دارد و چون هنگام حفاری تونل، نیروهای عمودی کاهش یافته یا حذف می‌شود. مقاومت برشی به مقدار قابل توجهی کم خواهد شد. بدیهی است تغییرات مقاومت به موقعیت و امتداد لایه‌بندی بستگی دارد. به این ترتیب، سطوح لایه‌بندی در جدار و سقف تونل‌ها نقاط ضعف برشی بالقوه می‌باشند.

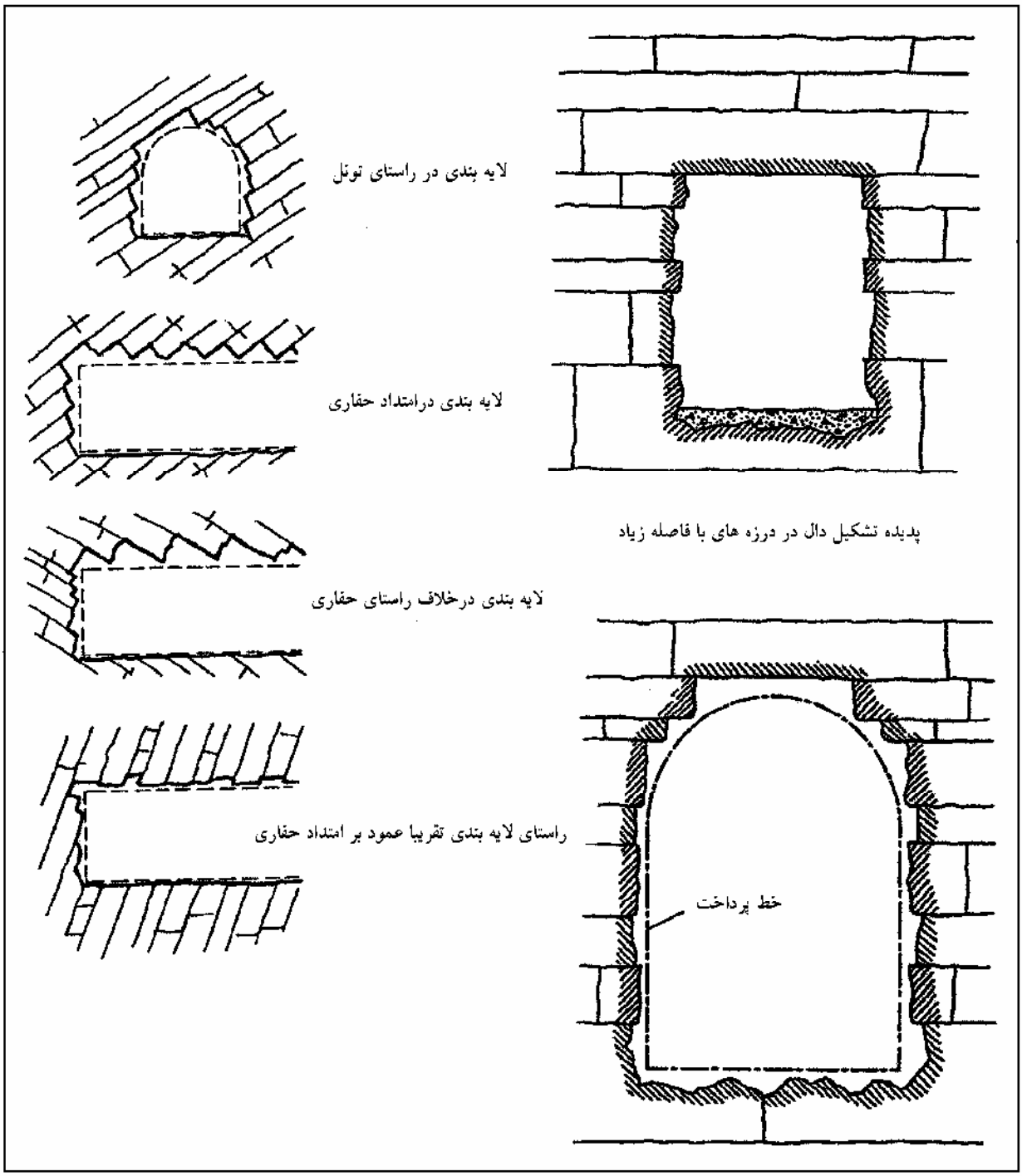
لایه‌های شیل در تشکیلات ماسه سنگی یا آهکی بدواً مقاوم هستند ولی برداشتن بار و ترکیب آن با هوازدگی در مدت چند ساعت تا چند روز این لایه‌ها را سست نموده و مقاومت کششی و برشی آنها کاهش می‌یابد. در این موارد، پس از چند روز، سقوط سنگ محتمل است.

سطوح درزه و شکست، بدون مقاومت کششی هستند مگر اینکه با رسوبات بعدی پر شوند. مقاومت برشی درزه‌ها به عوامل چندی از قبیل: میزان گشودگی درزه، نوع پر کننده، زبری درزه به طور موضعی و مواج بودن در مقیاس بزرگ‌تر، مقاومت دیواره درزه (که خود تحت تأثیر هوازدگی است) و وجود آب بستگی دارد.

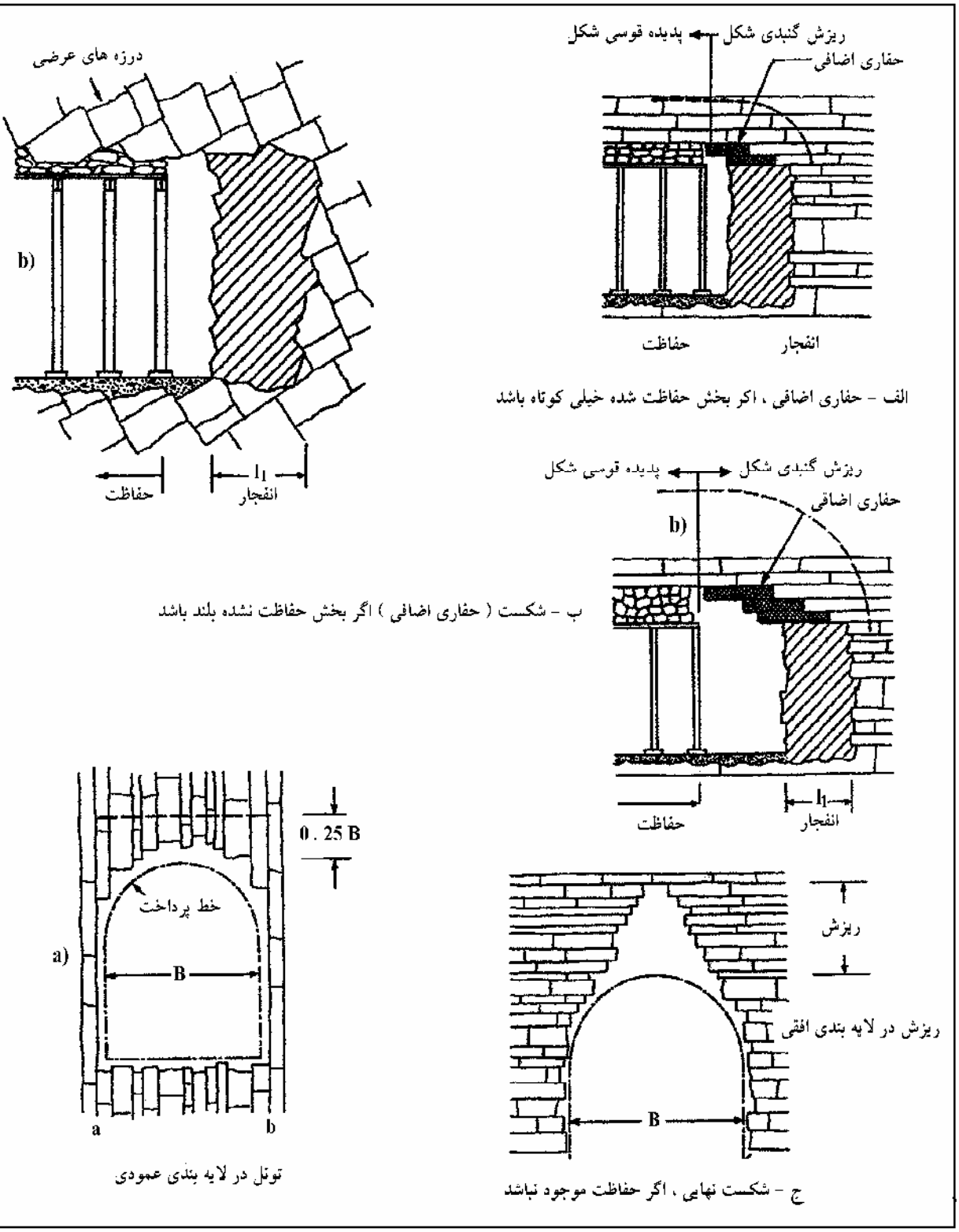
وجود یک راستای درزه، غالباً سبب سقوط سنگ نمی‌شود بلکه برای ایجاد یک بلوک لق، سه راستای درزه لازم است. در وجود دو راستای درزه یا شکستگی، اگر بر اثر وزن بلوک سنگ، شرایط طره ایجاد شود، بر اثر افزایش کشش، شکست اتفاق می‌افتد. در شکل ۵-۱ راستاها و سامانه‌های درزهٔ مؤثر بر پایداری مغار یا مقطع حفاری شده نشان داده شده است.

در صورت داشتن اطلاعات کافی از سامانه درزه، در اطراف مغار با استفاده از روش‌های مختلف از جمله روش‌های ترسیمی یا تئوری بلوک[1] (گودمن و شی ۱۹۸۵[2]) پایداری بلوک‌های سنگ تعیین می‌شود. در مورد تونل‌های طولانی، داشتن این اطلاعات مشکل است. با معلوم بودن راستای درزه و تخمین فواصل درزه‌ها می‌توان پتانسیل‌های سقوط سنگ را به صورت تقریبی برآورد کرد و حفاظهای مورد نیاز را محاسبه نمود. در تونل‌هایی که حفاری با انفجار انجام شده، درزه‌های جدید ایجاد می‌شود، ضمن اینکه درزه‌های موجود ضعیف‌تر می‌شوند نیاز به حفاظت بیشتر می‌گردد.

1 - Block Theory
2 - Goodman & Shi 1985



شکل ۵-۱- نمونه‌ای از سطوح شکست



ادامه شکل ۵-۱- نمونه‌ای از سطوح شکست

۵-۲-۱-۲ تنش‌های شکست در توده سنگ

قبل از اجرای حفاری، تنش‌های موجود در توده سنگ در حال تعادل هستند. حفاری مغار (تونل) سبب حذف تنش‌های عمود بر دیواره‌های حفاری می‌شود در حالی که همین مسئله سبب افزایش تنش‌های مماسی نیز خواهد شد. مقدار تنش‌های مماسی پس از حفاری به خواص سنگ و چگونگی توزیع آن در توده سنگ مجاور بستگی دارد. اگر تنش از مقاومت سنگ بیشتر شود، شکست ایجاد می‌گردد. در سنگ‌های پلاستیک (مانند شیل‌ها) و همچنین در رس، بدون اینکه یکپارچگی سنگ از بین برود، شکست‌هایی ایجاد می‌شود و این محدوده‌های شکست، بار را به بخش سنگ سالم منتقل می‌کند. در سنگ‌های مطبق که توسط پیچ‌سنگ یا بتن‌پاشی در موقعیت خود تثبیت می‌شوند، شکست همراه جابه‌جایی‌های کم ایجاد می‌شود و گاه شکست‌های جدید نیز اتفاق می‌افتد. البته بار به بخش‌های دورتر که از سنگ سالم تشکیل شده‌اند منتقل می‌گردد، و در صورتی که سنگ تثبیت نشده باشد، لقی‌هایی ایجاد خواهد شد که به مبادله تنش‌ها منجر می‌گردد. در سنگ‌های قوی‌تر، در صورتی که تُرد باشند، ترک و لقی ایجاد می‌شود. سنگ‌های خیلی قوی، قبل از شکست مقدار قابل توجهی انرژی الاستیک ذخیره می‌کند که گاه سبب ترکیدن سنگ خواهد شد. مقاومت سنگ دست‌نخورده و سنگ‌های ترک‌خورده، به تنش‌های اولیه موجود در آن بستگی دارد و مانند رفتار خاک در شرایط اصطکاکی با افزایش تنش‌های محیطی، مقاومت افزایش می‌یابد. در اطراف حفره، تنش‌های محیطی (تنش اصلی حداقل) در جهت شعاعی می‌باشد که در دیواره حفاری بدون پوشش مقدار آن صفر است. وقتی دیوار حالت منحنی دارد، مقدار آن به سرعت افزایش می‌یابد. به این ترتیب بیشترین تنش غالباً در اطراف منحنی‌های تیز متمرکز است (مانند گوشه‌های پایین تونل‌های نعل اسبی).

۵-۲-۱-۳ مودهای شکست ناشی از کانی‌ها

برخی مودهای شکست، از ویژگی کانی‌ها متأثر هستند. شیل‌های استحکام نیافته، مارن‌ها و مارن‌های شیلی و لایه‌های مارن درون سنگ‌های آهکی، وقتی تحت اثر رطوبت هوا قرار می‌گیرند وا می‌روند. این پدیده همراه رهایی تنش‌ها و در پروسه خشک شدن و خیس شدن اتفاق می‌افتد. در رس‌های اشباع، هنگام برداشتن بار فشار منفی ایجاد می‌شود. رس‌های دوران سوم در اروپا، معمولاً فشاری بیش از وزن سر بار روی پوشش تونل وارد می‌کنند، زیرا فشار افقی برجای مؤثر بر آنها بیش از تنش‌های عمودی می‌باشد. تجربه نشان داده است که میزان تورم در رس یا شیل‌های رسی به میزان سیمانی شدن قطعات بستگی دارد. تا امروز، قاعده عمومی برای این رس‌ها تدوین نشده است. رس‌های غیر اشباع می‌توانند در حفاری تونل‌ها مسائلی جدی ایجاد نمایند.

۵-۲-۱-۴ شکست پوشش دائمی بر اثر بارهای خارجی

پوشش بتنی تونل‌ها ممکن است ترک بخورد ولی تا زمانی که عملکرد مورد انتظار را دارد، خراب شده تلقی نمی‌گردد. تنش‌ها و کرنش‌ها آنقدر که ناشی از اندرکنش سنگ و پوشش تونل می‌باشند، متأثر از بارها نیستند.

۵-۳ مسلح کردن اولیه زمین

عناصر این نوع تقویت، شامل میلگردهای بدون کشیدگی (در موارد معدودی مهارهای کشیده شده) است. در این روش‌ها، از نظر عملکرد، به توده سنگ کمک می‌شود تا قبل از اینکه تمامی وزن سنگ رها شود، وزن آن با مهار گرفته شده و مقاومت لازم در سنگ ایجاد گردد. در گزینه‌هایی از قبیل پوشش بتن یا قاب‌ها و مجموعه‌های فولادی، از حرکت توده سنگ جلوگیری شده و در واقع تکیه‌گاه خارجی برای سنگ ایجاد می‌شود. محاسبات و روش‌های متداول برای محاسبه عناصر تقویت کننده در ادامه مطلب خواهد آمد. ابتدا انواع مهارها معرفی می‌شود؛ سه گروه عمده از مهارها به قرار زیر وجود دارند (Stilberg 1983):

- مهاربندهای مکانیکی (پیچ‌سنگ‌ها)[1]،
- میل مهارهای تزریق شده[2]، و
- میل مهارهای اصطکاکی[3].

انواع میل مهارها و مهاربندها در پیوست شماره ۳ نشان داده شده‌اند. برای مهارهای معمولی و کوچک، از حفاری‌های معمولی استفاده می‌شود. در تونل‌هایی که در حفر آنها از دستگاه جامبو استفاده می‌شود، با تغییرات لازم در مته یا متقاب، چال‌های مورد نیاز حفر می‌شوند.

در مورد مهارهای با ماده تزریقی از نوع رزین، میله با پیچانیدن وارد لوله محافظ رزین شده و دو مؤلفه رزین با هم مخلوط و ترکیب می‌شوند. طبعاً با توجه به انواع رزین‌ها، در این زمینه باید توصیه سازندگان رزین‌ها را مراعات کرد.

در میل مهارهایی که از دوغاب سیمان استفاده می‌شود، چگونگی نصب مانند حالت پیشین است با این تفاوت که ماده سیمان، با پمپ داخل چال تزریق می‌شود. در ضمن دوغاب را به وسیله یک غلاف، داخل چال وارد می‌نمایند.

مهارها ابتدا به صورت آزاد نصب شده و پس از سفت شدن دوغاب کشیده می‌شوند. مهار با آچار یا با جک هیدرولیکی تثبیت می‌گردد. برتری رزین‌ها این است که گیرایی سریع‌تری دارند.

در تونل‌ها غالباً مهارها را بدون کشیدن نصب می‌کنند و زمانی که توده موجب بار یا تنش، می‌خواهد به مهار اثر کند، آنرا سفت می‌کنند. مهارهای چاکدار یا سولکس، از آنجا که پیش‌تنیدگی ندارند، به این صورت نصب می‌شوند. در مواردی، پیش کشیدن مهار لازم است، که از آن جمله مواردی است که نیروی عمودی وارد بر سطح شکستگی باید افزایش یافته و بلوک سنگ یا گوه استحکام پیدا کند.

در انتهای مهارها معمولاً یک صفحه سخت (ورق رویه) و سپس واشر و مهره نصب می‌شود. پس از نصب مهار، آزمایش آنها لازم است. آزمایش معمول، آزمایش کشیدن[4] است. کشش توسط جک تا حدی که جابه‌جایی یا تنش در آن به حد مورد نظر رسد، انجام می‌گردد.

۵-۴ طراحی حفاظهای موقت

حفاظهای موقت اندکی پس از حفاری تونل‌ها نصب می‌شوند تا حفاری ایمنی لازم را قبل از اجرای پوشش یا حفاظهای دائمی کسب کند. حفاظت‌های موقت، گاهی به عنوان قسمتی از حفاظت دائم عمل می‌کند. بنابراین حفاظت‌های موقت از دو نظر

---

1 - Mechanically Anchored Rock Bolts
2 - Grouted Bars (Dowels)
3 - Friction Dowels
4 - Pull-out

عملکرد "مقطعی" یا "دائم" انتخاب می‌شوند. با توجه به تغییرات مصالح زمین‌شناسی، محاسبات حفاظ‌های موقت دارای دقت زیادی نیست بلکه انتخاب آنها بر اساس چند اصل صورت می‌گیرد. در انتخاب حفاظ‌های موقت، سه متدولوژی وجود دارد که دست‌کم یک روش از این میان مورد استفاده قرار می‌گیرد:

- دستورالعمل‌های تجربی، مبتنی بر تجارب گذشته،
- روش‌های تحلیلی نظری یا نیمه نظری بر اساس یک یا چند مود رفتاری، و
- روش بنیادی شامل تعریف مودهای شکست و طرح عناصر مقاوم در برابر مودهای گفته شده؛ که روش اخیر در فصل ۶ و روش‌های متداول تجربی در زیر آمده‌اند.

۵-۴-۱ روش‌های تجربی حفاظت‌های موقت

حفاظت موقت، پیش از این به صورت تجربی اجرا می‌شد و اگر شکست اتفاق می‌افتاد، حفاظت‌های قوی‌تر به کار برده می‌شد. نخستین بار، کارل ترزاقی (۱۹۴۶) محاسبات را فرموله کرد. با تعیین RQD بین بارگذاری ترزاقی و RQD رابطه همبستگی ایجاد گردید. از طرف دیگر RQD یکی از مبانی طبقه‌بندی ژئومکانیکی سنگ است. طبقه‌بندی‌ها شامل RMR یا طبقه‌بندی سازه‌ای سنگ به تعریف بینیاوسکی[1] و Q به تعریف انستیتوی ژئوتکنیک نروژ[2] (بارتون، لین و لوند) بوده است. روش دیگر طبقه‌بندی زمین در این رابطه RSR (طبقه‌بندی سازه‌ای ویکام، تیدمن و اسکینر)[3] می‌باشد.

۵-۴-۱-۱ روش ترزاقی

در روش ترزاقی، بار سنگ روی مغار (تونل) محاسبه می‌شود. این روش در مورد تونل‌هایی است که حفاری آنها با انفجار صورت گرفته و حفاظت‌های موقت از نوع قاب (فولادی یا چوب‌بست) می‌باشد. مشروح این روش و مفروضات مربوطه در پیوست شماره ۴ بیان شده است. در جدول پ- ۴-۱ طبقه‌بندی ترزاقی بر مبنای ارتفاع سر بار و عدد RQD ارائه گردیده است.

۵-۴-۱-۲ طبقه‌بندی ساختمانی سنگ‌ها به روش RSR

این روش در سال ۱۹۷۲ توسط ویکام، تیدمن، اسکینر تدوین شد. ابتدا عنوان آن رده‌بندی عددی توده سنگ بود. عوامل زمین‌شناسی مؤثر در این رده‌بندی تیپ سنگ، چگونگی گسترش و آرایش درزه‌ها (فاصله میانگین درزه‌ها)، راستای درزه‌ها (شیب و راستا)، نوع شکستگی‌ها، گسله‌های عمده، بریدگی‌ها و چین‌خوردگی‌ها، ویژگی‌های ماده سنگ، هوازدگی و دگرگونی (آلتراسیون) می‌باشند. برخی از این ویژگی‌ها به صورت‌های مختلف در هم ادغام شدند. عوامل اجرایی عبارتند از قطر تونل، امتداد حفاری (در مقایسه با شکستگی‌ها) و روش حفاری. به طوری که در جدول پ -۴-۳ نشان داده شده، تمامی این پارامترها در هم ادغام و عدد RSR جمع پارامترهای A، B و C است. نظر به این که هنگام حفاری با دستگاه تی.بی.ام سنگ کمتر صدمه می‌بیند، مقادیر RSR طبق ضرایب نشان داده در شکل پ -۴-۳ اصلاح می‌شود. در پیوست‌های این فصل بارهای مؤثر سنگ روی طاق تونل بر حسب مقادیر RSR نشان داده شده است.

---

1 - Rock Mass Rating (Bieniawski 1979)
2 - Norwegian Geotechnical Institiue,s "Q" System (Barton, Lein and Lunde 1971)
3 - Rock Structure Rating (RSR), (Wickhams, Tiedmann & Skinner 1974)

۵-۴-۱-۳ طبقه‌بندی ژئومکانیکی (سامانه RMR)

این روش که در سال ۱۹۷۹ توسط بیناوسکی تدوین شد، از پارامترهای زیر استفاده می‌کند:

- مقاومت فشاری تک محوری،
- RQD،
- فاصله درزه‌ها یا ناپیوستگی‌ها،
- شرایط درزه‌ها،
- شرایط آب زیرزمینی، و
- راستای درزه‌ها یا ناپیوستگی.

در جدول پ - ۴-۴ آخرین اجزای این طبقه‌بندی نشان داده شده است. در بخش A پنج پارامتر اصلی و محدوده آنها و در بخش B شرایط ناپیوستگی‌ها و موقعیت آنها نسبت به تونل تعریف شده است.

در بخش A پنج پارامتر بنیادی و دامنه تغییرات آنها که به شرایط توده سنگ بستگی دارند آورده شده، از جمع کردن امتیازات این پنج پارامتر، عدد یا امتیاز پایه‌ای RMR به دست می‌آید. در مرحله B تغییراتی که به علت راستای درزه‌ها نسبت به امتداد تونل باید منظور شود انجام می‌گردد. در مرحله C طبقه‌بندی عمومی توده سنگ به دست می‌آید. حدود تغییرات کیفی سنگ از خیلی خوب تا خیلی ضعیف متغیر است. در مرحله D مدت زمان پایداری مقاطع حفاری شده تونل و همچنین چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی تخمین زده می‌شود.

رابطه دیر در سال ۱۹۸۳ توسط یونال[1] برای تخمین ارتفاع سر بار سنگی ارائه شده است.

$$H_b = (۱ - \frac{RMR}{۱۰۰})B$$

در این رابطه، B عرض تونل است.

از جمله روابط دیگری که بین RMR و مدول تغییر شکل سنگ برجا تهیه شده، رابطه تجربی بینیاوسکی، سرافین و پریرا[2] است که در شکل پ -۴-۵ نشان داده شده است. برای مقادیر RMR<50 پریرا با استفاده از برازش‌ها رابطه زیر را معرفی کرد:

$$E_M = ۱۰ (\frac{RMR}{۴۰} - ۰/۲۵)$$

۵-۴-۱-۴ طبقه‌بندی توده سنگ‌ها به روش Q

با توجه به مفصل بودن این روش، کلیه مطالب مربوط به آن در پیوست شماره ۴ ارائه می‌شود.

---

1 - Unal
2 - Serafin – Pereira, 1983

فصل ششم - تحلیل‌های ژئومکانیکی

۶-۱ کلیات

پایداری مغارها و حفاری‌های زیرزمینی و حفاظت آنها، به رفتار ژئومکانیکی توده سنگ بستگی دارد. در فصل قبل، برای حفاظت مغارها روش‌های تجربی و نیمه‌تجربی تشریح شد ولی محاسبات دقیق پایداری در این فصل ارائه می‌گردد. محاسبه پارامترهای ژئومکانیکی و روش‌های مختلف، علاوه بر ویژگی‌های سنگ و محیط میزبان، به روش‌های اجرا نیز بستگی دارد. امروزه، پیشرفت‌های مکانیک سنگ روندی سریع دارد که از این میان تغییرات معیار شکست توسط هوک و براون را می‌توان نام برد. فصل حاضر، به ویژگی‌های ژئومکانیکی و متدولوژی‌های محاسباتی می‌پردازد و در فصل بعد، محاسبات پوشش‌های دائمی تونل‌ها مورد بحث قرار خواهد گرفت.

۶-۲ روابط تنش - کرنش

۶-۲-۱ *شرایط الاستیک*

طبعاً محیط الاستیک، متداول‌ترین و آسان‌ترین نظریه موجود در رفتار مصالح است. در مصالح الاستیک، کرنش‌ها آنی بوده و کاملاً قابل برگشت می‌باشند. مصالح تئوریک در این گروه، الاستیک خطی، ایزوتروپ و همگن است. در مورد سنگ، گاهی می‌توان از شرایط الاستیک نیز استفاده کرد. اگر ماده الاستیک، ایزوتروپ، همگن در جهت محور تحت تأثیر تنش σx قرار گیرد، کرنش‌های آن به ترتیب زیر است:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} \qquad \varepsilon_y = \varepsilon_z = -\nu\frac{\sigma_x}{E}$$

در روابط بالا:

σ_x= تنش در جهت x،

ν = ضریب پواسون، و

E= مدول الاستیسیته.

با توجه به اصل جایگزینی، روابط تنش ـ کرنش در سه امتداد اصلی به صورت زیر خواهند بود:

$$\varepsilon_x = \left((\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)\right)/E$$
$$\varepsilon_y = \left((\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)\right)/E$$
$$\varepsilon_z = \left((\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)\right)/E$$

در حقیقت سنگ، رفتار الاستیک خطی نداشته و منحنی تنش ـ کرنش در تنش‌های پایین (به علت بسته شدن ترک‌های موئین) دارای شیب تند و در تنش‌های بالا (نزدیک تنش گسیختگی) شیب ملایم‌تر می‌باشد. برای تعیین مدولی واحد که رفتار سنگ را بتواند به ترتیب منعکس کند، روش‌های مختلفی وجود دارد که از جمله می‌توان موارد زیر را نام برد:

- مدول مماسی E_T در نقطه معینی از منحنی که غالباً این نقطه مانند ۵۰ درصد مقاومت حداکثر سنگ است،
- شیب متوسط بخش کم و بیش خطی منحنی تنش ـ کرنش، و
- مدول سکانت E_S که از تنش صفر تا درصد معینی از مقاومت ترسیم می‌شود.

از آنجا که ضریب پواسون در بخش‌های پایین منحنی‌های تنش ـ کرنش (مربوط به تنش محوری و جانبی) به شدت تحت تأثیر شرایط غیرخطی است، به توصیه ASTM، ضریب پواسون برابر است با نسبت شیب‌های منحنی‌های بارگذاری محوری به جانبی.

برای غالب سنگ‌ها، ضریب پواسون بین ۰/۱۵ تا ۰/۳ است. عدد متداول برای این ضریب ۰/۲۵ است. مدول الاستیسیته دامنه تغییر وسیعی دارد. به عنوان یک تخمین اولیه می‌توان آنرا ۳۵۰ برابر مقاومت تک محوری فرض کرد .(Judd Huber 1961). مقدار واقعی E برای توده سنگ برجا و نتایج آزمایشگاهی در سنگ‌های درز و ترکدار طبعاً متفاوت است. از سوی دیگر، هنگام نمونه‌گیری، از سنگ‌های خیلی ضعیف (با مقاومت تک محوری کمتر از ۳/۵ مگاپاسکال) دست خوردگی نمونه و باز شدن ترک‌ها موجب کاهش مقاومت و مدول الاستیسیته می‌گردد. بنابراین، برای پروژه‌های مهم، آزمایش تغییر شکل در توده سنگ، به صورت برجا انجام می‌شود. از جمله آزمایش‌های برجا برای تعیین مدول تغییر شکل و الاستیسیته، آزمایش‌های بارگذاری صفحه‌ای و آزمایش‌های دیلاتومتری را می‌توان نام برد.

۶-۲-۲ پارامترهای غیرخطی

اگر تنش در محدوده حفاری به اندازه‌ای افزایش یابد که شکست در توده آغاز شود، باید از روابط تنش- کرنش الاستوپلاستیک استفاده نمود. برای برخی سنگ‌ها، تغییر شکل‌های وابسته به زمان، ممکن است قابل توجه باشند. از این جمله‌اند: پتاس، هالیت و شیل‌ها. در این موارد، تغییر شکل‌های خزشی باید مورد توجه قرار گیرند. کابانس[1] رابطه مربوط به تغییر شکل یکنواخت در زمان، ناشی از بسته شدن درزه‌ها را بیان کرده و برای شیل‌ها، "لو، ین[2]" این پدیده را تعریف نموده‌اند. تعیین روابط وابسته به زمان، به علت مشکلات در انتخاب پارامترهای مقاومت سنگ و مدل کردن دقیق توده سنگ بدون اشکال نیست.

۶-۲-۳ مقاومت سنگ[3]

طبعاً مقاومت فشاری سنگ زیادتر از مقاومت برشی و کششی آن است. در شرایط تک محوری (بدون کمک تنش‌های جانبی) سنگ شکننده‌تر است. با افزایش تنش‌های محیطی، سنگ پایداری خمیری بیشتر پیدا می‌کند. در طبیعت، سنگ تحت تأثیر فشار جانبی است منتهی در برخی موارد از جمله در سطوح آزاد تونل، تنش‌های جانبی وجود ندارد.

مقاومت سنگ‌ها نه تنها به نوع کانی‌های تشکیل‌دهنده سنگ بستگی دارد بلکه به پارامترهای فیزیکی نظیر تخلخل و شیمیایی مثل میزان هوازدگی و آلتراسیون و همچنین وجود ریز ترک‌ها نیز در مقاومت سنگ‌ها مؤثر می‌باشد.

---

1 - Chabannes 1982
2 - Lo & Yune. 1981
۳- غالباً اصطلاح Rock Strength یا مقاومت سنگ به جای مقاومت فشاری به کار می‌رود.

۶-۲-۴ مقاومت تک محوری

این پارامتر یکی از متداول‌ترین مؤلفه‌های رفتار مکانیکی سنگ بکر است (از این عامل نباید به عنوان عامل شاخص در مقاومت توده سنگ استفاده کرد بلکه بیشتر، جایگاه آن به عنوان یک شاخص است که ویژگی‌های مقدماتی را بیان می‌کند).

مقاومت تک محوری تابع اندازه نمونه است. هوک و براون (۱۹۸۰) بین مقاومت تک‌محوری و قطر نمونه، رابطه زیر را تعریف کرده‌اند:

$$\sigma_c = \sigma_{c50} \times \left(\frac{50}{d}\right)^{0/18}$$

که در این رابطه:

σ_{c50} = مقاومت فشاری یک نمونه با قطر ۵۰ میلی‌متر، و

d = قطر نمونه.

معمولاً نمونه‌های اشباع، مقاومت کمتری دارند که علت آن انحلال ماده چسباننده و تولید فشار حفره‌ای در فضاهای مرتبط به هم می‌باشد.

۶-۲-۵ مقاومت کششی

در مغارها و سازه‌های زیرزمینی، مقاومت کششی اهمیت مقاومت فشاری را ندارد. مقاومت کششی غالباً به اندازه‌ای کم است که وقتی سنگ تحت اثر کشش قرار می‌گیرد، ترک‌ها عامل استهلاک کشش می‌باشند. مقاومت کششی به تقریب یک دهم تا یک دوازدهم مقاومت فشاری سنگ بکر فرض می‌شود. در سنگ‌های درز و شکافدار، درزه‌ها می‌توانند عاملی برای حذف نیروهای کششی توده سنگ باشند. در جدول ۶-۱ مقاومت کششی و برخی ویژگی‌های ژئومکانیکی انواع سنگ‌ها نشان داده شده است.

۶-۲-۶ تعریف معیار شکست موهر ـ کولومب[1]

الف – این معیار، معمولاً در شرایط تنش سه محوری مصداق دارد. در شرایط مورد نظر:

- شکست هنگامی اتفاق می‌افتد که تنش برشی در یک صفحه به حد مقاومت برشی برسد.
- مقاومت برشی روی هر صفحه، تابع تنش عمود بر صفحه است.
- مقاومت برشی مستقل از تنش‌های اصلی در شرایط غیر حدی است.

در شکل ۶-۱ ویژگی‌های تنش عمودی در مقابل تنش برش رسم شده است. در محدوده معینی از تنش عمودی، به عنوان یک تقریب تنش برشی با رابطه خطی زیر تعریف می‌شود:

$$\tau = c + \sigma_n \times tg\phi$$

1 - Mohr – Coulomb

بدیهی است در رابطه بالا، c = چسبندگی، و ϕ = زاویه اصطکاک داخلی است. مقاومت برشی سنگ بکر در آزمایشگاه از نمونه‌های سنگ بکر به‌دست می‌آید. به این ترتیب، اعدادی که به دست می‌آیند نشان‌دهنده وجود ترک یا ناپیوستگی‌ها در سنگ نمی‌باشند.

۶-۳-۷ معیار شکست هوک ـ براون

الف - برای بیان ویژگی غیرخطی منحنی برش و در نظر گرفتن ناپیوستگی‌های موجود در سنگ، در سال ۱۹۸۰ هوک و براون رابطه خود را که ترکیبی از ملاحظات نظری و نتایج آزمایش‌ها بود، تدوین نمودند. محدوده رابطه از تنش کششی تک محوری تا تنش‌های فشاری سه محوری متغیر است.

ب - رابطه هوک و براون به صورت زیر است:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c \times \sigma_3 + s \times \sigma_c^2}$$

که در آن:

σ_1 = تنش اصلی حداکثر در شکست،

σ_3 = تنش اصلی حداقل در شکست،

σ_c = مقاومت تک محوری سنگ بکر (در شرایط $\sigma_3 = 0$ و $S = 1$)، و

s,m - ثابت‌هایی هستند که تابع کیفیت و رفتار سنگ بوده و مربوط به حالتی است که تنش به حد نظیر نقطه شکست می‌رسد.

پ - در سال ۱۹۸۸ هوک و براون با استفاده از مقاومت توده سنگ‌های متفاوت در چندین پروژه، جدولی برای مقادیر ثابت در معادله، ارائه نمودند (جدول ۶-۲). رابطه تنش‌های برشی و عمودی در رابطه زیر صدق می‌کند.

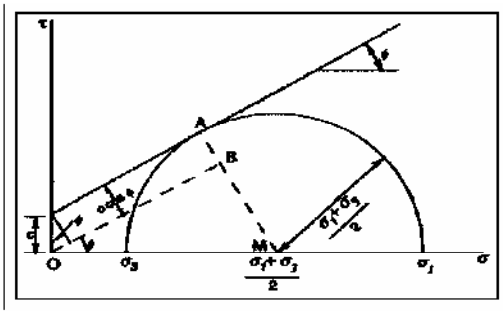
$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \times \sqrt{1 + m \times \frac{\sigma_c}{4\tau_m}}$$

$$\tau_m = 0/5(\sigma_1 - \sigma_3)$$

ت - پارامترهای ملاک شکست هوک و براون (m, s) برای سنگ بکر از برازش داده‌های آزمایشگاهی حاصل از آزمایش مقاومت فشاری محصور به معادله هوک و براون به‌دست می‌آید. برای تعمیم مقادیر m و s از سنگ بکر به توده سنگ روابط تجربی توسط هوک و براون با استفاده از طبقه‌بندی ژئومکانیکی ارائه شده است.

جدول ۶-۱- مقاومت کششی و برخی ویژگی‌های ژئومکانیکال انواع سنگ‌ها (نمونه مربوط به آمریکا)

تیپ سنگ	محل نمونه‌گیری	دانسیته Mg/m^3	مدول یانگ GPa	مقاومت تک‌محوری MPa	مقاومت کششی MPa
Amphibolite	کالیفرنیا	۲/۹۴	۹۲/۴	۲۷۸	۲۲/۸
Andesite	نوادا	۲/۳۷	۳۷/۰	۱۰۳	۷/۲
Basalt	میشیگان	۲/۷۰	۴۱/۰	۱۲۰	۱۴/۶
Basalt	کلرادو	۲/۶۲	۳۲/۴	۵۸	۳/۲
Basalt	نوادا	۲/۸۳	۳۳/۹	۱۴۸	۱۸/۱
Conglomerate	یوتا	۲/۵۴	۱۴/۱	۸۸	۳/۰
Diabase	نیویورک	۲/۹۴	۹۵/۸	۳۲۱	۵۵/۱
Diorite	آریزونا	۲/۷۱	۴۶/۹	۱۱۹	۸/۲
Dolomite	ایلینویز	۲/۵۸	۵۱/۰	۹۰	۳/۰
Gabbro	نیویورک	۳/۰۳	۵۵/۳	۱۸۶	۱۳/۸
Gneiss	آیداهو	۲/۷۹	۵۳/۶	۱۶۲	۶/۹
Gneiss	نیوجرسی	۲/۷۱	۵۵/۲	۲۲۳	۱۵/۵
Granite	جورجیا	۲/۶۴	۳۹/۰	۱۹۳	۲/۸
Granite	مریلند	۲/۶۵	۲۵/۴	۲۵۱	۲۰/۷
Granite	کلرادو	۲/۶۴	۷۰/۶	۲۲۶	۱۱/۹
Graywacks	آلاسکا	۲/۷۷	۶۸/۴	۲۲۱	۵/۵
Gypsum	کانادا	–	–	۲۲	۲/۴
Limestone	آلمان	۲/۶۲	۶۳/۸	۶۴	۴/۰
Limestone	ایندیانا	۲/۳۰	۲۷/۰	۵۳	۴/۱
Marble	نیویورک	۲/۷۲	۵۴/۰	۱۲۷	۱۱/۷
Marble	تنسی	۲/۷۰	۴۸/۳	۱۰۶	۶/۵
Phyllite	میشیگان	۳/۲۴	۷۶/۵	۱۲۶	۲۲/۸
Quartzite	مینه‌سوتا	۲/۷۵	۸۴/۸	۶۲۹	۲۳/۴
Quartzite	یوتا	۲/۵۵	۲۲/۱	۱۴۸	۳/۵
Salt	کانادا	۲/۲۰	۴/۶	۳۶	۲/۵
Sandstone	آلاسکا	۲/۸۹	۱۰/۵	۳۹	۵/۲
Sandstone	یوتا	۲/۲۰	۲۱/۴	۱۰۷	۱۱/۰
Schist	کلرادو	۲/۴۷	۹/۰	۱۵	–
Schist	آلاسکا	۲/۸۹	۳۹/۳	۱۳۰	۵/۵
Shale	یوتا	۲/۸۱	۵۸/۲	۲۱۶	۱۷/۲
Shale	پنسیلوانیا	۲/۷۲	۳۱/۲	۱۰۱	۱/۴
Siltstone	پنسیلوانیا	۲/۷۶	۳۰/۶	۱۱۳	۲/۸
Slate	میشیگان	۲/۹۳	۷۵/۹	۱۸۰	۲۵/۵
Tuff	نوادا	۲/۳۹	۳/۷	۱۱	۱/۲
Tuff	ژاپن	۱/۹۱	۷۶/۰	۳۶	۴/۳



C = چسبندگی در سنگ

ϕ = زاویه اصطکاک داخلی

شکل ۶-۱- معیار شکست بر پایه موهر کولومب

۶-۲-۸ معیار شکست هوک ـ براون تجدید نظر سال ۲۰۰۲ میلادی

۶-۲-۸-۱ چکیده

معیار شکست سنگ «هوک ـ براون» از سال ۱۹۸۰ در پروژه‌های متعددی در سطح دنیا مورد استفاده قرار گرفته است. علی‌رغم این که نتایج عملی استفاده از این معیار، عموماً رضایت‌بخش بوده، با این حال به سبب پاره‌ای ملاحظات از جمله نارسایی‌ها و تقریب‌ها، استفاده از این معیار در تحلیل‌های عددی و برنامه‌های تعادل حدی دشوار بوده که از جمله دشواری‌های کاربردی، پیدا کردن عدد مناسب به عنوان زاویه اصطکاک داخلی معادل و مقاومت برشی توده سنگ می‌باشد. در تجدید نظرهای بعدی که آخرین آن مربوط به سال ۲۰۰۲ می‌باشد، در جهت رفع اشکال بالا برآمده‌اند. آخرین تجدید نظر توسط آقایان ایورت هوک، کارلوس[1] ، کارانتزا[2] ، تورز[3] و برنت کرکوم[4] همراه یک برنامه نرم‌افزاری[5] برای حل معادلات و ترسیم نمودارهای لازم مربوطه ارائه گردیده که در زیر تشریح می‌گردد.

۶-۲-۸-۲ روابط اصلی

به طور خلاصه، معیار و معادلات مربوط به شکست توده سنگ ارائه شده توسط آقایان هوک و براون مبتنی بر بررسی نتایج نتایج شکست سنگ دست‌نخورده تُرد[6] و رفتارهای توده سنگ ترکدار (توسط آقای براون) قرار داشته که در شروع با ویژگی‌های سنگ دست‌نخورده شروع شد و سپس ضرایب کاهش ناشی از ویژگی‌های درزه‌ها روی آن اعمال گردید. در آخرین تجدید نظر، تدوین‌کنندگان تصمیم گرفتند معیارها را با طبقه‌بندی توده سنگ (RMR) مرتبط نمایند.

از جمله مواردی که به عنوان یک مشکل ژئومکانیکی با آن برخورد می‌گردید، محاسبات پایداری شیب شیروانی بود که به جای تنش‌های اصلی با تنش عمودی و مقاومت برشی ارتباط دارد. رابطه اولیه هوک و براون به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci}\left(m\frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s\right)^{0.5} \qquad (1)$$

در رابطه فوق:

σ'_1 ، σ'_3 = تنش‌های مؤثر جهات اصلی در هنگام شکست،

σ_{ci} = مقاومت تک محوری سنگ دست‌نخورده، و

s,m = ثابت‌های مصالح (در مورد سنگ بکر یا دست‌نخورده S= ۱ است).

---

1 - Carlos
2 - Carranza
3 - Turres
4 - Brent Corkum

۵- برنامه Roclab

6 - Brittle Intact Rock

ارتباط بین معادله (۱) و تنش‌های عمودی و برشی هنگام بروز شکست، توسط آقای بری[1] (توسط هوک و لوند و اوسار[2]) تعریف و گزارش شده‌اند. به نظر آقای هوک، اگر مقاومت برشی از ترسیم خط مماس بر منحنی موهر ـ کولومب در بخش فوقانی منحنی استخراج شود، اعداد به دست آمده خوش‌بینانه خواهند بود. روش مناسب در این زمینه اصلاح منحنی پوش تنش‌های اصلی موهر با اعمال ضریب متغیر "a" هست که از روش حداقل مربعات به دست می‌آید. به هر حال استفاده از عدد RMR در سنگ‌های ضعیف نتیجه مناسبی به دست نمی‌دهد که برای اصلاح این امر، ضریب GSI[3] توسط آقایان هوک، وود و شاه[4] و هوک، کایزر و باودن[5] معرفی گردید.

۶-۳-۸-۳ معیار تعمیم یافته هوک ـ براون

رابطه عمومی به صورت زیر است:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci}\left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s\right)^a \qquad (۲)$$

در رابطه (۲) بالا، mb ثابت کاهش یافته مصالح (mi) برای توده سنگ می‌باشد:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - ۱۰۰}{۲۸ - ۱۴D}\right) \qquad (۳)$$

در رابطه (۳) s و a ثابت‌های توده سنگ هستند که به نوبه خود از روابط زیر به دست می‌آیند:

$$s = EXP\left(\frac{GSI - ۱۰۰}{۹ - ۳D}\right) \qquad (۴)$$

$$a = \frac{۱}{۲} + \frac{۱}{۶}\left(e^{-\frac{GSI}{۱۵}} - e^{-\frac{۲۰}{۳}}\right) \qquad (۵)$$

که در این رابطه D ضریبی است تابع میزان تخریب توده سنگ بر اثر انفجار و رهایی تنش‌ها، که مقدار آن بین صفر (برای سنگ دست‌نخورده در توده سنگ برجا) تا ۱ (برای سنگ تخریب شده) می‌باشد.

مقاومت تک محوری مربوط به ($\sigma'_3 = ۰$) از رابطه (۲) به دست می‌آید:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \times s^a \qquad (۶)$$

---

1 - J.W.Bray
2 - Hook, Lond, Ucare
3 - GSI: Geological Strength Index
4 - Hoek, Wood, Shah
5 - Hoek, Kaiser, Bawden

جدول ۶-۲- روابط تقریبی بین نوع توده سنگ و ثابت‌ها جهت کاربرد در کارهای زیرزمینی

شـــــرح	سنگ‌های کربناته با سطوح کریستال‌های توسعه یافته دولومیت، سنگ آهک	سنگ‌های لایه‌دار آرژیلی گل سنگ، سیلت سنگ شیل و لوح (عمود بر صفحات جدائی)	سنگ‌های هوازده با کریستال‌های قوی و سطوح کریستال ضعیف و ماسه سنگ و کوارتزیت	پلی‌مینرال‌های ریزدانه سنگ‌های آذرین بلوری، آندزیت، دولویت، دیاباز، ریولیت	پلی‌مینرال‌های درشت‌دانه سنگ‌های آذرین و متامورف کریستالی آمفیبولیت، گابرو، گنایس، گرانیت، کوارتز، دیوریت
۱- نمونه‌های سنگ بکر نمونه‌های آزمایشگاهی فاقد ناپیوستگی Q = ۱۰۰ RMR = ۱۰۰	۷ ۱	۱۰ ۱	۱۵ ۱	۱۷ ۱	m=۲۵ S=۱/۰
۲- توده سنگ با کیفیت خیلی خوب با همبری و درهم رفتگی خیلی خوب نمونه دست نخورده، با درزه‌های هوانزده فواصل ۱ تا ۳ متر Q = ۱۰۰ RMR = ۸۵	۴/۱۰ ۰/۱۸۹	۵/۸۵ ۰/۱۸۹	۸/۷۸ ۰/۱۸۹	۹/۹۵ ۰/۱۸۹	m = ۱۴/۶۳ S = ۰/۱۸۹
۳- توده سنگ با کیفیت خوب با چند مجموعه درزه‌های با هوازدگی کم فواصل ۰/۳ تا ۱ متر Q = ۱۰ RMR = ۶۵	۲/۰۰۶ ۰/۰۲-۵	۲/۸۶۵ ۰/۰۲-۵	۴/۲۹۸ ۰/۰۲-۵	۴/۸۷۱ ۰/۰۲-۵	m = ۷/۱۶۳ S =۰/۰۲ -۵
۴- توده سنگ با کیفیت متوسط با چند مجموعه درزه‌هایی با هوازدگی کم فواصل ۰/۳ تا ۱ متر Q = ۱ RMR = ۴۴	۰/۹۴۷ ۰/۰۰۱۹۸	۱/۳۵۳ ۰/۰۰۱۹۸	۲/۰۳۰ ۰/۰۰۱۹۸	۲/۳۰۱ ۰/۰۰۱۹۸	m = ۳/۸۳ S = ۰/۰۰۱۹۸
۵- توده سنگ با کیفیت ضعیف با تعداد زیادی درزه، فواصل ۳ تا ۵۰ سانتی‌متر برخی درزه‌ها پر شده از خرده سنگ تمیز متراکم Q = ۰/۰۱ RMR = ۲۳	۰/۴۴۷ ۰/۰۰۰۱۹	۰/۶۳۹ ۰/۰۰۰۱۹	۰/۹۵۹ ۰/۰۰۰۱۹	۱/۰۸۷ ۰/۰۰۰۱۹	m =۱/۵۹۸ S = ۰/۰۰۰۱۹
۶- توده سنگ خیلی ضعیف درزه‌های به شدت هوازده متعدد، فواصل کمتر از ۵۰ میلی‌متر، با درزه پر شده از خرده سنگ ریزدانه Q = ۰/۰۱ RMR = ۳	۰/۲۱۹ ۰/۰۰۰۰۲	۰/۳۱۳ ۰/۰۰۰۰۲	۰/۴۶۹ ۰/۰۰۰۰۲	۰/۵۳۲ ۰/۰۰۰۰۲	m =۰/۷۸۲ S = ۰/۰۰۰۰۲

رابطه تجربی: $\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + S\sigma_c^2}$

σ_1: تنش اصلی حداکثر مؤثر

σ_3: تنش اصلی حداقل مؤثر

σ_c: مقاومت فشاری تک محوری سنگ بکر

S,m: ثابت‌ها

RMR: طبقه‌بندی CSIR

Q: طبقه‌بندی NGI

مقاومت کششی از رابطه (۷) به دست می‌آید:

$$\sigma_t = -\frac{s\sigma_{ci}}{mb} \qquad (۷)$$

فرمول (۷) از فرمول (۲) منتهی با شرط $\sigma'_۱ = \sigma'_۳ = \sigma_t$ به دست آمده است.

در رابطه جدید، برعکس معادله سابق GSI برابر ۲۵ نقطه عطف برای مقادیر s و a نبوده و پیوستگی این دو پارامتر ادامه دارد.

تنش‌های عمودی برشی که از تنش‌های اصلی (آقای بالمر Balmer) به دست می‌آیند، به صورت زیر خواهند بود:

$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_۱ + \sigma'_۳}{۲} - \frac{\sigma'_۱ - \sigma'_۳}{۲} \times \frac{\frac{d\sigma'_۱}{d\sigma'_۳} - ۱}{\frac{d\sigma'_۱}{d\sigma'_۳} + ۱} \qquad (۸)$$

$$\tau = (\sigma'_۱ - \sigma'_۳) \times \frac{\sqrt{\frac{d\sigma'_۱}{d\sigma'_۳}}}{\frac{d\sigma'_۱}{d\sigma'_۳} + ۱} \qquad (۹)$$

تغییرات تنش‌های اصلی با رابطه زیر تعریف می‌شوند:

$$\frac{d\sigma'_۱}{d\sigma'_۳} = ۱ + a \times m_b \times \left(m_b \times \frac{\sigma'_c}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-۱} \qquad (۱۰)$$

۶-۳-۸-۴ مدول تغییر شکل

مدول تغییر شکل با رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$E_m = \left(۱ - \frac{D}{۲} \right) \times \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{۱۰۰}} \times ۱۰^{\frac{(GSI-۱۰)}{۴۰}} \qquad (الف - ۱۱)$$

در رابطه بالا، E_m بر حسب گیگاپاسکال می‌باشد.

در صورتی که $\sigma_{ci} > ۱۰۰$ مگاپاسکال باشد، از رابطه زیر باید استفاده گردد.

$$E_m = \left(۱ - D/۲ \right) \times ۱۰^{\frac{(GSI-۱۰)}{۴۰}} \qquad (ب - ۱۱)$$

۶-۳-۸-۵ معیار شکست موهر - کولومب

از آنجا که نرم‌افزارهای متعددی در حال حاضر از پارامترهای مربوط به معیارهای شکست موهر ـ کولومب استفاده می‌کنند، پارامترهای معادل (برای زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی) و محدوده تنش‌ها باید معلوم باشد. با برازش یک رابطه متوسط خطی با منحنی تعریف شده در معادله (۲) برای محدوده تنش‌های اصلی کمتر که در شرط $\sigma_1 < \sigma_3 < \sigma'_{3max}$ صدق نماید (شکل ۶-۲)، این مقادیر به‌دست می‌آیند.

برازش بر اساس تساوی سطوح بالا و پایین نمودار موهر ـ کولومب استوار می‌باشند. معادلات زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی به صورت زیر می‌باشند:

$$\phi' = \mathrm{ArcSin}\left[\frac{6\times a\times m_b(s+m_b\times\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a)+6\times a\times m_b\times(s+m_b\times\sigma'_{3n})^{a-1}}\right] \qquad (12)$$

$$C' = \frac{\sigma_{ci}\left[(1+2a)s+(1+a)m_b\times\sigma'_{3n}\right](s+m_b\times\sigma'_{3n})^{a-1}}{\sqrt{(1+a)(2+a)}\sqrt{1+(6a\times m_b\times(s+m_b\times\sigma'_{3n})^{a-1}/(1+2a)(2+a)}} \qquad (13)$$

در رابطه بالا $\sigma'_{3n}=\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma_{ci}}$ می‌باشد.

برای مقادیر زیاد σ'_{3max} (تنش محدود کننده) که باید انطباق دو معیار موهر ـ کولومب و هوک ـ براون انجام شود، برای هر مورد σ'_{3max} باید محاسبه شود. مقاومت برشی در معیار موهرـ کولومب برای یک مقدار معین از σ (تنش عمودی) با معلوم شدن ϕ', c' از رابطه زیر به دست می‌آید:

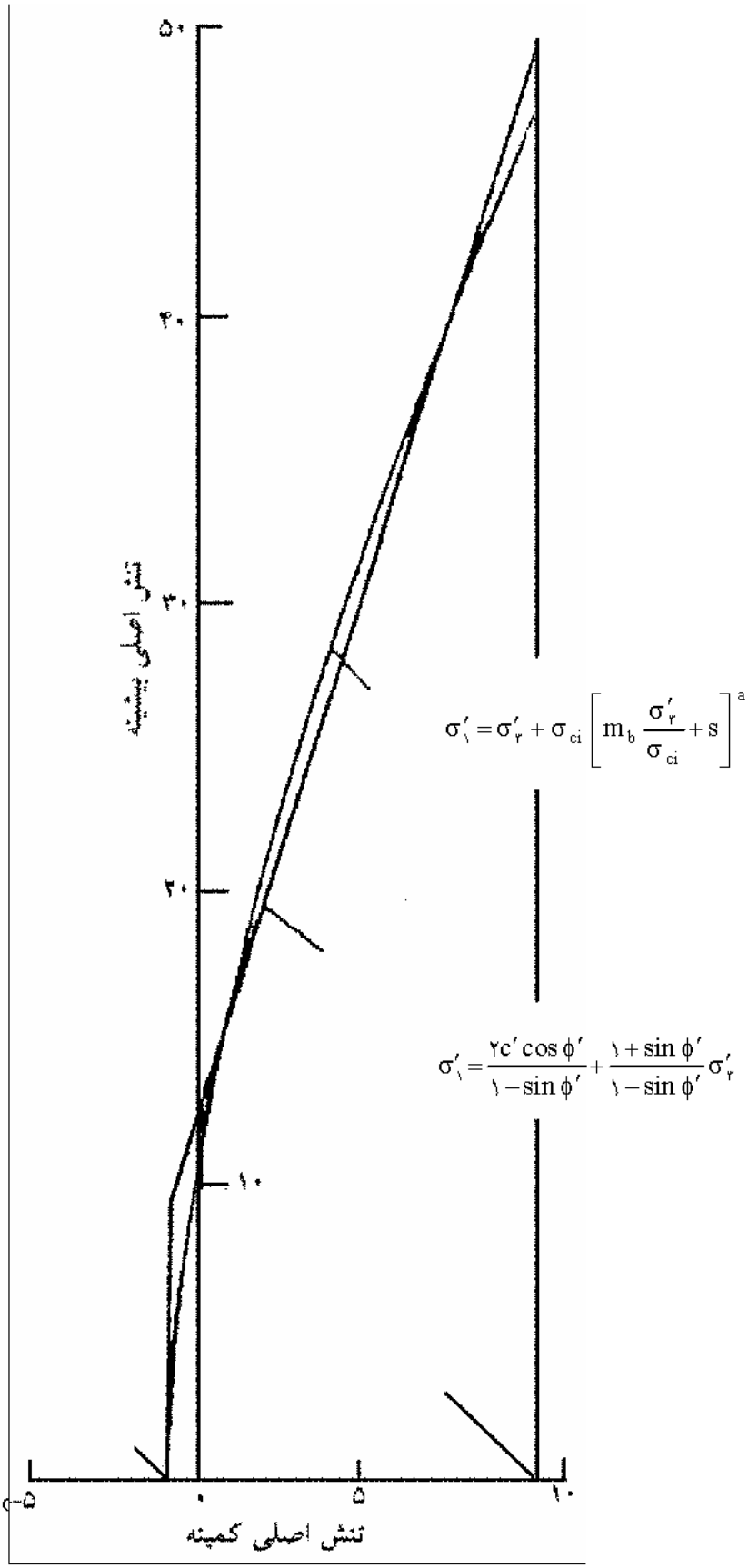
$$\tau = c' + \sigma\mathrm{tg}\phi' \qquad (14)$$

ترسیم نمودار براساس تنش‌های اصلی نشان‌دهنده σ'_1 خواهد بود که:

$$\sigma'_1 = \frac{2C'\mathrm{Cos}\phi'}{1-\mathrm{Sin}\phi'} + \frac{1+\mathrm{Sin}\phi'}{1-\mathrm{Sin}\phi'}\sigma'_3 \qquad (15)$$

۶-۳-۸-۶ مقاومت توده سنگ

مقاومت تک محوری توده سنگ از رابطه ۶ به دست می‌آید. ترک یا شکست، در مرز خاکبرداری (سنگ‌بری‌ها) زمانی آغاز می‌شود که تنش ایجاد شده از σ_c بیشتر شود و شکستگی از این محدوده‌ها تا مناطق تحت تأثیر دو تنش اصلی توسعه یابد و زمانی پایداری یا مقاومت در توده سنگ غلبه می‌نماید که مقاومت σ_c از تنش‌های σ'_1 و σ'_3 ایجاد شده بیشتر باشد. توضیح این که بسیاری از مدل‌های ریاضی، روند توسعه ترک را دنبال می‌نمایند.



شکل ۶-۲- رابطه بین تنش‌های اصلی بیشینه و کمینه برای معیارهای هوک – براون و موهر – کولومب

این جزییات در پایداری مغار یا جدار تونل حفاری شده هنگام طراحی سامانه‌های حفاظت قابل اهمیت می‌باشند. هر چند در مواردی رفتار عمومی توده سنگ بیشتر از جزییات مربوط به توسعه شکستگی یا ترک مورد توجه است که از جمله این موارد بررسی مقاومت یک ستون سنگی می‌باشد که در آن پایداری عمومی ستون بیشتر از میزان توسعه ترک اهمیت دارد. به این ترتیب، تعریف "مقاومت توده سنگ[1] " موضوعیت پیدا می‌کند که هوک و براون بر اساس رابطه موهر ـ کولومب، معادله زیر را برای آن پیشنهاد کرده‌اند:

$$\sigma'_{cm} = \frac{۲c' \times \cos\phi'}{۱ - \sin\phi'} \qquad (۱۶)$$

در رابطه (۱۶) ϕ', c' برای محدوده‌های تنش $\sigma_t < \sigma'_۳ < \frac{\sigma_{ci}}{۴}$ بوده و :

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \times \frac{(m_b + ۴s - a(m_b - ۸s)(\frac{m_b}{۴} + s)^{a-۱}}{۲(۱+a)(۲+a)} \qquad (۱۷)$$

۶-۳-۸-۷ محاسبه $\sigma'_{۳max}$

برای محاسبه مقادیر مناسب $\sigma'_{۳max}$ دو مورد قابل تبیین وجود دارند که عبارتند از تونل‌ها و شیب‌ها (شیروانی‌ها).

در مورد تونل‌ها، $\sigma'_{۳max}$ برای تونل‌های عمیق و کم عمق به دست می‌آید. در مورد شیروانی‌ها باید از محاسبه ضرایب پایداری و شکل و موقعیت سطح شکست استفاده نمود.

در مورد تونل‌های عمیق در راه حل بسته (که در محاسبات پوشش‌ها به آن پرداخته شده) هم برای شرایط تعمیم یافته هوک و براون و هم معیار موهر ـ کولومب محاسبات بسیار زیادی صورت گرفته تا مقدار $\sigma'_{۳max}$ نظیر منحنی ذاتی معادل به دست آید.

در تونل‌های کم عمق (که عمق تونل کمتر از ۳ برابر قطر تونل می‌باشد)، بررسی‌های عددی بسیار زیادی مربوط به نشست‌های سطحی و رابطه دقیقی که قابل مقایسه با روابط مربوط به تونل‌های عمیق باشند صورت گرفته است.

در شکل ۶-۳ نسبت $\frac{\sigma'_{۳max}}{\sigma'_{cm}}$ در برابر $\frac{\sigma'_{cm}}{\sigma_o}$ برای تونل‌های عمیق نشان داده شده، در روابط مورد بحث σ'_{cm} مقاومت توده سنگ (از رابطه ۱۷)، γ وزن مخصوص توده سنگ، H عمق تونل از سطح زمین و اگر تنش افقی بیشتر از تنش عمودی باشد تنش افقی به جای γH قرار داده می‌شود، رابطه جانشین به صورت زیر می‌باشد:

$$\frac{\sigma'_{۳max}}{\sigma'_{cm}} = ۰/۴۷\left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H}\right)^{-۰/۹۴} \qquad (۱۸)$$

رابطه (۱۸) مربوط به حالتی است که در اطراف مغار یک منطقه شکست ایجاد می‌شود ولی این منطقه به سطح زمین نمی‌رسد.

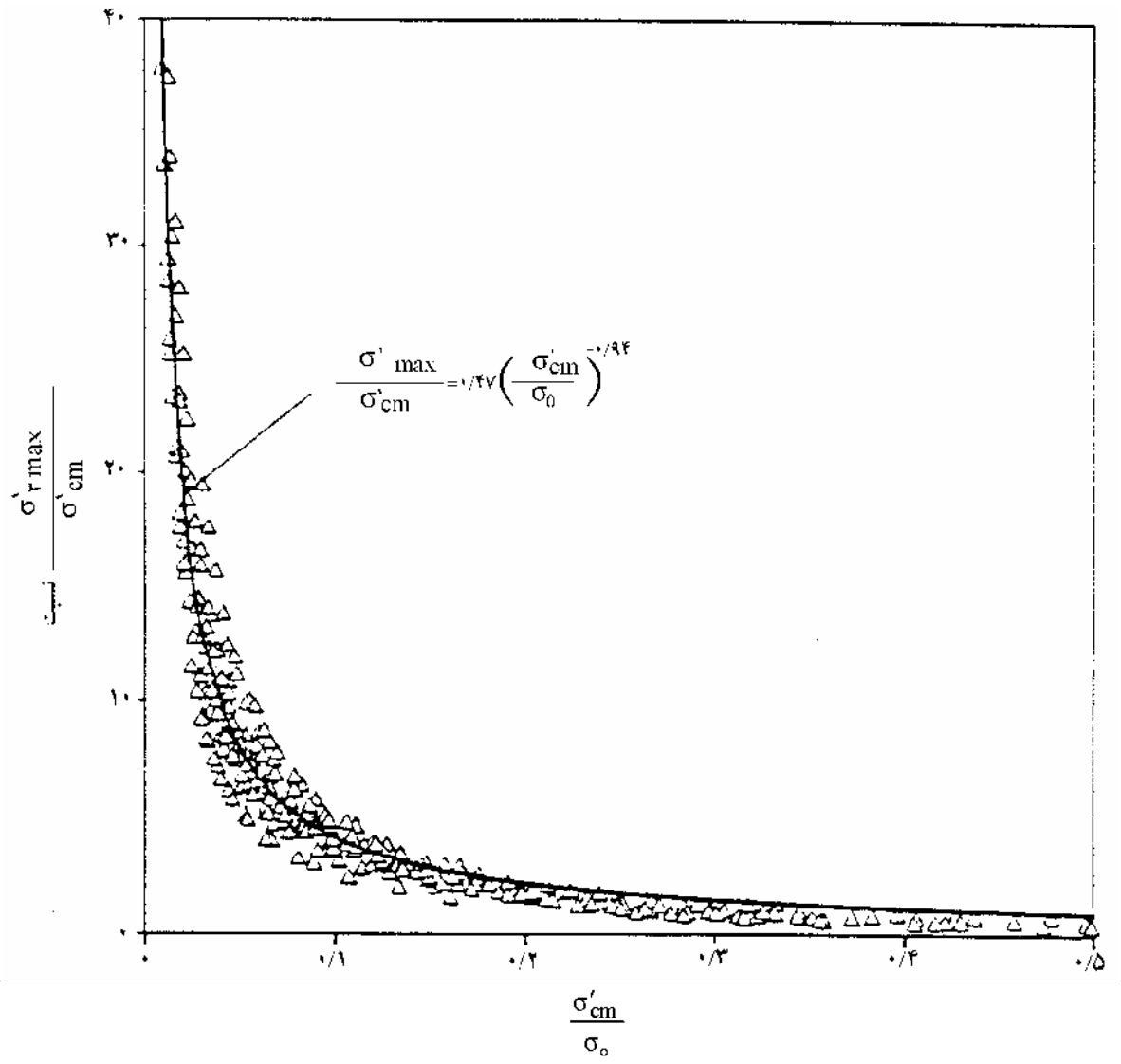
---

1 - Rock Mass Strength

در مورد شیروانی‌ها، برای حالت‌های بسیار زیادی از پارامترهای سنگی و دوایر لغزش، رابطه زیر توسط بیشاپ[1] به دست آمده است:

$$\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma'_{cm}} = 0.72\left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H}\right)^{-0.91} \qquad (19)$$

در رابطه بالا H ارتفاع شیروانی است.



شکل ۶-۳- نسبت مقاومت به تنش‌های برجا در سنگ $(\frac{\sigma'_{cm}}{\sigma'_c})$

1 - Bishop

۶-۳-۸-۸ برآورد ضریب تخریب "D"

محاسبات متعدد نشان داده که در محاسبه شیب شیروانی‌ها، در معادن با سطوح بسیار گسترده، استفاده از ویژگی شرایط دست‌نخورده (D=۰) نتایج خیلی خوش‌بینانه‌ای به دست می‌آید. آثار انفجارهای سنگین توده‌های سنگ خورد شده همچنین نشان داده که استفاده از ویژگی مربوط به تخریب (D =۱) در روابط ۳ و ۴ برای این نوع توده سنگ مناسب‌تر است.

مقایسه عددی فراوانی توسط اشخاص مختلف، نارسایی‌ها را در روابط هوک و براون نشان داده و اعمال ضرایب مناسب برای تخریب سنگ را نشان داده است. با این حال، به عنوان یک نتیجه‌گیری از کلیه بررسی‌ها، آقای هوک و همکاران، در صدد برآمده‌اند که اصولی برای برآورد ضریب تخریب "D" به دست آورند که نتیجه در جدول۶-۳ ارائه شده است.

اثر این ضریب، قابل توجه است. به عنوان مثال برای $\sigma_{ci}=۵۰MPa$ ، $M_i=۱۰$ و $GSI=۴۵$ در مورد تونلی در عمق ۱۰۰ متر که میزان تخریب سنگ در آن کم بوده (D=۰) زاویه اصطکاک اصلی معادل $\phi'=۴۷/۱۶^\circ$ و چسبندگی $c'=۰/۵MPa$ محاسبه گردیده، در حالی که برای شرایط مشابه یعنی تونلی در عمق ۱۰۰ متر و ضریب تخریب زیاد (D=۱) ، $\phi'=۲۷/۶۱^\circ$ و $c'=۰/۳۵MPa$ محاسبه شده است.

بنابراین، محاسب در انتخاب اعداد باید دقت کند و اگر نتایج به دست آمده متعارف نباشد، باید ضریب تخریب تغییر داده شود. انتخاب GSI با استفاده از شکل ۶-۴ عملی می‌باشد.

تغییرات و تکامل رابطه هوک ـ براون در جدول ۶-۴ آمده‌اند.

۶-۳ شرایط تنشی طبیعی

قبل از مبادرت به حفر تونل یا مغار، در توده سنگ، تنش‌های طبیعی وجود داشته و به عنوان تنش‌های موجود در محیط در تحلیل‌ها تلقی می‌شوند. مقدار و راستای این تنش‌ها با توجه به وزن لایه فوقانی و تاریخچه زمین‌شناسی توده سنگ معین می‌شود. جهت تنش‌های اصلی، غالباً عمودی و افقی و در هر صورت مقادیر نسبی و امتداد آنها از آخرین جابه‌جایی یا تغییر شکل توده متأثر می‌باشد.

آگاهی از تنش‌های طبیعی مهم است زیرا این تنش‌ها به طوری که گفته شد در تحلیل‌ها به عنوان شرایط موجود در نظر گرفته می‌شوند. هر چند مقادیر تقریبی این تنش‌ها براساس دستورالعمل‌های ساده امکان‌پذیر است اما برای سازه‌های مهم تنها روش دقیق اندازه‌گیری‌های برجا است.

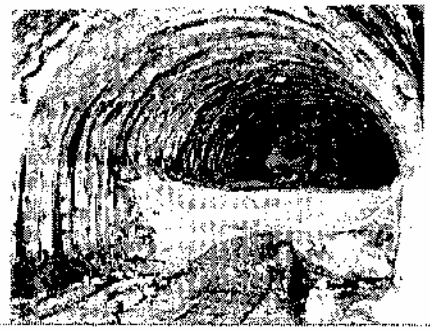
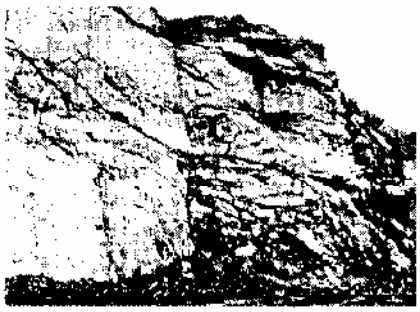
۶-۳-۱ تنش عمودی برجا

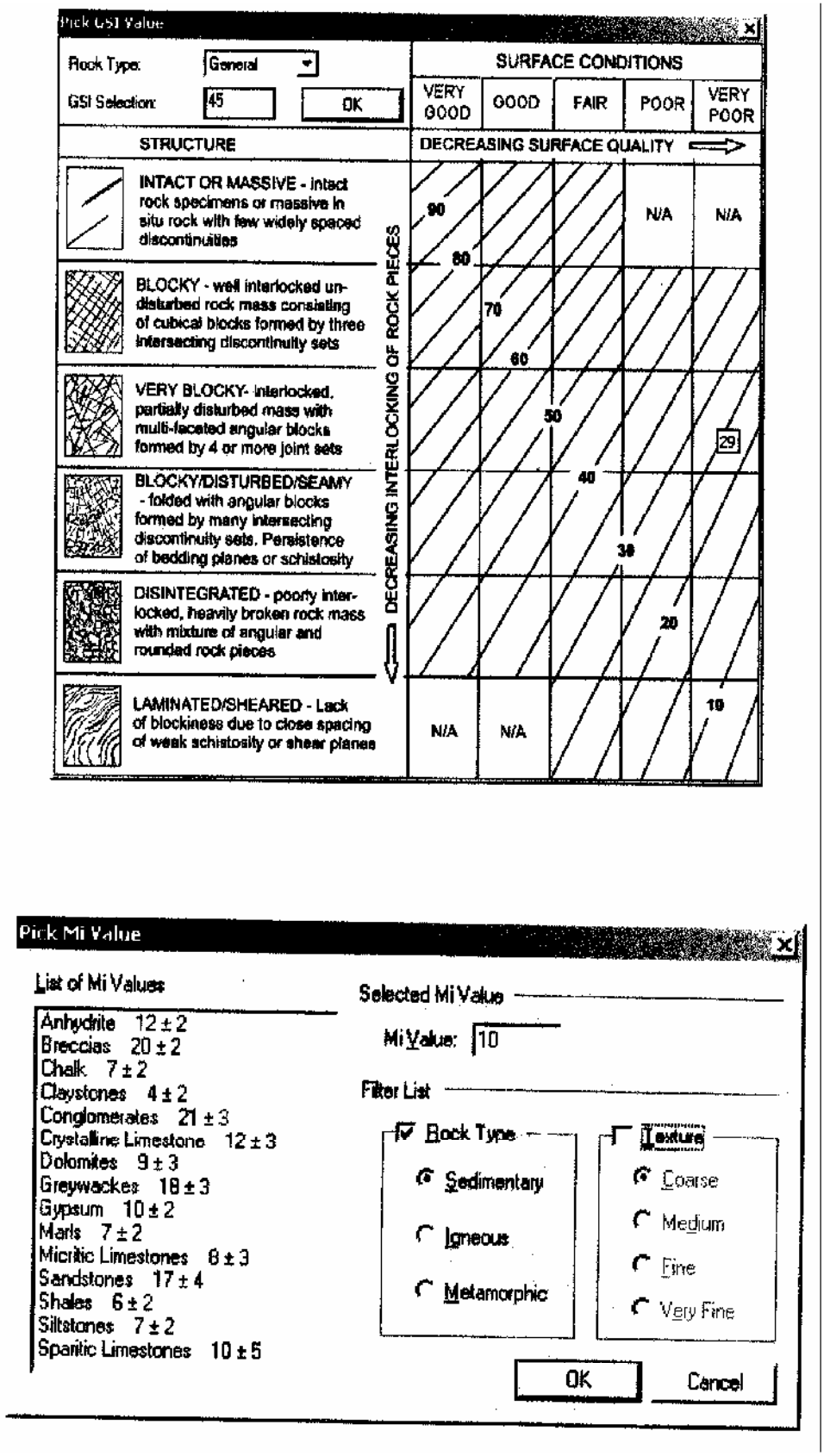
در توده سنگ دست‌نخورده، عامل تعیین کننده تنش عمودی، وزن است. در توده همگن با وزن مخصوص ثابت γ تنش عمودی عبارت از فشار وارده توسط توده موجود در ستون سنگ واقع در بالای تراز مورد نظر است. این تنش از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\sigma_z=\gamma\times h$$

γ وزن مخصوص یا وزن واحد حجم سنگ و غالباً بین ۲۰ تا ۳۰ کیلو نیوتن بر مترمکعب است.

جدول ۶-۳- راهنمای تخمین ضریب D

شکل ظاهری توده سنگ	تشریح وضعیت توده سنگ	مقادیر توصیه شده برای D
	انفجار با کنترل عالی یا حفاری با تی.بی.ام که سبب شده‌اند حداقل تخریب در اطراف مقطع حفاری شده ایجاد شود	D=0
	حفاری مکانیکی یا دستی در توده سنگ‌های ضعیف (بدون انفجار)، اطراف مقطع حفاری شده حداقل تخریب. تورم سنگ سبب بالا آمدن کف تونل شده، اگر کف سازی موقت انجام نشود تخریب جدی خواهد بود.	D=0 D=0.5 بدون کف‌سازی
	انفجار خیلی بد در سنگ با کیفیت خوب که سبب خرابی‌های موضعی می‌شود که دامنه توسعهٔ آن ۲ تا ۳ متر در توده سنگ اطراف ملاحظه می‌شود.	D=0.8
	انفجارهای محدود مربوط به شیب‌سازی‌های موضوع مهندسی سویل که سبب تخریب‌های کم در توده سنگ شود، خصوصاً در صورتی که همان طور که عکس نشان می‌دهد انفجار کنترل شده باشد. در مواردی ترک‌های رهائی تنش ایجاد می‌شود.	D=0.70 انفجار خوب D=1.0 انفجار بد
	شیب‌های خیلی طولانی در محوطه معادن که به علت انفجارهای سنگین، تخریب زیادی به همراه دارد و ترک‌های رهائی ایجاد می‌کند. در برخی سنگ‌های نرم‌تر، حفاری همراه با شخم‌زدن و جمع‌آوری خاک با ماشین‌آلات باشد و خسارت وارده به شیب‌ها کم باشد.	D=1.00 انفجار بدون بهره‌برداری از معادن D=0.70 حفاری با ماشین‌آلات



شکل ۶-۴- راهنمای Rock lab و حدود اعداد GSI

جدول ۶-۴- تکامل روابط هوک - براون، خلاصه معادلات[1]

معادلات	شرایط	تألیف
$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci}\sqrt{m\sigma'_3/\sigma_{ci} + s}$ $\sigma_t = \frac{\sigma_{ci}}{2}\left(m - \sqrt{m^2 + 4s}\right)$ $\tau = A\sigma_{ci}\left((\sigma'_n - \sigma_t)/\sigma_{ci}\right)^B$ $\sigma'_n = \sigma'_3 + \left((\sigma'_1 - \sigma'_3)/(1 + \partial\sigma'_1/\partial\sigma'_3)\right)$ $\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3)\sqrt{\partial\sigma'_1/\partial\sigma'_3}$	معیار کلی برای سنگ‌های با درزه‌های زیاد σ'_1, σ'_3: تنش‌های اصلی مؤثرگسیختگی هستند σ_t : مقاومت کششی m و S: ثابت‌های معادله σ'_n و t: تنش‌های مؤثر عمودی و برشی	هوک و براون ۱۹۸۰
$\partial\sigma'_1/\partial\sigma'_3 = m\sigma_{ci}/2(\sigma'_1 - \sigma'_3)$ $\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma'_{ci}\sqrt{m\sigma'_3/\sigma_{ci} + s}$ $\tau = (\mathrm{Cot}\phi'_i - \mathrm{Cos}\phi'_i)\, m\sigma_{ci}/8$ $\phi'_i = \arctan\left(1/\sqrt{4h\cos^2\theta - 1}\right)$ $\theta = \frac{\left(90 + \arctan(1/\sqrt{h^2 - 1})\right)}{3}$ $h = 1 + \left(16(m\sigma'_n + s\sigma_{ci})/(3m^2\sigma_{ci})\right)$	معیار کلی برای سنگ‌های با درزه‌های زیاد	هوک ۱۹۸۳
سنگ خرد شده : $m_b/m_i = \exp\left((RMR - 100)/14\right)$ $s = \exp\left((RMR - 100)/6\right)$ توده سنگ دست‌نخورده یا درهم فشرده $m_b/m_i = \exp\left((RMR - 100)/28\right)$ $s = \exp\left((RMR - 100)/9\right)$ $E = 10^{((RMR-10)/40)}$ m_b و m_i و به‌ترتیب برای سنگ شکسته و دست‌نخورده	مانند بالا ولی m و s با استفاده از RMR اصلاح شده است.	هوک و براون ۱۹۸۸

1 - Balmer, G., 1952. A general analytical solution for Mohr's envelope. Am. Soc. Test. Mat. 52, 1260 1271.
- Bieniawski, Z.T. 1976. Rock mass classification in rock engineering . In Exploration for Rock Engineering , Proc. Of the Symp., (ed. Z.T. Bieniawski), 1, 97-106. Cape Town, Balkema.
- Serafim, J.L. and Pereira, J.P. 1983. Consideration of the Geomechanics Classification of Bieniawski. Proc. Intnl. Symp. Engng. Geol. And Underground Construction, Lisbon, Portugal, 1133-44.

ادامه جدول ۶-۴- تکامل روابط هوک ـ براون، خلاصه معادلات

هوک، براون و شاه ۱۹۹۲	معیار اصلاح شده، برای در نظر گرفتن مقاومت کششی صفر در سنگ‌های با شکستگی زیاد، برای محاسبه تنش‌های عمودی و برشی از روش بلمر[1] استفاده شده است.	$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci}(m_b \sigma'_3 / \sigma_{ci})^{\alpha}$ $\sigma'_n = \sigma'_3 + \left((\sigma'_1 - \sigma'_3)/(1 + \partial\sigma'_1/\partial\sigma'_3)\right)$ $\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3)\sqrt{\partial\sigma'_1/\partial\sigma'_3}$ $\partial\sigma'_1/\partial\sigma'_3 = 1 + \alpha m_b^{\alpha}(\sigma'_3/\sigma'_{ci})^{(\alpha-1)}$
هوک ۱۹۹۴ هوک، کریزر و باودن ۱۹۹۵	براساس معیار کلی هوک و براون، شاخص زمین‌شناسی GSI برای برطرف کردن نقایص مربوط به دخالت دادن RMR در سنگ‌های خیلی ضعیف، وارد شده است.	$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma'_c(m\sigma'_3/\sigma'_{ci} + s)^{\alpha}$ برای GSI> ۲۵ : $m_b/m_i = \exp\left((GSI-100)/28\right)$ $s = \exp\left((GSI-100)/9\right)$ $\alpha = 0/5$ برای GSI< ۲۵ : $s = 0$ $\alpha = 0/65 - GSI/200$

$$\sigma'_{cm} = \frac{2c'\cos\phi'}{1-\sin\phi'}$$

$$\sigma'_{cm} = \sigma'_{ci}\frac{(m_b + 4s - \alpha(m_b - 8s))(m_b/4 + s)^{\alpha-1}}{2(1+\alpha)(2+\alpha)}$$

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0/47\left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H}\right)^{-0/94} \quad \text{(تونلها)}$$

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0/72\left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H}\right)^{-0/91} \quad \text{(شیبها)}$$

1 - Balmer

۶-۳-۲ تنش افقی برجا

این تنش نیز به عمق وابسته است. رابطه عمومی بین تنش افقی و عمودی به صورت زیر می‌باشد:

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

که K_0 نسبت تنش جانبی توده سنگ است. از سه مؤلفه تنشی، دو مؤلفه افقی است. در سنگ بکر برجا، دو تنش افقی می‌توانند مساوی باشند، هر چند به علت ناهمگنی و رفتارهای غیرهمسان زمین‌شناسی دو تنش افقی غالباً برابر نیستند.

تعیین ضریب K_0 بدون اندازه‌گیری‌های محلی دشوار است، هر چند در برخی شرایط با تقریب‌هایی می‌توان مقدار K_0 را به دست آورد. به هر حال دستورالعمل‌های محاسبه را می‌توان به صورت زیر بیان کرد:

طبق قانون هیم[1] در سنگ‌های ضعیف که تاب مقاومت در مقابل برآیند تنش را نداشته باشند، در دوره‌های زمین‌شناسی، تنش‌های عمودی و افقی به تساوی می‌رسند؛ عبارت ریاضی این قانون به صورت زیر است:

$$\sigma_x = \sigma_y \cong \sigma_z$$

در شرایطی که مؤلفه‌های تنش در جهات مختلف برابر و مساوی وزن لایه فوقانی باشد، شرایط لیتواستاتیک حاکم است.

در رسوبات ضعیف زمین‌شناسی که دارای رفتار پلاستیک یا ویسکوپلاستیک باشند، شرایط لیتواستاتیک وجود دارد. رسوبات ذغال، شیل، گل سنگ و رسوبات تبخیری از این جمله‌اند. با استفاده از چنین ویژگی تنش‌های افقی در اعماق بیشتر از ۱ کیلومتر با تقریب خوبی به دست می‌آید.

مقادیر کم K_0 مربوط به رفتار الاستیک سنگ است که در آن، از تغییر مکان افقی جلوگیری شده است. در سنگ‌های رسوبی دست‌نخورده که لایه رفتار الاستیک خطی داشته باشد، σ_x و σ_y برابر و به صورت زیر بیان می‌شوند:

$$\sigma_x = \sigma_y = \gamma h \frac{\nu}{1-\nu}$$

از آنجا که مقدار ضریب پواسون برای غالب سنگ‌ها بین ۰/۱۵ تا ۰/۳۵ است، مقدار K_0 بین ۰/۲ تا ۰/۵۵ خواهد بود. برای یک سنگ تیپ با ضریب پواسون ۰/۲۵، تنش افقی ۰/۳۳ برابر تنش عمودی است. این تنش حد زیرین تنش‌های افقی را شامل می‌شود که در شرایط مناسب زمین‌شناسی به آن می‌رسیم.

در شرایط غیر ایزوتروپیک، نسبت تنش‌های افقی به عمودی افزایش می‌یابد[2] و گاه تنش‌های افقی از تنش‌های عمودی بیشتر نیز می‌شود. این پدیده به نظر مؤلفان فوق در توده سنگ‌های مطبق یا درزه‌دار اتفاق می‌افتد.

---

1 - Heim

2 - Amadei, Swopf, Savage, 1988

تنش‌های برجا، تنش‌هایی هستند که پس از برداشته شدن عوامل ایجاد تنش باقی می‌مانند. در گذشته ممکن است توده سنگ تحت تنش‌هایی بیش از آنچه که امروز اثر می‌کنند قرار داشته است. با برداشته شدن بارهایی که موجب تنش‌های زیاد در سنگ شده‌اند، سنگ تحت تأثیر کانی‌های درهم قفل شده و تنش‌های برشی در روی سطوح گسلش و خمیر چسباننده قطعات قرار می‌گیرد.

تنش‌های تکتونیکی از بلند شدن موضعی توده، فروافتادگی، گسلش، تا خوردن و ناهنجاری‌های سطحی بروز می‌کنند. این تنش‌ها ممکن است فعال، پایدار و یا کاهش‌یافته باشند.

مجموعه این تنش‌ها با بار وزن، سبب می‌شوند که تنش‌های اصلی امتداد و راستای بسیار متفاوتی نسبت به حالت پیشین پیدا کنند. تعیین تنش‌های تکتونیکی یا برجای مانده بدون اندازه‌گیری مشکل است.

به این ترتیب تعیین تنش‌های موجود نیازمند اطلاعات ساختاری زمین‌شناسی، اندازه‌گیری تنش‌ها و ملاحظه اثر تنش‌های طبیعی روی سازه‌های واقع بر سنگ خواهد بود. شرایط تنش در یک درهٔ "V شکل" هم متأثر از شکل دره و کوه و هم توپوگرافی است.

۶-۴ اندازه‌گیری تنش‌های موجود

طی ۲۰ سال گذشته، روش‌های اندازه‌گیری تنش‌ها، کامل‌تر و فهرست اطلاعات جامعی تهیه شده است. اطلاعات گردآوری شده توسط هوک و براون (۱۹۸۰) در شکل ۶-۵ آمده است. تنش‌های عمودی با وزن لایه فوقانی سنگ همخوانی چشمگیری دارد. تنش‌های افقی کم (منطبق بر شرایط الاستیک) به ندرت ملاحظه می‌شود.

۶-۵ روش همگرایی - همجواری[1]

اساس این روش، ترکیب نظریه رها شدن سنگ و صلبیت حفاظ است. در شکل ۶-۶ نظریه اندرکنش توده سنگ با حفاظ در مقطع دایره حفاری شده با تی.بی.ام با حفاظ نشان داده شده است.

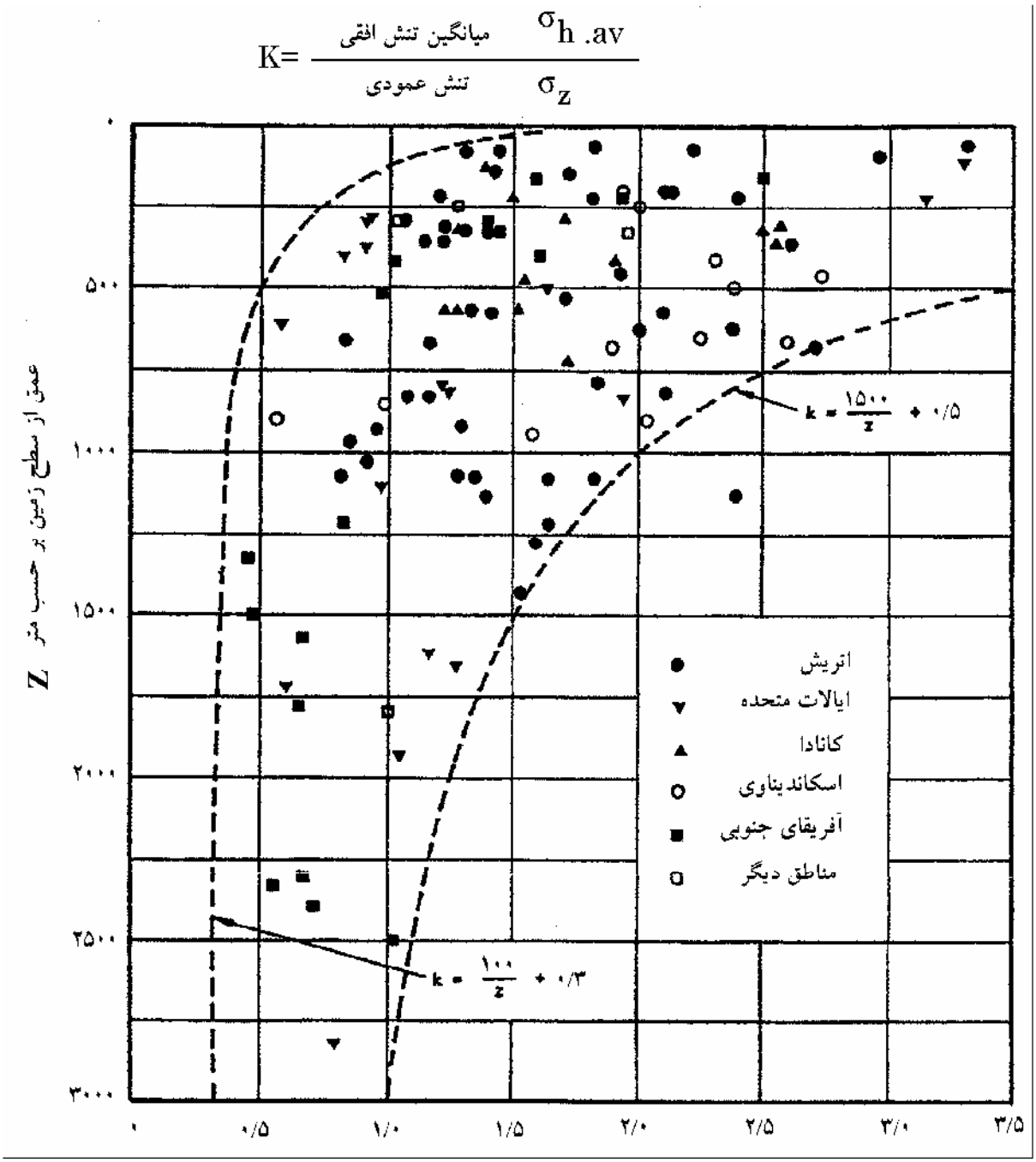
سنگ محیط، سنگ ضعیفی است که همان طور که در منحنی رهایی[2] ملاحظه می‌گردد، یا باید توسط حفاظ نگه‌داری گردد و یا رها شود. مراحل شکل به ترتیب زیر است:

نصب سریع حفاظ (نقطه D_1 روی منحنی) سبب می‌شود که حفاظ متحمل بار سنگین شود. در سامانه حفاظ تخریب شده (بدون آزاد شدن) به نقطه تعادل E_1 می‌رسیم. اگر نصب حفاظ با تأخیر همراه باشد (نقطه D_2) نتیجه ایجاد تغییر شکل‌های بزرگ در جدار تونل و شکستن حفاظ خواهد بود (نقطه E_2). طراح باید نصب حفاظ را به صورتی بهینه‌سازی کند که ضمن ایجاد تغییر شکل‌های قابل قبول در جدار تونل، بار وارده به حفاظ نیز قابل تحمل باشد.

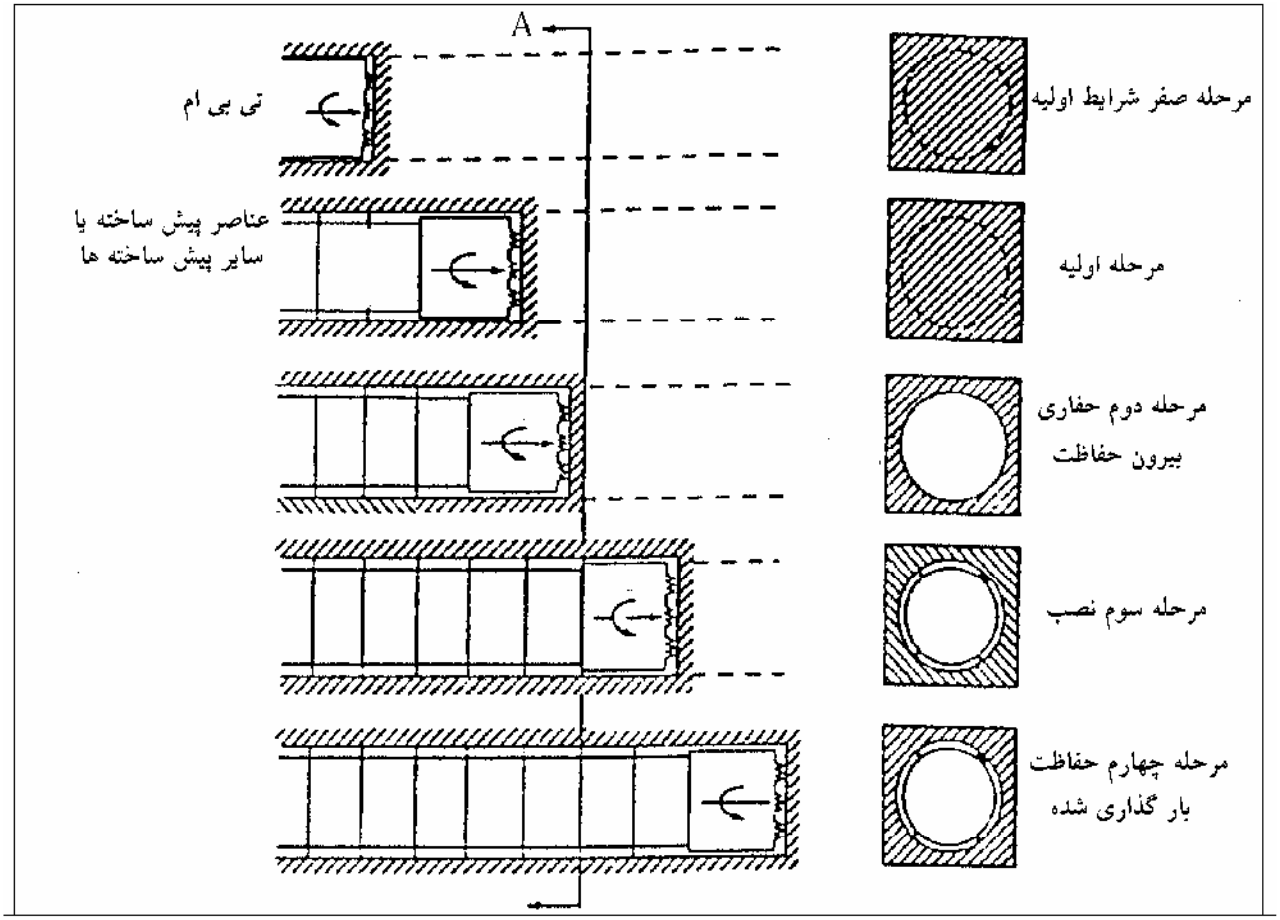
روش همگرایی ـ همجواری به تهیه منحنی اندرکنش، سنگ و حفاظ محدود نمی‌شود بلکه محدوده گسترده و چهارچوب کلی رفتار حفاظ در تونل‌ها را تعریف می‌کند. روش‌های محیط محدود و پیوستگی که به دنبال این مطلب می‌آید، به دلیل مدل کردن اندرکنش سنگ، در چهارچوب این روش قرار دارند. منحنی اندرکنش را می‌توان از روی اندازه‌گیری‌های در محل نیز ترسیم نمود.

---

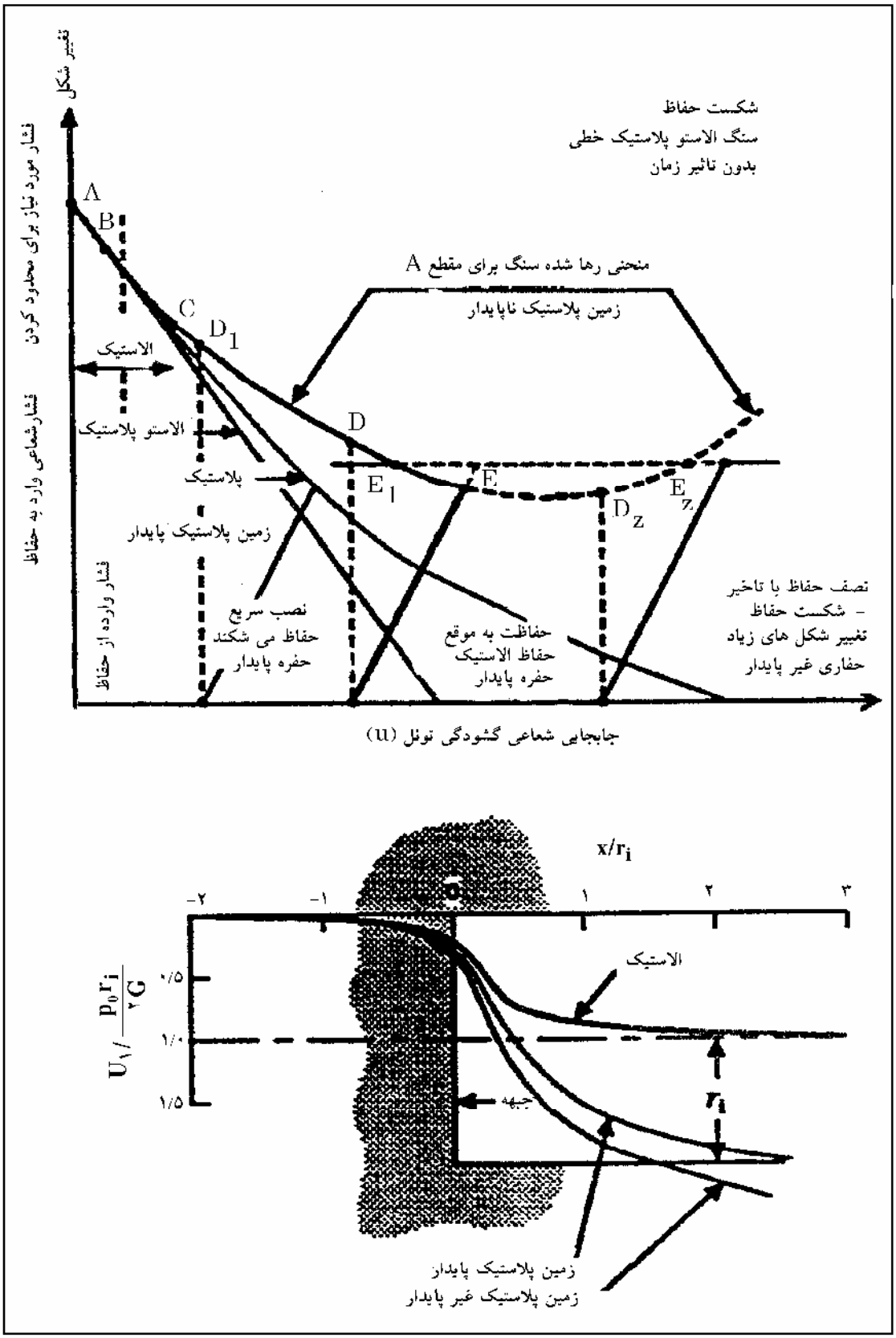
1 - Convergence - Confinement
2 - Relaxation



شکل ۶-۵- تغییرات تنش‌های افقی- عمودی نسبت به تغییرات عمق



شکل ۶-۶- اندرکنش سنگ و حفاظ



ادامه شکل ۶-۶- اندرکنش سنگ و حفاظ

۶-۶ تحلیل تنش

تفاوت عمده سازه زیرزمینی با سازه‌های رو زمینی در این است که سازه‌های روی زمین پس از اجرا در معرض بارگذاری قرار می‌گیرند ولی در مورد سازه زیرزمینی با انجام حفاری فضایی درون محیط تنش ایجاد می‌گردد. تحلیل تنش‌ها در برگیرنده بررسی تغییرات حاصله در تنش‌های متعادل موجود از پیش می‌باشد. برای بیان رفتار سنگ، یک نظریه محتوم و قطعی وجود ندارد، با این حال تئوری‌های الاستیک و پلاستیک، نتایج مربوط به توزیع تنش‌های ایجاد شده بر اثر حفاری را در جداره حفاری به عنوان تخمین اولیه به دست می‌دهند. قبل از اجرای حفاری، تنش‌ها متعادل هستند. با اجرای حفاری، تنش‌های واقع در نزدیکی حفاری، مجدداً توزیع و تمرکز تنش ایجاد می‌گردد و در نقاطی باعث می‌شود که تنش از مقاومت سنگ بیشتر شده و منجر به شکست موضعی شود.

۶-۶-۱ شکل حفاری و شرایط تنش، فشار آب منفذی

شکل حفره یا مغار، بر توزیع تنش در اطراف آن مؤثر است. هوک و براون (۱۹۸۰) تنش‌های مماسی را در جدار مغار در تاج و دیوارهای جانبی برای شکل‌های متفاوت مغار محاسبه کرده‌اند (شکل ۶-۷). این تنش‌ها در واقع تنش‌های ماکزیمم نیستند زیرا تنش‌های حداکثر در گوشه‌ها که حالت تمرکز تنش دارند ایجاد می‌شود.

تنش‌ها در محاسبات مربوط به تونل، تنش‌های کل است با این حال، در سنگ‌های ضعیف نفوذپذیر، تنش‌های مؤثر، توسط فرناندز، آلوارز، هاشباش و کوک[1] محاسبه شده است.

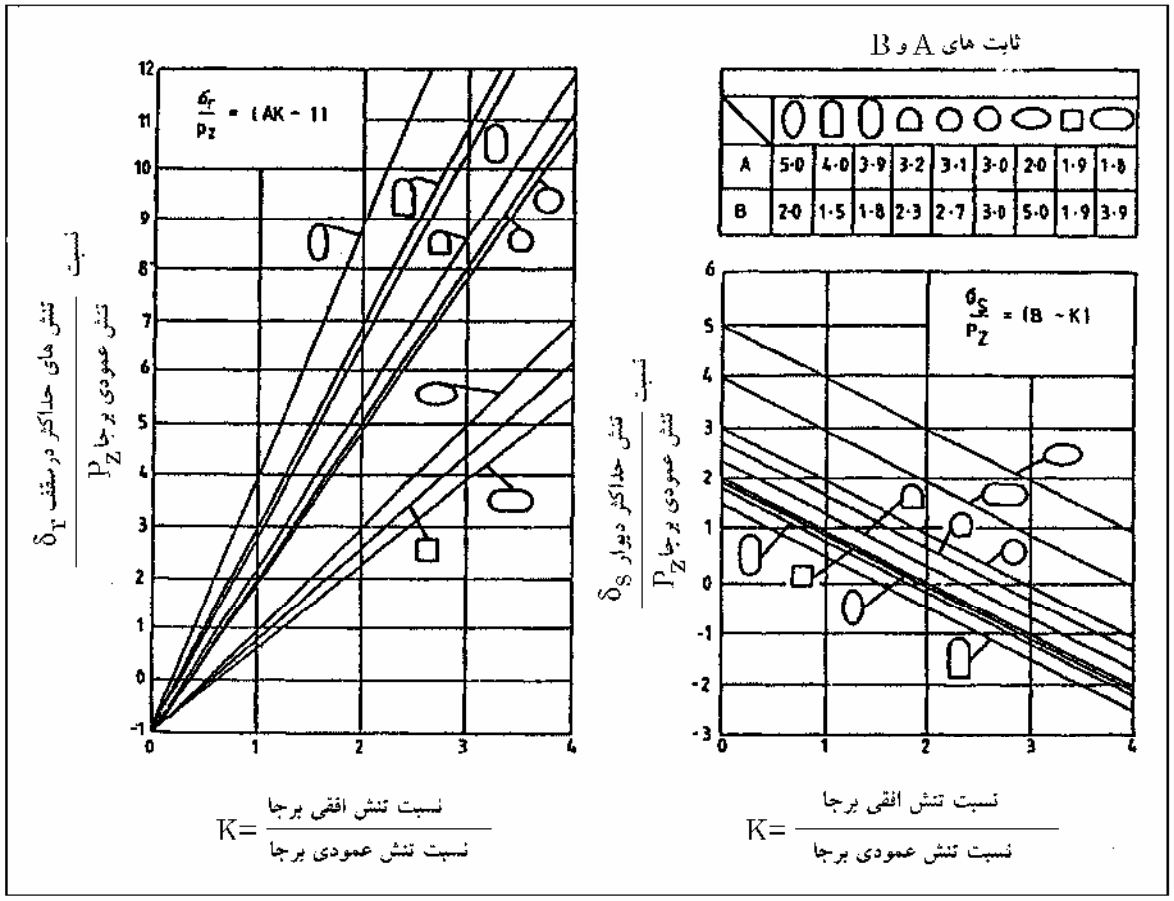
در مورد مغارهای با مقطع دایره و در مصالح الاستیک هموژن، روش محاسبه کرش[2] در پیوست شماره ۵ آمده است. در این روش، نیروهای بدنه و نیروهای وارد بر مرز فوقانی در سطح زمین ملحوظ نمی‌شود. بعد از کرش در سال ۱۹۸۰، پندر[3] محاسبات مربوط به کرنش خطی دو لبه‌ای را انجام داده که برای تخمین اولیه مفید هستند. روش محاسبه در محیط الاستیک در پیوست شماره ۵ آمده است.

در مدل پلاستیک، هنگامی که تنش‌های ایجاد شده در سنگ‌های ضعیف و حتی مقاوم، از مقاومت سنگ متجاوز باشند، شکست اتفاق می‌افتد. شکست با بسته شدن تدریجی حفره (مغار) همراه است. شکستن موضعی سنگ، افت در طاق، افت یا بسته شدن دیوارهای جانبی و در شرایط استثنایی، ترکیدن سنگ از صورت‌های مختلف این پدیده هستند. در مواردی که رهایی ناگهانی انرژی وجود نداشته باشد، یک زون یا منطقه ترک خورده در اطراف مغار ایجاد می‌شود که باید تحکیم و پایدار شود.

در سنگ‌های مقاوم که رفتار کرنشی نرم شونده یا شکننده بروز می‌کند، سنگ توسط مقاومت‌های برجای مانده پس از تغییر شکل، به سهولت پایدار می‌ماند و توسط حفاظهای سبک نگهداری می‌شود. در مورد سنگ‌های ضعیف‌تر، اگر تحت تأثیر تنش‌های بالا قرار گیرند، برای مدت زمان معین باید حفاظهای سنگین‌تر به کار رود. پدیده‌ای که اتفاق می‌افتد، سخت شدن کرنشی می‌باشد. در این حالت، تغییر شکل‌های پلاستیکی قابل توجه (وابسته به زمان) به وقوع می‌پیوندد.

---

1 - Fernandez, Alvarez, 1994, Hashbash & Cook 1994
2 - Kirsch
3 - Pender



شکل ۶-۷- نسبت تنش‌های اصلی به تنش‌های برجا

برای محاسبه این پدیده‌ها، تنش‌ها و تغییر شکل‌ها از تحلیل الاستوپلاستیک استفاده می‌شود. ساده‌ترین حالت، حفر یک تونل دایره‌ای در سنگ هموژن، ایزوتروپ، با شرایط اولیه الاستیک است که در محیط تنش هیدرواستاتیک قرار دارد. در حل مسئله، فرض بر این است که کرنش منحصراً در راستای شعاعی وجود داشته و تنش محوری، تنش اصلی می‌باشد. با افزایش تنش (ناشی از حفاری مغار یا تونل) و بیشتر شدن آن از مقاومت سنگ، یک محیط دارای شکستگی، با شعاع R ایجاد می‌گردد که در خارج از این محدوده هنوز سنگ الاستیک می‌باشد. در پیوست این فصل، محاسبات تئوریک برای شرایط الاستوپلاستیک آمده است.

با شروع شکستن سنگ، انبساط و ازدیاد حجم در آن ایجاد می‌گردد، به صورتی که تغییر شکل دیواره‌های تونل، از حالت الاستیک بیشتر است. در تئوری، حفاظهای لازم با تغییر شکل جدار حفاری متناسب می‌باشد. این تغییر شکل توسط فشارهای بالایی که به حفاظها اعمال می‌شوند محدود می‌گردند. با وقوع تغییر شکل، فشارهای وارده به حفاظها کاهش می‌یابد.

۶-۷ روش پیوسته محاسبه با استفاده ازاختلافات‌محدود[1]، اجزای محدود[2] یا روش‌های اجزای مرزی[3]

با کاربری کامپیوترها، این روش‌ها توسعه زیادی پیدا کرده‌اند. تکنیک‌های موجود شامل روش اختلاف‌های محدود (از جمله روش کوندال[4])، اجزای محدود (از جمله روش بیت[5]) و روش اجزای مرزی (از جمله روش ونتورینی[6]) می‌باشند.

از آنجا که این سه روش، امتیاز قابل توجهی نسبت به هم ندارند، عملاً از هر سه روش استفاده می‌گردد.

باید توجه داشت که این محاسبات، روش حفاظت را معین نمی‌کنند بلکه نوع حفاظ باید با توجه به تغییر شکل سنگ و مراحل اجرا که در سایر بخش‌های این دستورالعمل به آن اشاره شده و همچنین بار مؤثر به حفاظها، تعیین شود. ضرایب اطمینان و ضرایب بار که در روش‌های سنتی و معمول به کار می‌روند، در تحلیل‌های عددی نباید مورد استفاده قرار گیرند. در مقابل، در این روش جزییات و ویژگی‌هایی در محاسبات وارد می‌شوند که در روش‌های معمول سنتی مورد توجه نیستند. از این جمله‌اند مدل کردن و محاسبات لایه‌های سنگ غیرهمگن و تنش‌های غیریکنواخت اولیه موجود در توده سنگ، که به این ترتیب راهنمایی‌های لازم برای تعدیل در ابعاد و جزییات حفاظها به‌دست می‌آید.

۶-۷-۱ مدل کردن توده سنگ

روش‌های مدل کردن شامل FEM, FDM و BEM به عنوان یک اصل پیوستگی، سنگ را در مدل وارد می‌کنند. این تقریب هنگامی که توده سنگ فاقد ناپیوستگی‌ها است، کافی به مقصود می‌باشد. در این روش‌ها برای مدل‌سازی سنگ‌های ترکدار، توده معادل جایگزین می‌شود. غالباً در جایگزین کردن سنگ معادل، مقاومت را کمتر در نظر می‌گیرند (زو و وانگ[7] ۱۹۹۳ و پاریسو[8] ۱۹۹۳)؛ در روش دیگر صفحات درزه و ضعیف به عنوان یک درزه موجود در تمامی توده مدل می‌شود (ایتاسکا[9] ۱۹۹۳)، عناصر واقع در محدوده درزه‌ها در صورت لزوم باید مدل شوند.

تنش‌های اولیه موجود در توده سنگ، در تغییر شکل سنگ پس از حفاری مؤثر است. در توده سنگ‌های غیر ایزوتروپیک، توده سنگ (در لایه‌بندی افقی) ویژگی‌های سنگ در سطوح افقی ثابت است، تنش عمودی σ_v ناشی از وزن توده و تنش افقی $\sigma_k = K_o\sigma_v$ می‌باشد. در این رابطه K_o ضریب تنش جانبی توده است. در توده‌های غیر ایزوتروپیک در لایه‌های غیر افقی، روش‌هایی از جمله متد پیشنهادی آمادیی و پن[10] برای تعیین شرایط اولیه تنش در توده سنگ به کار می‌روند.

ضرورت کاربری این روش‌ها از آنجا پایه می‌گیرد که در شرایط اولیه توده سنگ، تنش‌های برشی نیز وجود دارد. مدل‌های مصالح ممکن است شامل محیط‌هایی به شرح زیر باشند:

- الاستیک خطی،

---

1 - Finite Difference Method (FDM)
2 - Finite Element Method (FEM)
3 - Boundary Element Method (BEM)
4 - Coundal 1976
5 - Bathe 1982
6 - Venturini 1982
7 - Zhu & Wang
8 - Pariseau
9 - Itasca
10 - Amadei & Pen 1992, 1993

- الاستیک غیرخطی (مدل هیپربولیک)،
- ویسکوالاستیک،
- الاستوپلاستیک (شرایط شکست موهر ـ کولومب، با محدودیت قابلیت انبساط و به عبارت دیگر تبعیت نمودن از قانون جریان[1] و یا خلاف آن)،
- الاستو، ویسکوپلاستیک، و
- پلاستیسیته سطحی در مرزها (ویتل[2] ۱۹۸۷).

آنالیز پیوستگی را می‌توان با استفاده از تنش‌های مؤثر یا تنش‌های کل انجام داد. استفاده از تنش‌های مؤثر برای توده سنگ‌های اشباع با منشأ رسوبی از قبیل شیل‌ها و ماسه سنگ‌ها مناسب است[3].

ابعاد مش‌ها و شرایط مرزی که در شرایط مرزهای دور[4] اعمال می‌شود، به ابعاد درزه‌ها و شرایط هیدرولوژیک بستگی دارد. به عنوان یک اصل اولیه، مرزهای دور به فاصله ۵ تا ۱۰ برابر اندازه مغار از خط محور در نظر گرفته می‌شود. شرایط مرزی فشار حفره‌ای در لبه‌های مدل و در سطح زمین روی شرایطی از جمله فروکش کردن آب، افزایش فشار حفره‌ای و جریان آب به داخل حفرات اثر می‌گذارد.

روش‌های تحلیل دو و سه بعدی، هر دو در حفاری تونل‌ها و شفت‌ها به کار می‌رود. در محل‌های تلاقی شفت‌ها و تونل‌ها از روش‌های سه بعدی نیز استفاده می‌شود. توصیه بر این است که در شروع از یک روش دو بعدی برای رسیدن به پاسخ سیستم استفاده شده و سپس از مدل سه بعدی استفاده گردد.

مراحل اجرای تونل و شفت پیچیده بوده و نیازمند جزییات خیلی زیادی است و طبعاً وارد کردن تمامی این جزییات در مدل، عملی نیست. بنابراین، برداشتن سنگ، پوشش نمودن و نصب مهارها درعمل ساده‌تر می‌شوند. در پیوست شماره ۵ ساده‌سازی شرایط به‌صورت مثال آمده است.

۶-۷-۲ تحلیل ناپیوستگی‌ها

در روش بسته تحلیل پیوسته تونل و شفت، از درزه‌ها و سطوح ضعیف صرف‌نظر می‌کند. وجود درزه‌ها، سنگ را به صورت توده‌های متشکل از بلوک‌های به هم فشرده می‌سازد که رفتاری غیر از یک مصالح پیوسته دارد.

بهترین نظریه برای تحلیل ناپیوسته، فرض بلوک در طاق است که پیشروان آن گودمن و شی[5] ۱۹۸۵ می‌باشند. در این روش، درزه‌ها امتدادهای مختلفی دارند و همدیگر را تلاقی می‌کنند تا بلوک بحرانی را ایجاد نمایند. اگر چنین بلوک‌هایی پایدار شوند، سایر بلوک‌ها سقوط نمی‌کنند (شکل ۶-۸). فرضیات عمده به شرح زیر است:

- تمامی سطوح درزه‌ها مستوی هستند. در حل مسئله از روش خطی می‌توان استفاده کرد.

---

1 - Associated. or Nonassociated Flow Rule
2 - Whittle
3 - Warpinski & Teufep. 1993 – Merge, Wang & Bonner 1993, Bellwald 1992. Cheng, Abousleiman & Roegiers (1993)
4 - Far Field
5 - Goodman & Shi

- تمامی درزه‌ها دارای گسترش در تمامی توده سنگ هستند. هیچ درزه‌ای به درزه دیگر ختم نمی‌شود. بر اثر گسترش ترک‌ها درزه‌های جدید ایجاد نمی‌شود.
- بلوک‌های سنگ سالم که توسط درزه‌ها محدود می‌شوند، صلب هستند. تغییر شکل‌ها بر اثر حرکت بلوک‌ها است نه تغییر شکل خود بلوک.
- شکستگی‌ها و رویه‌های حفاری محدود هستند. اگر مجموعه درزه‌ها از یک مرکز پخش شده باشند، یک جهت برای معرفی گروه درزه به کار می‌رود.
- کوندال و هارت[1] عبارت اجزای منفک را به روش کامپیوتری که در آن، اجزای محدود، مجاز به جابه‌جایی و چرخش هستند، اطلاق می‌کنند. چهار روش کامپیوتری اصلی برای این حالت مناسب هستند (شکل ۶-۹).

۶-۷-۳-۱ روش اجزای قابل تفکیک

در این روش معادلات با حل صریح وابسته به زمان انجام می‌شود. عناصر ممکن است صلب یا قابل تغییر شکل باشند. سطوح تماس قابل تغییر شکل هستند.

۶-۷-۳-۲ روش مودال[2]

این روش در مورد اجزای صلب، مانند روش قبل است ولی عناصر خاصیت تغییر شکل دارند.

۶-۷-۳-۳ روش‌های تغییر شکل غیر ممتد

در این روش، سطوح تماس صلب است و عناصر ممکن است قابل تغییر شکل یا صلب باشند.

۶-۷-۳-۴ روش‌های مبادله مومنتوم

در این روش‌ها اجزای و سطوح تماس صلب هستند. بنابراین، مومنتوم در عناصر طرفین سطح تماس مبادله می‌شود.

روش تئوری بلوک برای ناپایداری‌های مغارها و تونل‌های دارای مقاطع بزرگ مناسب است. در این روش، داشتن اطلاعات گسترده از ویژگی‌های مصالح لازم است. از این روش‌ها پس از مدل کردن درزه‌ها برای صحت جابه‌جایی بلوک‌ها در حفاری از جمله در روش اتریشی (ناتم[3]) می‌توان استفاده کرد.

۶-۸ مدل کردن حفاظ‌ها و مراحل اجراء

به علت تعدد روش‌های اجرا در تونل‌ها و شفت‌ها، رعایت جزییات مراحل اجرا در آنالیز عددی غیر عملی است. تسهیلاتی که عملاً مجاز هستند به ترتیب زیر می‌باشند:

---

1 - Cundall & Hart 1993
2 - Modal
3 - NATM

۶-۸-۱ حفاظت تونل‌ها

شامل بتن‌های برجا، عناصر پیش‌ساخته بتنی، بتن پاشیدنی یا مجموعه‌های فولادی می‌باشند. مدل کردن این عناصر مانند عناصر سنگ بوده با این تفاوت که باید ویژگی‌های مصالح مربوط به عناصر، در محاسبات وارد شوند. از آنجا که ابعاد عناصر حفاظت در مقایسه با ابعاد تونل خیلی کم هستند، عناصر فولادی (قاب‌ها) به صورت پوشش فولادی مدل می‌شوند.

در مورد بتن پاشیدنی، غالباً بین زمان اجرا تا حصول مقاومت آن، مدت زمانی طول می‌کشد. در روش پیوسته، معمولاً شاتکریت هنگامی که به مقاومت کامل می‌رسد منظور می‌گردد.

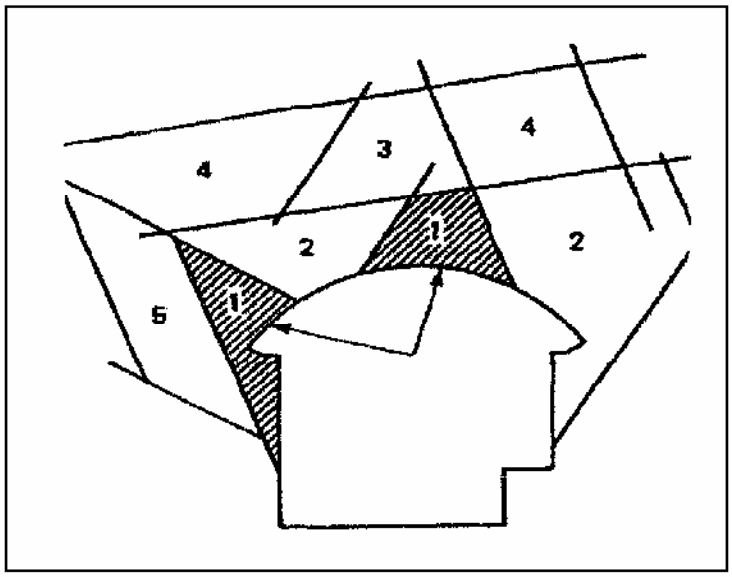
در روش تحلیل دو بعدی، غالباً سنگ این فرصت را دارد که قسمتی از تغییر شکل را قبل از نصب حفاظ انجام دهد. میزان این تغییر شکل، بسته به پیشرفت عملیات نصب و فاصله زمانی نصب پس از حفاری مقطع بین ۵۰ تا ۹۰ درصد در نظر گرفته می‌شود (شوارتز، آزوز، انشتین ۱۹۸۰).

در میل مهارهایی که در تمام طول ترزیق می‌شوند، عملکرد اصلی حفاظها تسلیح سنگ است. ورق‌های انتهایی، عملاً اثر ناچیزی در نقش سامانه دارند، بنابراین از اثر آنها صرف‌نظر می‌گردد.

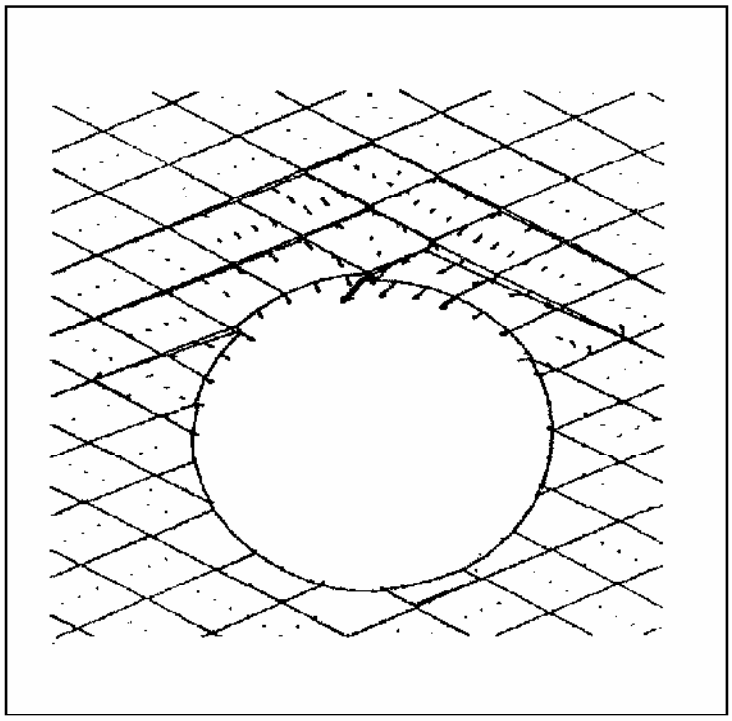
در مورد ترکیب میل مهارها و قاب‌های مشبک[1] و در تحلیل دو بعدی، باید ترکیب معادل‌سازی شود.

در پیوست شماره ۵ مطالب با جزییات بیشتری آورده شده‌اند.

1 - Lattice Girders



شکل ۶-۸- تحلیل بلوک طاق



شکل ۶-۹- آنالیز عناصر جدایی‌پذیر، روش کوندال و هارت ۱۹۹۳

فصل هفتم – محاسبات پوشش‌های نهایی

۷-۱ کلیات

در بسیاری موارد تونل‌ها و شفت‌ها به پوشش دائم نیاز دارند. انواع متداول پوشش‌های دائم شامل موارد زیر است:

- بتن غیرمسلح،
- بتن مسلح،
- قطعات بتن پیش‌ساخته،
- رویه فولادی با تزریق یا پر کردن پشت رویه[1]، و
- لوله بتنی با پر کردن پشت آن.

روش محاسبه پوشش تونل‌ها و شفت‌ها با استانداردهای مربوط به محاسبه سازه‌ها تفاوت اساسی دارد. اندرکنش بین سنگ به عنوان محیط میزبان با رویه در محاسبه پوشش، نقش اساسی دارد.

برای محاسبه پوشش‌ها با توجه به پارامترهای سنگ، روش اجرا، شرایط بهره‌برداری و سایر عوامل از روش‌های مختلفی باید استفاده شود که در این فصل تشریح می‌گردند.

۷-۲ انتخاب مقطع و جنس پوشش تونل‌ها از نظر هیدرولیکی

هیدرولیک تونل و نکات مربوط به آن، اساسی‌ترین عامل در تعیین مقطع تونل‌های هیدرولیکی است.

محاسبات هیدرولیکی، شکل هندسی تونل و ابعاد آنرا از نظر عبور جریان و رژیم جریان تعیین می‌نماید. از میان مقاطع معادل، مقطعی که از نظر اقتصادی دارای توجیه بیشتری باشد، انتخاب می‌گردد.

رابطه هیدرولیکی مانینگ[2] به علت دقت عمل و سهولت کاربری، متداول‌تر است. از جمله شرایط مهم در تعیین مقطع از نظر هیدرولیکی، موارد زیر می‌باشند:

سرعت آب در تونل‌های با شرایط مختلف از نظر ایمنی تونل حایز اهمیت است. در تونل‌های بدون پوشش، سرعت جریان کمتر از ۳ متر بر ثانیه قابل قبول است. در تونل‌های با پوشش بتنی، سرعت جریان ۳ تا ۶ متر بر ثانیه در نظر گرفته می‌شود. در سرعت‌های بیش از ۶ متر بر ثانیه، خطر کاویتاسیون اعمال احتیاط‌هایی از جمله پوشش فولادی را ضروری می‌سازد. اگر بار جامد آب قابل توجه باشد، سرعت به ۳ متر بر ثانیه محدود می‌گردد. وست فال[3] ضرایب مانینگ را به صورت زیر توجیه کرده است:

---

1 - Back fill
2 - Manning
3 - Westfall

نوع حفاری	ضریب مانینگ "n"
حفاری با چال و انفجار، بدون پوشش	۰/۰۳۸
حفاری با تی.بی.ام، بدون پوشش	۰/۰۱۸
تونل‌های پوشش شده با روکش بتن پیش‌ساخته	۰/۰۱۶
تونل‌های پوشش شده با بتن درجا	۰/۰۱۳
تونل‌های با روکش فلزی حفاظت شده با ملات	۰/۰۱۴
تونل‌های با روکش فولادی (قطر تونل بیش از ۳ متر)	۰/۰۱۳
تونل‌های با روکش فولادی (قطر کمتر از ۳ متر)	۰/۰۱۲

استفاده از ماخذهایی از جمله USBR برای این پارامتر قابل قبول هستند. برخی عوامل از جمله انحراف دیواره‌ها در حفاری (اعوجاج سطوح حفاری)، افتادن سنگ، نصب نادرست عناصر بتن پیش‌ساخته یا قالب بتن‌ریزی‌ها، رسوبات و همچنین عمر تونل ضریب جریان را کاهش می‌دهند. در شکل‌های ۷-۱ و ۷-۲ یک مثال برای محاسبه ضریب معادل مانینگ نشان داده شده است.

توصیه وست‌فال در تنظیم اسناد مناقصه و از دیدگاه حقوقی، این است که در موارد مناقصه و یا اخذ پیشنهاد جهت رسیدن به نتیجه مطلوب اجرایی، چند گزینه برای قطر تونل و نوع پوشش ملحوظ شود.

روش محاسبه ضریب معادل جریان توسط هیووال[1] پیشنهاد گردیده که سانچز ـ ترخو[2] در سال ۱۹۸۵ از آن استفاده کرده است.

۷-۳ انتخاب پوشش دائم ـ کلیاتی در مورد پوشش نهایی تونل‌ها

اولین گام در انتخاب نوع پوشش مناسب به موارد زیر بستگی دارد:

- شرایط عملکرد،
- زمین‌شناسی و آب زیرزمینی،
- امکان اجرا، و
- اقتصاد.

در یک تونل، ممکن است به اقتضای شرایط، در قسمت‌های مختلف از پوشش‌های متفاوتی استفاده شود. به عنوان مثال در یک تونل در سنگ ضعیف و با سربار سنگ کم، در بخش تحت فشار، از پوشش فولادی استفاده می‌شود حال آنکه در قسمت‌های دیگر آن، پوشش بتن مسلح یا بتن معمولی خواهد بود. در مقاطع در تماس با آب‌گذری بالا و یا در صورتی که تونل از مصالح تبخیری و یا گچ عبور کند لازم است پوشش آب‌بند باشد در حالی که در سایر قسمت‌ها این الزام وجود ندارد.

1 - Huval
2 - Sanchez-Trejo