

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده معدن، نفت و ژئوفیزیک

گروه استخراج معدن

پایان نامه جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

امکان سنجی احداث نیروگاه سد سردشت به روش زیرزمینی

شاهو رحیمی

اساتید راهنما:

دکتر سید محمد اسماعیل جلالی

دکتر احمد رمضان زاده

استاد مشاور:

دکتر حسن مومیوند

اسفند ۸۹

تقدیم به

پدرم که آسمان نیلی قلب پر مهرش بی افق،

مادرم که دریای عمیق محبت و ایثارش بی ساحل است،

و

خواهرانم آن مهربانان همیشگی.

تقدیر و تشکر

سپاس و ستایش خداوند متعال را که بی‌یاری او هیچ کاری میسر نیست.

با نهایت سپاس و تشکر از راهنمایی‌ها و زحمات بی‌شائبه اساتید راهنمای گرانقدرم، جناب آقای دکتر سید محمد اسماعیل جلالی و جناب آقای دکتر احمد رمضان‌زاده که وقت پرارزش خود را در طی انجام این تحقیق در اختیار این‌جانب گذاشته و همواره با روی گشاده‌پذیرای بنده بوده‌اند، که بی‌شک بدون راهنمایی‌های ایشان این تحقیق به انجام نمی‌رسید.

با تشکر خالصانه از استاد مشاور ارجمندم، جناب آقای دکتر حسن مومیوند عضو هیئت علمی گروه معدن دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه ارومیه که در طی این مدت از نقطه نظرات سازنده خود مرا بهره‌مند ساخته است.

از مساعدت و همکاری بی‌شائبه جناب آقای مهندس محمدرضا خاکباز، مدیر طرح سد و نیروگاه سردشت در شرکت مهندسی مشاور مه‌اب‌قدس که زمینه‌ساز انجام هرچه بهتر و کامل‌تر این تحقیق بوده‌اند، نهایت تشکر را دارم.

از جناب آقای مهندس خزاعی در شرکت مهندسی سپاسد که مقدمات بازدید از ساختگاه سد و نیروگاه را برای بنده فراهم ساختند، سپاس‌گذاری می‌کنم.

از جناب آقای مهندس مرتضی رحیمی دیزجی، که اطلاعات پرارزشی را در زمینه تحقیق در اختیار بنده گذاشته‌اند و همچنین آقایان مهندس محمد رستمی مدیریت محترم پروژه سد و نیروگاه سردشت، مهندس حسین مراد یارمحمدی، مهندس محمود دلفروزی، مهندس سروش کشاورز و دیگر عزیزان در شرکت‌های مهندسی سپاسد و مه‌اب‌قدس نهایت تشکر را دارم.

چکیده

امروزه بخش عمده‌ای از انرژی برق توسط نیروگاه‌های برق آبی تولید می‌شود که براساس شرایط موجود می‌توانند به دو صورت زیرزمینی و سطحی احداث شوند. برای نیروگاه‌های زیرزمینی نیاز است که سازه‌هایی بزرگ مقیاس ایجاد شود که به دلیل بزرگی ابعاد، حساسیت ویژه و عمر بالای این سازه‌ها، طراحی و تحلیل پایداری آنها از اهمیت بالایی برخوردار است.

تحلیل پایداری و مسایل مربوط به پایداری فضاهای زیرزمینی که بخشی از این تحقیق هستند، یکی از مباحث رایج و کاربردی در مطالعات مکانیک سنگ و ژئوتکنیک است. با عنایت به گسترش نرم‌افزارهای متعدد و ظهور رایانه‌های پیشرفته و مناسب برای محاسبات تکراری، روش‌های عددی در تحلیل پایداری سازه‌های زیرزمینی در مرحله طراحی و نیز در حین حفاری به صورت گسترده‌ای مورد استفاده قرار گرفته است. براین اساس، نرم‌افزارهای سه‌بعدی مبتنی بر روش‌های عددی می‌تواند در طراحی، تحلیل پایداری و برآورد تحکیمات فضاهای زیرزمینی مورد استفاده قرار گیرد.

سد و نیروگاه سردشت یکی از پروژه‌های مهم عمرانی کشور است که مطالعات آن از چند دهه پیش و تجهیز کارگاه آن از تابستان سال ۱۳۸۷ شمسی شروع گردیده است. نیروگاه برق آبی که برای این سد طراحی شده دارای سه واحد ۴۰ مگاواتی و جمعاً به ظرفیت ۱۲۰ مگاوات است. مساله زیرزمینی یا روباز بودن نیروگاه از نکات مهم این پروژه است زیرا از یک سو عواملی چون ایجاد شبکه وسیع حفاریات زیرزمینی (نظیر S شفت‌ها، مخازن ضربه‌گیر، مغارهای اصلی و ترانسفورمر)، هزینه بالای تحکیمات و پایدارسازی فضاها، به واسطه مقاومت پایین توده سنگ دربرگیرنده و از سوی دیگر مباحث مربوط به پدافند غیرعامل به دلیل حساس بودن و سوابق منطقه باعث شده که انتخاب روش احداث نیروگاه به صورت زیرزمینی یا روباز از اهمیت بالایی برخوردار باشد.

در این تحقیق، ابتدا اطلاعات و داده‌های مکانیکی مربوط به توده سنگ دربرگیرنده، ظرفیت واحدهای نیروگاهی، ابعاد مغارها و مطالعات زمین‌شناسی از شرکت‌های مهندسی مشاور مهتاب قدس،

مشانیر و شرکت مهندسی سپاسد جمع‌آوری و تحلیل‌های آماری بر روی آنها انجام شده است. در مرحله دوم، فضاهای زیرزمینی (شامل مغارهای اصلی و ترانسفورمر، تونل‌های آبرسان، باس‌داکت‌ها و خروجی‌ها) در نرم‌افزار $FLAC^{3D}$ مدل‌سازی شده و تحلیل پایداری بر روی آنها صورت گرفته است. در نهایت نیروگاه‌های زیرزمینی و سطحی به لحاظ پایداری، هزینه‌های سرمایه‌ای و جاری، فنی و ملاحظات پدافند غیرعامل با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

کلمات کلیدی: نیروگاه سردشت، امکان‌سنجی، تحلیل پایداری، روش تفاضل محدود، نرم‌افزار $FLAC^{3D}$ ، مغار، پدافند غیرعامل.

صفحه	عنوان
د.....	تقدیم به.....
ه.....	تقدیر و تشکر.....
ز.....	چکیده.....
ن.....	فهرست شکل‌ها.....
ف.....	فهرست جدول‌ها.....
۱.....	فصل اول: کلیات.....
۲.....	۱-۱ مقدمه.....
۳.....	۲-۱ پیشینه مطالعات انجام شده در زمینه احداث مغار نیروگاه به روش زیرزمینی.....
۴.....	۳-۱ معرفی پروژه سد و نیروگاه آن.....
۸.....	۱-۳-۱ مطالعات پیشین.....
۸.....	۲-۳-۱ مطالعات کنونی.....
۹.....	۴-۱ روش انجام تحقیق.....
۹.....	۵-۱ تقسیم‌بندی انواع نیروگاه‌ها.....
۹.....	۱-۵-۱ براساس دبی آب رودخانه.....
۱۰.....	۲-۵-۱ براساس نوع بار.....
۱۰.....	۳-۵-۱ براساس ارتفاع ریزش آب.....
۱۱.....	۴-۵-۱ مزایای استفاده از نیروگاه‌های برق‌آبی.....
۱۲.....	۵-۵-۱ مشکلات استفاده از نیروگاه‌های برق‌آبی.....
۱۳.....	۶-۱ بررسی مغارهای مشابه.....
۱۳.....	۱-۶-۱ مغارهای نیروگاه مینگتان در تایوان.....
۱۴.....	۲-۶-۱ مغار نیروگاه تلمبه ذخیره‌ای خیرتارن در تایلند.....
۱۵.....	۳-۶-۱ نیروگاه برق‌آبی فورتونا.....
۱۶.....	۴-۶-۱ نیروگاه زیرزمینی ادولو.....
۱۸.....	۵-۶-۱ مغارهای نیروگاه برق‌آبی مسجد سلیمان در ایران.....
۱۹.....	۷-۱ جمع‌بندی.....

فصل دوم: روش‌های تحلیل پایداری فضا‌های زیرزمینی.....۲۱

۱-۲ مقدمه.....۲۲

۲-۲ مروری بر روش‌های تحلیل پایداری.....۲۲

۱-۲-۲ روش همگرایی-محصورشدگی.....۲۴

۲-۲-۲ روش‌های تجربی.....۲۵

۳-۲ روش‌های عددی.....۲۹

۱-۳-۲ محیط‌های قابل تعریف برای مواد.....۳۱

۱-۱-۳-۲ محیط پیوسته.....۳۱

۲-۱-۳-۲ محیط پیوسته همراه با درزه.....۳۲

۳-۱-۳-۲ محیط ناپیوسته.....۳۲

۴-۱-۳-۲ محیط شبه پیوسته.....۳۳

۲-۳-۲ انواع روش‌های عددی بر مبنای تئوری پیوستگی یا ناپیوستگی مواد.....۳۴

۱-۲-۳-۲ روش المان محدود.....۳۴

۲-۲-۳-۲ روش المان مجزا.....۳۵

۳-۲-۳-۲ روش تفاضل محدود.....۳۶

۴-۲-۳-۲ روش المان مرزی.....۳۶

۵-۲-۳-۲ روش‌های ترکیبی.....۳۷

۳-۳-۲ معرفی نرم‌افزار $FLAC^{3D}$۳۸

۴-۲ جمع‌بندی.....۴۱

فصل سوم: انواع سیستم‌های نگهداری فضا‌های بزرگ زیرزمینی و مبانی طراحی آنها.....۴۲

۱-۳ مقدمه.....۴۳

۲-۳ شاتکریت.....۴۴

۱-۲-۳ نحوه عملکرد شاتکریت.....۴۴

۲-۲-۳ انواع شاتکریت.....۴۴

۳-۲-۳ طراحی شاتکریت.....۴۷

۱-۳-۲-۳ طراحی تجربی شاتکریت.....۴۷

۲-۳-۲-۳ طراحی تحلیلی شاتکریت.....۴۷

۳-۳ پیچ سنگ.....۵۰

۵۱	۳-۳-۱ انواع پیچ‌سنگ‌های مورد استفاده در سازه‌های بزرگ زیرزمینی
۵۳	۳-۳-۲ طراحی پیچ‌سنگ‌ها
۵۷	۳-۴-۴ مهاریها
۵۷	۳-۴-۱ کابل‌های مهاریها
۶۱	۳-۴-۲ مهارهای میله‌ای
۶۲	۳-۵-۵ تیرهای مشبک
۶۲	۳-۵-۱ مزایای استفاده از تیرهای مشبک
۶۳	۳-۵-۲ موارد کاربرد
۶۳	۳-۵-۳ انواع تیرهای مشبک
۶۵	۳-۶ جمع‌بندی
۶۶	فصل چهارم: مطالعات ژئومکانیکی و برآورد پارامترهای مکانیکی توده سنگ
۶۷	۴-۱ مقدمه
۶۷	۴-۲ مطالعات صحرایی و جمع‌آوری اطلاعات ژئومکانیکی منطقه
۶۷	۴-۲-۱ زمین‌شناسی عمومی منطقه طرح
۶۸	۴-۲-۲ زمین‌شناسی مهندسی محدوده طرح
۶۸	۴-۲-۱-۱ زمین‌ریخت‌شناسی
۶۹	۴-۲-۱-۲ سنگ‌چینه‌شناسی
۶۹	۴-۲-۱-۳ هیدرولوژی
۷۰	۴-۲-۳ آزمایش‌های صحرایی
۷۱	۴-۲-۴ مطالعات آزمایشگاهی
۷۲	۴-۲-۱-۴ آزمایش مقاومت فشاری تک‌محوری
۷۲	۴-۲-۲-۴ مدول یانگ
۷۳	۴-۲-۳-۴ نسبت پواسون
۷۴	۴-۲-۴-۴ آزمایش شکست کششی برزیلی
۷۴	۴-۲-۵ تنش‌های برجا
۷۶	۴-۳ جمع‌بندی
۷۷	فصل پنجم: تحلیل پایداری مغار اصلی نیروگاه سردشت و طراحی سیستم نگهداری
۷۸	۵-۱ مقدمه

۲-۵ رده‌بندی توده سنگ دربرگیرنده مغار نیروگاه سد سردشت.....	۷۹
۱-۲-۵ رده‌بندی RMR ساختگاه مغار نیروگاه.....	۸۰
۲-۲-۵ رده‌بندی Q ساختگاه مغار نیروگاه.....	۸۱
۳-۲-۵ طراحی سیستم نگهداری براساس طبقه‌بندی مهندسی سنگ.....	۸۳
۳-۵ تحلیل پایداری مغار نیروگاه با استفاده از روش‌های عددی.....	۸۴
۴-۵ مدل‌سازی با نرم‌افزار $FLAC^{3D}$	۸۵
۱-۴-۵ مدل رفتاری.....	۸۶
۲-۴-۵ شرایط مرزی.....	۸۶
۳-۴-۵ تنش‌های منطقه.....	۸۷
۴-۴-۵ تحلیل مدل و نصب سیستم نگهداری.....	۸۷
۵-۴-۵ توصیف مدل.....	۸۸
۵-۵ تحلیل عددی مغار نیروگاه سردشت.....	۹۰
۶-۵ طراحی سیستم نگهداری با استفاده از روابط تجربی موجود.....	۹۶
۷-۵ تحلیل پایداری مغار نیروگاه سردشت و طراحی سیستم نگهداری با روش عددی.....	۹۷
۸-۵ تحلیل حساسیت و مطالعات پارامتری.....	۱۱۰
۱-۸-۵ تأثیر تغییر نسبت تنش‌های افقی به قائم (K).....	۱۱۰
۲-۸-۵ تأثیر تغییرات مدول تغییر شکل‌پذیری (E).....	۱۱۱
۳-۸-۵ تأثیر تغییرات چسبندگی (C).....	۱۱۲
۴-۸-۵ تأثیر تغییرات زاویه اصطکاک (ϕ).....	۱۱۲
۹-۵ جمع‌بندی.....	۱۱۳
فصل ششم: مقایسه بین نیروگاه‌های زیرزمینی و سطحی از لحاظ هزینه، فنی و پدافند غیرعامل.....	
۱-۶ مقدمه.....	۱۱۵
۲-۶ دیدگاه اقتصادی (هزینه‌ها).....	۱۱۵
۳-۶ دیدگاه فنی، تعمیرات و نگهداری.....	۱۲۱
۴-۶ پدافند غیرعامل.....	۱۲۲
۱-۴-۶ مقایسه نیروگاه‌های زیرزمینی و سطحی از لحاظ پدافند غیرعامل.....	۱۲۳
۵-۶ جمع‌بندی.....	۱۲۳
فصل هفتم: جمع‌بندی، نتیجه‌گیری و پیشنهادات.....	
۱۲۵.....	۱۲۵

۱-۷ جمع‌بندی و نتیجه‌گیری	۱۲۶
۲-۷ ارائه پیشنهادات	۱۲۸
منابع فارسی	۱۳۶
منابع انگلیسی	۱۳۸

فهرست شکل‌ها

- شکل ۱-۱ موقعیت ساختگاه سد و راههای دسترسی به آن ۵
- شکل ۲-۱ مقطع طولی تونل آب‌بر و جانمایی نیروگاه در دو گزینه سطحی و زیرزمینی ۶
- شکل ۳-۱ پلان تونل آب‌بر و جانمایی نیروگاه در دو گزینه سطحی و زیرزمینی ۶
- شکل ۴-۱ جانمایی نیروگاه در دو گزینه زیرزمینی و سطحی ۷
- شکل ۵-۱ طرح نهایی مغارهای نیروگاه زیرزمینی مینگتان ۱۴
- شکل ۶-۱ موقعیت و ابعاد مغارهای خیرتارن نسبت به یکدیگر ۱۵
- شکل ۷-۱ مراحل اجرای حفاری در مغارهای ادولو ۱۷
- شکل ۸-۱ سیستم نگهداری نهایی مغارهای نیروگاه ادولو ۱۷
- شکل ۱-۲ رابطه زمان پابرجایی با عرض دهانه و RMR ۲۶
- شکل ۲-۲ تعیین رده سیستم نگهداری در طبقه‌بندی Q ۲۹
- شکل ۳-۲ روشهای پایه مدل‌سازی در مکانیک سنگ ۳۰
- شکل ۴-۲ محیط پیوسته که هیچ‌گونه درزهای در آن مشاهده نمی‌شود ۳۲
- شکل ۵-۲ محیط پیوسته همراه با درزه ۳۲
- شکل ۶-۲ محیط ناپیوسته (گسسته) ۳۳
- شکل ۷-۲ محیط شبه پیوسته ۳۴
- شکل ۸-۲ فرآیند کلی حل مساله در $FLAC^{3D}$ ۴۰
- شکل ۱-۳ انواع الیاف فولادی که برای تهیه شاتکریت به کار می‌رود ۴۶
- شکل ۲-۳ مراحل نصب پیچ‌سنگ‌های دوغابی ۵۲
- شکل ۳-۳ نمایی از پیچ‌سنگ رزینی ۵۳
- شکل ۴-۳ مراحل تکامل کابل‌های مهار برای استفاده در سازه‌های زیرزمینی ۵۹
- شکل ۵-۳ تغییرات مقاومت گیرش کابل مهار به ازای مقادیر مختلف سفتی سنگ و تغییرات تنش عمودی ۶۰
- شکل ۶-۳ نمودار انتخاب الگوی کابل مهار ۶۰
- شکل ۷-۳ جزئیات مربوط به میل مهار نصب شده در توده سنگ ۶۱
- شکل ۸-۳ الف) نمایی کامل از تیر مشبک سه‌میله‌ای (ب) مقطع عرضی از تیر ۶۴
- شکل ۹-۳ الف) نمایی کامل از تیر مشبک چهارمیله‌ای (ب) مقطع عرضی از تیر ۶۴

- شکل ۴-۱ تغییرات مقاومت فشاری نسبت به β ۷۲
- شکل ۴-۲ تغییرات مدول یانگ نسبت به β ۷۳
- شکل ۴-۳ تغییرات نسبت تنش‌های افقی به تنش‌های قائم برای عمق‌های مختلف ۷۵
- شکل ۵-۱ الگوریتم تحلیل پایداری سازه‌های زیرزمینی به روش‌های عددی ۷۹
- شکل ۵-۲ نمایی از فضا‌های حفاری شده در ساختگاه نیروگاه سردشت توسط نرم‌افزار $FLAC^{3D}$ ۸۹
- شکل ۵-۳ معیار مور-کولمب و هوک و براون برای توده سنگ دربرگیرنده مغار نیروگاه سردشت ۹۰
- شکل ۵-۴ نمایی شماتیک از مغار نیروگاه و سازه‌های جانبی ۹۲
- شکل ۵-۵ منحنی رفتار نیروهای نامتعادل، قبل، حین و بعد از حفر سازه‌ها در حالت بدون نصب سیستم نگهداری .. ۹۲
- شکل ۵-۶ مقطع طولی از مغار اصلی، نقاطی که به تسلیم رسیده‌اند (قبل از نصب سیستم نگهداری) ۹۳
- شکل ۵-۷ مقطع عرضی از سازه‌های نیروگاه، نقاطی که به تسلیم رسیده‌اند (قبل از نصب سیستم نگهداری) ۹۳
- شکل ۵-۸ ترازهای مربوط به جابجایی در راستای قائم قبل از نصب سیستم نگهداری ۹۴
- شکل ۵-۹ منحنی جابجایی قائم در نقطه میانی سقف مغار اصلی ۹۴
- شکل ۵-۱۰ منحنی رفتار نیروهای غیرتعادلی بعد از نصب سیستم نگهداری ۱۰۰
- شکل ۵-۱۱ منحنی جابجایی قائم در سقف مغار اصلی بعد از نصب سیستم نگهداری ۱۰۰
- شکل ۵-۱۲ منحنی جابجایی افقی در دیواره مغار اصلی بعد از نصب سیستم نگهداری ۱۰۱
- شکل ۵-۱۳ منحنی رفتار سرعت ذره‌های در سقف مغار اصلی ۱۰۱
- شکل ۵-۱۴ منحنی رفتار سرعت ذره‌های در دیواره مغار اصلی ۱۰۲
- شکل ۵-۱۵ برآیند کلی جابجایی‌ها برای مغار نیروگاه پس از نصب سیستم نگهداری ۱۰۳
- شکل ۵-۱۶ ترازهای جابجایی در راستای Z ۱۰۳
- شکل ۵-۱۷ ترازهای جابجایی در راستای X ۱۰۴
- شکل ۵-۱۸ ترازهای مربوط به کرنش برشی بعد از نصب سیستم نگهداری ۱۰۴
- شکل ۵-۱۹ ترازهای تنش‌ها در راستای Z ۱۰۵
- شکل ۵-۲۰ ترازهای تنش‌ها در راستای X ۱۰۵
- شکل ۵-۲۱ ترازهای تنش‌های حداکثر ۱۰۶
- شکل ۵-۲۲ ترازهای تنش‌های حداقل ۱۰۶
- شکل ۵-۲۳ نیروی محوری پیچ‌سنگ‌ها ۱۰۷
- شکل ۵-۲۴ مقطع طولی از مغار اصلی، نقاطی که به تسلیم رسیده‌اند (بعد از نصب سیستم نگهداری) ۱۰۸

- شکل ۵-۲۵ مقطع عرضی از سازه‌های نیروگاه، نقاطی که به تسلیم رسیده‌اند (بعد از نصب سیستم نگهداری)..... ۱۰۸
- شکل ۵-۲۶ تأثیر تغییرات نسبت تنش‌های افقی به قائم بر جابجایی در سقف و دیواره مغار اصلی..... ۱۱۱
- شکل ۵-۲۷ تأثیر تغییرات مدول تغییر شکل پذیری بر جابجایی در سقف و دیواره مغار اصلی..... ۱۱۱
- شکل ۵-۲۸ تأثیر تغییرات چسبندگی بر جابجایی در سقف و دیواره مغار اصلی..... ۱۱۲
- شکل ۵-۲۹ تأثیر تغییرات زاویه اصطکاک بر جابجایی در سقف و دیواره مغار اصلی..... ۱۱۳

فهرست جدول‌ها

- جدول ۱-۱ مشخصات فضاهای زیرزمینی نیروگاه ادولو..... ۱۶
- جدول ۱-۲ خصوصیات مکانیکی سنگ‌های منطقه..... ۱۶
- جدول ۱-۳ ابعاد، ظرفیت و سیستم نگهداری مغار نیروگاه‌ها..... ۱۹
- جدول ۱-۳ مشخصات تیرهای مشبک چهارمیله‌ای پانتکس..... ۶۴
- جدول ۱-۴ نتایج آزمایشات بار نقطه‌ای در ساختگاه سردشت بر روی سنگ‌های اسلیت و فیلیت..... ۷۰
- جدول ۲-۴ طبقه‌بندی ناهمسانگردی ذاتی..... ۷۱
- جدول ۳-۴ نسبت پواسون بدست آمده از آزمایش‌ها بر روی سنگ‌های اسلیت و فیلیت..... ۷۳
- جدول ۴-۴ نتایج حاصل از آزمون کششی برزلی بر روی نمونه‌های اسلیت و فیلیت ساختگاه سردشت..... ۷۴
- جدول ۵-۴ مقادیر مربوط به پارامترهای سنگ‌های اسلیتی و فیلیتی دربرگیرنده مغارهای نیروگاه..... ۷۶
- جدول ۱-۵ نتایج رده‌بندی مهندسی توده سنگ منطقه..... ۸۲
- جدول ۲-۵ اطلاعات طراحی حاصل از رده‌بندی‌های مهندسی سنگ مغار نیروگاه سردشت..... ۸۳
- جدول ۳-۵ سیستم نگهداری پیشنهادی طبقه‌بندی مهندسی سنگ..... ۸۳
- جدول ۴-۵ مشخصات و پارامترهای توده سنگ اسلیت و فیلیت..... ۹۰
- جدول ۵-۵ مقادیر جابجایی در مغار نیروگاه در حالت بدون سیستم نگهداری..... ۹۵
- جدول ۶-۵ پارامترهای مربوط به پیچ‌سنگ‌ها در فضاهای حفاری شده..... ۹۸
- جدول ۷-۵ پارامترهای مربوط به شاکریت در فضاهای حفاری شده..... ۹۸
- جدول ۸-۵ مقادیر جابجایی در مغار نیروگاه بعد از نصب سیستم نگهداری..... ۱۰۹
- جدول ۹-۵ مشخصات بتن مورد استفاده در سازه‌های نیروگاه..... ۱۱۰
- جدول ۱-۶ محاسبات مربوط به برآورد اقتصادی نیروگاه زیرزمینی..... ۱۱۶
- جدول ۲-۶ خلاصه مقایسه گزینه‌های نیروگاه‌های سطحی و زیرزمینی از دیدگاه‌های هزینه، فنی، تعمیرات، نگهداری و پدافند غیرعامل..... ۱۲۴

فصل اول

کلیات

۱-۱ مقدمه

امروزه تمامی کشورهای جهان به توسعه منابع انرژی خود به عنوان شرط بنیادی رشد و شکوفایی اقتصادی و توسعه پایدار نظر دارند. میزان مصرف انرژی که از دیدگاه اجتماعی و فرهنگی، یکی از شاخص‌های پیشرفت و رفاه در جامعه به شمار می‌آید، به سرعت رو به افزایش است. علت این افزایش سریع، رشد جمعیت جهان و بالا رفتن سطح استانداردهای زندگی در کشورهای در حال توسعه است. این روند افزایشی در مورد مصرف برق نیز برقرار است. پیش‌بینی می‌شود میزان مصرف برق در ۴ دهه آینده از ۱۵ هزار میلیارد کیلو وات ساعت در سال به ۴۵ هزار میلیارد کیلو وات ساعت در سال برسد (گزارش سد و نیروگاه کارون ۳، ۱۳۸۴).

انرژی حاصل از ذخایر و منابع فسیلی مانند زغال سنگ، نفت و گاز از جمله انرژی‌های بازگشت‌ناپذیر است. به دلیل آثار زیست‌محیطی مخرب ناشی از احتراق منابع فسیلی، امروزه تمایل به انرژی‌های بازگشت‌پذیر بیشتر شده و در این میان تولید برق با بهره‌گیری از منابع طبیعی بازگشت‌پذیر در کانون توجه کشورها قرار گرفته است.

در دنیای امروز، روش‌های متنوعی برای تولید برق وجود دارد. ۶۳/۵ درصد تولید انرژی برق دنیا با استفاده از انرژی حرارتی، ۱۹ درصد با استفاده از انرژی آب، ۱۷ درصد با استفاده از انرژی هسته‌ای و ۰/۵ درصد نیز با استفاده از سایر انرژی‌ها صورت می‌گیرد. ویژگی‌های مثبت تولید برق با استفاده از انرژی آب باعث شده است که توسعه نیروگاه‌های برق‌آبی مورد توجه قرار گیرد، به گونه‌ای که طی سال‌های ۱۹۹۵ تا ۲۰۰۵ میلادی احداث این نیروگاه‌ها از رشدی بالای ۲۵ درصد برخوردار بوده است. کشورهای کانادا، برزیل، ایالات متحده، چین، روسیه و نروژ، ۵۴ درصد از کل تولید انرژی برق‌آبی در جهان را به خود اختصاص داده‌اند (گزارش سد و نیروگاه کارون ۳، ۱۳۸۴).

در فرآیند تولید نیرو از انرژی آب، نیاز به احداث نیروگاه برق‌آبی و سازه‌های جانبی آن شامل سازه آبگیر، تونل‌ها و شفت‌های آبرسان، مغارها و تجهیزات هیدرومکانیکال است. آب از طریق سازه آبگیر وارد تونل‌های آب‌بر شده و پس از عبور از تونل‌های افقی وارد شفت‌های قائم یا مایل می‌گردد.

پس از این مرحله، آب به تونل‌های افقی زیرین شفت وارد شده و هرکدام از این تونل‌ها به وسیله انشعاب‌هایی^۱ به تونل‌های کوچکتر تقسیم می‌شود که معمولاً پوشش فلزی دارند و اصطلاحاً پنستاک^۲ نامیده می‌شوند. آب پس از عبور از پنستاک‌ها به شیرهای پروانه‌ای و در نهایت وارد محفظه حلزونی^۳ شکل می‌گردد. وظیفه شیرهای پروانه‌ای، قطع و وصل جریان آب به داخل توربین است. توربین‌ها و ژنراتورها در داخل مغار اصلی قرار دارند. با ورود آب به توربین، حرکت چرخشی آن آغاز شده و ژنراتور نیز به حرکت درمی‌آید. به این ترتیب با ایجاد میدان مغناطیسی، جریان الکتریسیته تولید می‌شود. آب پس از خروج از توربین، از طریق مجراهای مکش^۴ به کانال پایاب رودخانه وارد می‌شود. برق تولیدی در مغار نیروگاه از طریق تونل‌های انتقال نیرو (باس‌داکت) به ترانس‌های واقع در مغار ترانسفورمر منتقل شده و پس از خروج از ترانس‌ها توسط کابل‌های هوایی به کلیدخانه انتقال می‌یابد.

۱-۲ پیشینه مطالعات انجام شده در زمینه احداث مغار نیروگاه به روش زیرزمینی

در راستای بهره‌برداری بهینه از منابع آبی کشور، استفاده از منابع آب رودخانه مرزی کلاس در استان آذربایجان غربی از طریق احداث سد یا سدهایی بر روی رودخانه مزبور پیش‌بینی گردیده و مطالعات زمین‌شناسی مهندسی محدوده آن با استفاده از عکس‌های هوایی ۱:۳۰,۰۰۰ انجام و منجر به ارائه گزارش مرحله پیش‌توجیهی در زمستان ۱۳۷۸ شد. پس از آن با مشخص شدن پیمانکار ژئوتکنیک به بررسی‌های دقیق‌تر زیرسطحی در محدوده ساختگاه پرداخته و مطالعات سطحی در مقیاس ۱:۱۰,۰۰۰ و ۱:۱۰,۰۰۰ برای تهیه نقشه‌های زمین‌شناسی از محل ساختگاه و نیروگاه آن دنبال شد (گزارش زمین‌شناسی مهندسی، مشانیر ۱۳۸۷).

در نگاه اول به نظر می‌رسید طرح مساله زیرزمینی بودن نیروگاه سد سردشت در این مرحله از مطالعات، آن هم در حالیکه احداث نیروگاه سطحی به لحاظ فنی محدودیت خاصی ندارد چندان

۱- Y Branch or Bifurcation

۲- Penstock

۳- Spiral Case

۴- Draft Tube

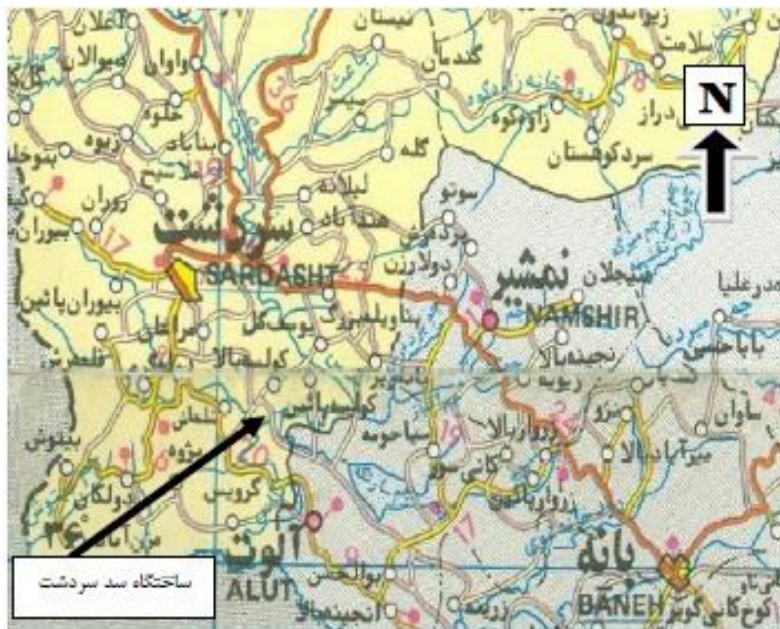
موضوعیتی نداشته باشد. لیکن نزدیکی موقعیت نیروگاه سد سردشت به نوار مرزی ایران و عراق و سوابق موجود در این منطقه این ذهنیت را ایجاد می‌نماید که اگر در شرایط خاص و با افزایش قیمتی معقول بتوان نیروگاه زیرزمینی را جایگزین نیروگاه سطحی نمود تا از شرایط مناسب‌تری به لحاظ پدافند غیرعامل برخوردار شود، این کار صورت پذیرد. در این راستا برای بررسی امکان عملی نمودن چنین تصمیمی، باید چگونگی اجرا و تحلیل پایداری مغار نیروگاه و سازه‌های جنبی بررسی شود.

نیازهای اصلی برای بررسی پایداری مغار نیروگاه شامل دو بخش اصلی خواهد بود. در بخش اول باید پارامترهای رفتاری توده سنگ دربرگیرنده مغار نیروگاه و سایر فضاهای زیرزمینی برآورد گردد. در بخش دوم نیز تعیین موقعیت و ابعاد فضاهای زیرزمینی مورد نیاز از ضروریات است. با انجام بخش‌های اول و دوم، انجام تحلیل‌های پایداری برای فضاهای زیرزمینی بخصوص فضاهای نزدیک به هم و تقاطع فضاهای زیرزمینی میسر و مفید به فایده خواهد بود.

۱-۳ معرفی پروژه سد و نیروگاه آن

منطقه‌ای که سد و نیروگاه در آن احداث می‌گردد در استان آذربایجان غربی، در گستره شمال و شمال غرب شهرستان سردشت تا جنوب و جنوب شرق این شهرستان در محدوده طول‌های جغرافیایی $28^{\circ} / 45^{\circ}$ تا $39^{\circ} / 45^{\circ}$ و عرض‌های جغرافیایی $4^{\circ} / 36^{\circ}$ تا $27^{\circ} / 36^{\circ}$ جای دارد (شکل ۱-۱). محور ساختگاه در محل پی در طول جغرافیایی $56^{\circ} / 33^{\circ}$ و 45° و عرض جغرافیایی $4^{\circ} / 51^{\circ}$ واقع می‌شود. نزدیک‌ترین شهر به ساختگاه، سردشت است که در فاصله هوایی ۱۳ کیلومتری شمال غربی از آن جای دارد. برای دسترسی به جناح راست ساختگاه باید از طریق سردشت فاصله ۲۲ کیلومتری سردشت - کولسه بالا و کولسه پایین را پیمود. برای دسترسی به جناح چپ در فصول کم آبی ساده‌ترین راه، گذر از عرض رودخانه است ولی برای رساندن ماشین‌آلات باید از طریق شهرستان بانه اقدام کرد. فاصله بانه تا محور سد حدود ۳۵ کیلومتر راه خاکی است. شهرستان بانه از طریق راه آسفالت‌های به طول ۵۵ کیلومتر به سردشت متصل می‌شود (گزارش زمین‌شناسی مهندسی، مشانیر ۱۳۸۷).

ظرفیت نیروگاه سردشت برابر با ۳ واحد ۴۰ مگاواتی و در مجموع ۱۲۰ مگاوات است. در صورتی که نیروگاه به صورت زیرزمینی احداث گردد، سیستم آبرسان آن با سیستم آبرسان نیروگاه سطحی مشابه است.

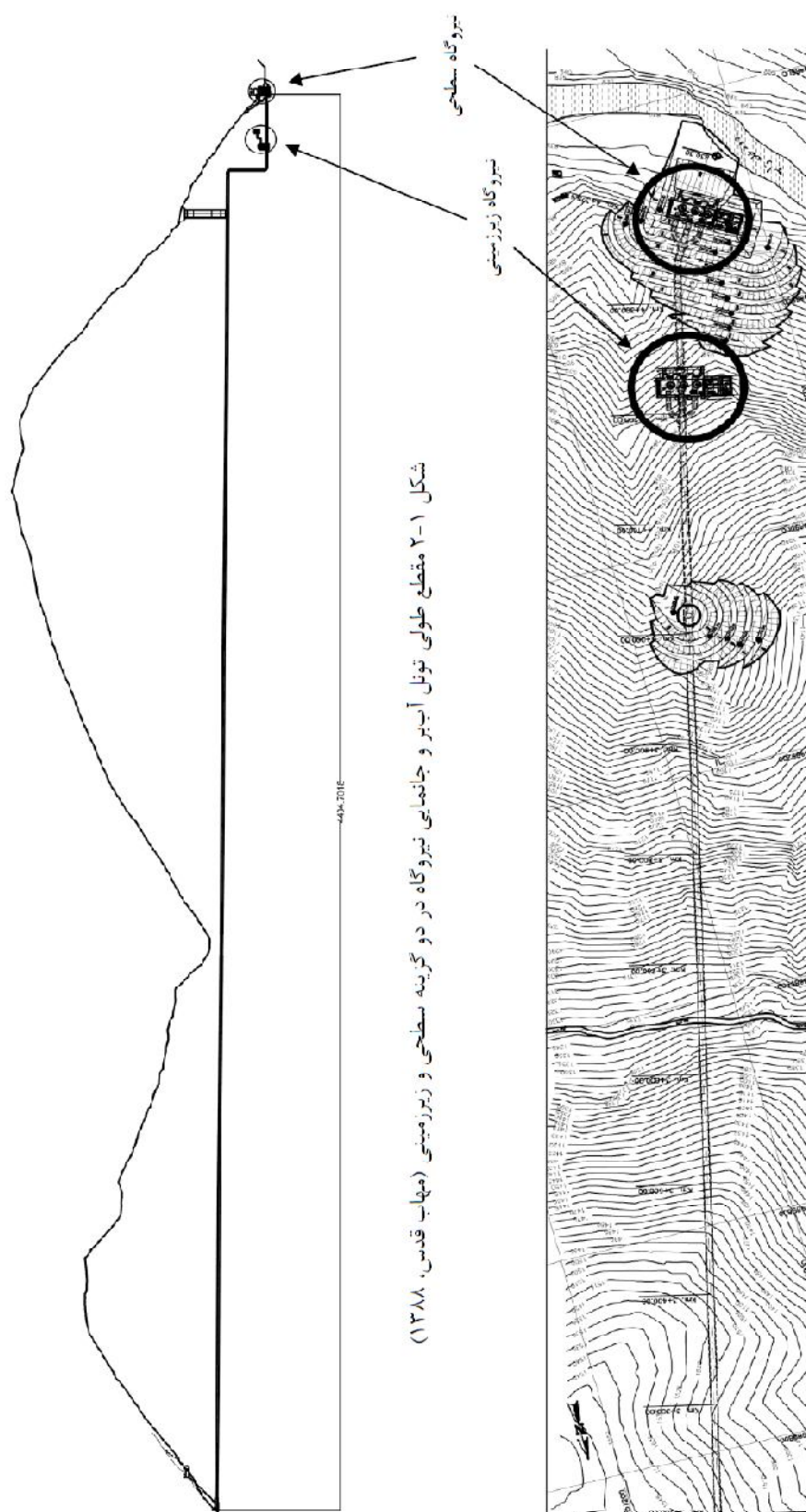


شکل ۱-۱ موقعیت ساختگاه سد و راه‌های دسترسی به آن

اما اختلاف آنها در این است که برای نیروگاه زیرزمینی، باید مجموعه‌ای از حفاریات زیرزمینی احداث گردد اما برای نیروگاه سطحی، ساختمان نیروگاه در سطح زمین قرار می‌گیرد و برای این کار باید در قسمت‌های بالادست آن ترانشه‌برداری و عملیات تحکیم سرتراشه‌ها صورت گیرد. سیستم آبرسان نیروگاه سردشت طبق شکل‌های (۱-۲، ۱-۳ و ۱-۴) مربوط به طرح نیروگاه سطحی و زیرزمینی، شامل یک دهانه آبگیر، یک رشته تونل به طول کلی ۴۲۵۰ متر، یک S شفت به قطر تمام-شده ۶/۲ متر و طول ۱۰۶ متر، شفت دریچه^۱، مخزن فشارشکن^۲ و پنستاک‌ها است (مهاب‌قدس، ۱۳۸۸ و سپاسد، ۱۳۸۹).

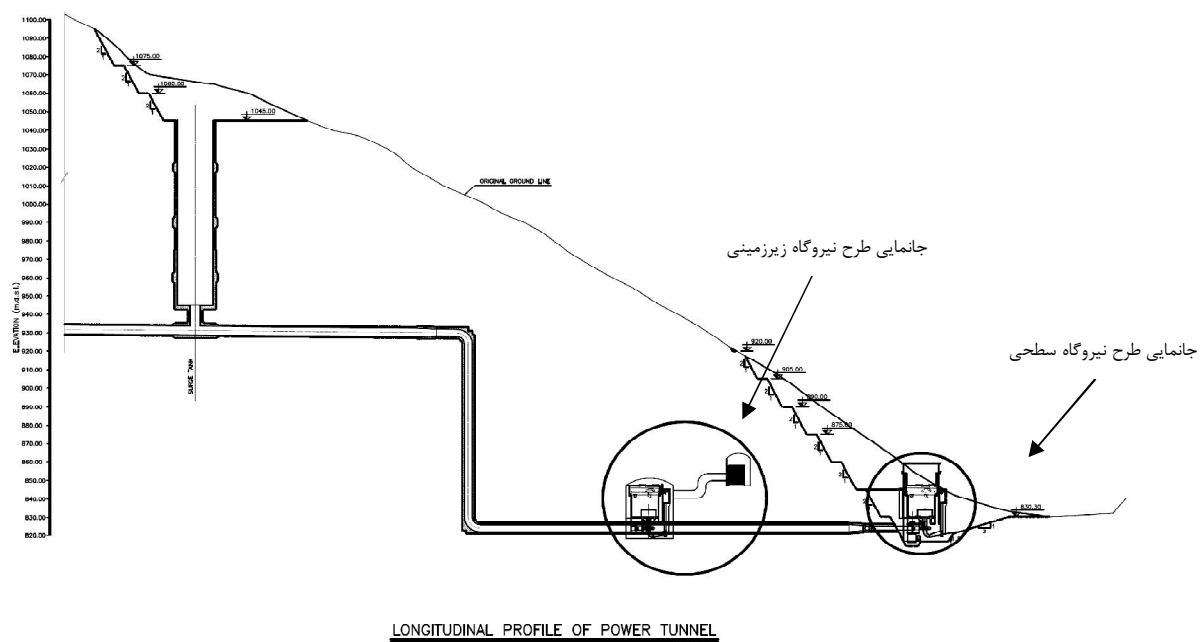
۱- Gate Shaft

۲- Surge Tank



شکل ۳-۱ پلان تونل آبیر و جانمایی نیروگاه در دو گزینۀ سطحی و زیرزمینی (مهاب قدس، ۱۳۸۸)

قطر تمام شده‌ی تونل آبرسان که از مخزن سد شروع می‌شود، ۶ متر است. در فاصله ۹۸ متری از دهانه آبگیر، شفت دریچه و در فاصله ۴۰۰۸ متری، مخزن فشارشکن قرار دارد. در فاصله ۴۱۵۵ متری تونل آبرسان، S شفت قرار می‌گیرد که تونل افقی را از تراز ۹۳۰ به تراز ۸۲۴ منتقل می‌کند. در تراز ۸۲۴ و انتهای S شفت، تونل افقی با قطر تمام شده ۶/۲ متر ادامه یافته و توسط یک انشعاب به سه پنستاک با قطر هر کدام ۲/۱ متر تبدیل می‌شود. پنستاک‌ها پوشش فلزی داشته و اطراف آن، بتن پرکننده مسلح قرار می‌گیرد. هر کدام از پنستاک‌ها به شیر پروانه‌ای و در آخر به توربین منتهی می‌گردد (مه‌باب قدس، ۱۳۸۸).



شکل ۴-۱ جانمایی نیروگاه در دو گزینه زیرزمینی و سطحی (مه‌باب قدس، ۱۳۸۸)

سیستم نیروگاه زیرزمینی نیز شامل مغار شیرها، مغار نیروگاه، مغار ترانسفورمر، سه رشته باس-داکت و سه رشته تونل خروجی (لوله‌های مکش) متصل به کانال پایاب است. مغارها در عمق ۸۰ تا ۱۱۰ متری زمین واقع می‌باشند و سنگ‌های ساختگاه عمدتاً از جنس اسلیت، فیلیت و ماسه‌سنگ دگرگون شده^۱ است که دارای سطوح ناپیوستگی (تورق) است.

۱- Metasandstone

۱-۳-۱ مطالعات پیشین

مطالعات ارزیابی قابلیت آبی رودخانه کلاس در سه بازه زمانی متفاوت به شرح زیر انجام شده است:

الف- مطالعات اولیه احداث سد در سال ۱۳۴۵ توسط شرکت مهندسی مشاور الکتروپروجکت^۱ از کشور یوگسلاوی.

ب- مطالعاتی که از سال ۱۳۷۴ تا ۱۳۷۷ در قالب مطالعات مرحله شناسایی توسط مهندسین مشاور مشانیر انجام گرفته است.

ج- مطالعات مرحله پیش توجیهی و توجیهی (۱۳۷۷ تا ۱۳۸۱) توسط مهندسین مشاور مشانیر، در این مرحله از مطالعات پس از بررسی گزینه‌های مطرح در محدوده ساختگاه سردشت، گزینه موجود در پایان مرحله پیش توجیهی به عنوان گزینه معرفی و ادامه مطالعات با بررسی‌های دقیق تر سطحی و انجام عملیات ژئوتکنیک ادامه یافت (گزارش زمین شناسی مهندسی، مشانیر ۱۳۸۷).

۱-۳-۲ مطالعات کنونی

به لحاظ حجم کم عملیات اکتشافی در مرحله توجیهی، شرکت مهندسی مشانیر در حین مرحله توجیهی، گمانه‌ها و گالری‌هایی را برای رفع کاستی‌ها و جوابگویی به سؤالات مطرح شده، پیشنهاد نمود که در نهایت این امر به مرحله مطالعات تکمیلی واگذار گردید.

مرحله مطالعات تکمیلی در سال ۱۳۸۶ آغاز شد و برای رفع کاستی‌های قبلی، حفاری تعداد ۱۶ گمانه به طول کلی ۱۱۰۰ متر و یک گالری به طول کلی ۲۰۰ متر در دستور کار قرار گرفت. سد مخزنی سردشت با هدف تولید برق که از طریق ساخت نیروگاه در پایین دست صورت می‌گیرد و ارتفاع آن از کف بستر فعلی رودخانه ۱۱۴ متر است که بر این پایه، مشخصات، ابعاد نیروگاه و سامانه انتقال آب تعیین می‌گردد (گزارش زمین شناسی مهندسی، مشانیر ۱۳۸۷).

۴-۱ روش انجام تحقیق

در این تحقیق سعی شده که امکان سنجی احداث نیروگاه سردشت به روش زیرزمینی با نگرشی ویژه به تحلیل پایداری به روش عددی (نرم افزار $FLAC^{3D}$) مورد بررسی قرار گیرد. با توجه به اینکه تجزیه و تحلیل تنش‌ها و تغییر مکان‌ها با استفاده از روش‌های تئوری (غیر عددی) معمولاً با پیش‌فرض‌هایی همراه است که منجر به طراحی محافظه کارانه می‌گردد، لذا برای افزایش دقت، از مدل‌سازی عددی به عنوان روش اصلی این تحقیق استفاده گردیده است. بدین منظور، برنامه‌های عددی قابل دسترس از نظر محدودیت‌ها و شرایط کاربری با یکدیگر مقایسه شده‌اند و بهترین آنها برای تعیین توزیع تنش‌ها و جابجایی اطراف فضای مورد نظر به کار گرفته شده است.

در مرحله بعد برای پایداری‌سازی مغار نیروگاه زیرزمینی، سیستم نگهداری بهینه طراحی شده و برآورد هزینه‌ای برای ساخت و اجرای آن به عمل آمده و در نهایت گزینه‌های زیرزمینی و سطحی به لحاظ فنی - اقتصادی، ایمنی و ملاحظات پدافند غیرعامل مقایسه شده‌اند.

۵-۱ تقسیم‌بندی انواع نیروگاه‌ها

نیروگاه‌های برق‌آبی براساس دبی آب رودخانه، نوع بار و ارتفاع ریزش آب به انواع زیر تقسیم می‌شوند:

۱-۵-۱ براساس دبی آب رودخانه

الف) نیروگاه‌های بر روی رودخانه‌های بدون ذخیره‌سازی آب: هدف از این نیروگاه‌ها، استفاده حداکثر از آب است و با توجه به دبی آب این رودخانه‌ها، قدرت تولیدی این نیروگاه‌ها کم است. نمونه‌ای از این نیروگاه‌ها به قدرت ۷۲ مگاوات، بر روی رودخانه اوهایو در آمریکا است.

ب) نیروگاه‌های بر روی رودخانه‌های جاری با ذخیره‌سازی آب: این نوع نیروگاه‌ها که همراه با ذخیره‌سازی آب می‌باشند، تأمین‌کننده تغییرات ساعتی بار در پست‌ها هستند. نیروگاه آبی کانوینگ به قدرت ۲۵۲ مگاوات و نیروگاه بندری سیف در آمریکا از این نوع هستند.

ج) نیروگاه‌های مخزنی: اکثر نیروگاه‌های آبی دنیا از این نوع هستند. در این نوع نیروگاه‌ها، آب به مقدار زیادی در پشت سد ذخیره می‌شود. نیروگاه‌های دز و شهید عباسپور از این نوع نیروگاه‌ها هستند.

۱-۵-۲ براساس نوع بار

الف) نیروگاه بار پایه: این نیروگاه‌ها بار پایه شبکه را تأمین می‌کنند و در نتیجه تقریباً یک بار ثابتی را تحت ضریب قدرت بالا تولید می‌کنند. این نوع نیروگاه‌ها دارای ظرفیت تولیدی بالایی هستند. نیروگاه‌هایی که بار پایه را تأمین می‌کنند، باید دارای هزینه تولیدی پایینی باشند. نیروگاه‌های حادثی بر روی سدهای بدون مخزن و آبگیر از نوع نیروگاه‌های بار پایه هستند.

ب) نیروگاه بار حداکثر: این نیروگاه به منظور تأمین بار حداکثر شبکه مورد استفاده قرار می‌گیرد. نیروگاه‌های حادثی بر روی سدهای با مخزن آبگیر از این نوع نیروگاه‌ها هستند. این نیروگاه‌ها در زمان غیر بار حداکثر، آب را در پشت سدها ذخیره می‌کنند و در مواقع بار حداکثر، از ذخیره آب استفاده می‌کنند و بدین جهت، عملکرد نیروگاه با ضریب قدرت کم همراه است.

ج) نیروگاه تلمبه - ذخیره‌ای: نیروگاه تلمبه - ذخیره‌ای، نوع خاصی از نیروگاه‌های بار حداکثر هستند. آب در این نیروگاه‌ها در زمان غیر از بار حداکثر (که شبکه دارای انرژی الکتریکی بیشتر از انرژی مصرفی است) توسط پمپ‌هایی از مخازن پایین به سمت مخازن بالا منتقل می‌شود. آنگاه در مواقع بار حداکثر شبکه، از انرژی پتانسیل آب موجود در مخازن بالا، به عنوان آب ورودی به توربین‌های نیروگاه تلمبه ذخیره‌ای استفاده و انرژی الکتریکی حاصل می‌شود. نیروگاه تلمبه ذخیره‌ای سیاه بیشه از این نوع نیروگاه‌ها است.

۱-۵-۳ براساس ارتفاع ریزش آب

الف) نیروگاه‌های با ارتفاع کم آب: این نوع نیروگاه‌ها، دارای ارتفاع ریزش آب کمتر از ۳۰ متر هستند. این ارتفاع بیانگر ارتفاع مابین سطح آب پشت سد و سطح آب خروجی از توربین است. این

نیروگاه‌ها نزدیک سد جانمایی می‌شوند و نیازی به مخزن ذخیره ندارند. نیمی از سد دارای دریچه‌های تخلیه آب مازاد است و نیروگاه در جلوی نیمه دوم ویا در مسیر حرکت رودخانه قرار دارد. در این نوع نیروگاه‌ها، توربین‌های کاپلان^۱ و یا فرانسیس^۲ جریان مختلط به کار می‌رود.

(ب) نیروگاه با ارتفاع متوسط آب: این نیروگاه‌ها برای ارتفاع ریزش آب ۳۰ تا ۳۰۰ متر به کار می‌روند. در این نیروگاه‌ها از یک کانال باز، آب پشت سد را از طریق لوله‌های مجاری آب به سمت توربین هدایت می‌کنند. توربین فرانسیس جریان شعاعی یا کاپلان در این نوع نیروگاه‌ها مورد استفاده می‌شوند.

(ج) نیروگاه با ارتفاع آب زیاد: این نیروگاه‌ها دارای ارتفاع ریزش آب بیش از ۳۰۰ متر هستند. کارهای عمرانی این نیروگاه‌ها در حجم بسیار زیادی صورت می‌گیرد که از جمله ساخت سد، مخازن، تونل‌ها، تانک‌های ذخیره و مجاری آب است. معمولاً در ارتفاع ریزش آب کمتر از ۲۰۰ متر، از توربین‌های فرانسیس و در ارتفاع ریزش آب بیشتر از ۲۰۰ متر از توربین پلتون^۳ استفاده می‌شود (www.brighthub.com/environment).

۱-۵-۴ مزایای استفاده از نیروگاه‌های برق‌آبی

(الف) عمر مفید این نیروگاه‌ها بیش از ۵۰ سال است و تا ۱۰۰ سال هم می‌رسد و در مقایسه با عمر نیروگاه‌های بخاری (حدود ۲۵ تا ۳۰ سال)، بسیار زیاد است.

(ب) به‌منظور تولید انرژی چرخشی توربین، نیازی به سوخت نیست، در نتیجه هزینه عملکرد نیروگاه بسیار کم است. به علاوه با توجه به عدم نیاز به سوخت، به مخزن‌های ذخیره سوخت هم نیازی نیست.

(ج) در این نیروگاه‌ها هیچ گونه آلودگی ناشی از گازهای حاصل از احتراق وجود ندارد و از این نظر مشکلی را برای محیط زیست ایجاد نمی‌کند.

۱- Kaplan

۲- Francis

۳- Pelton

(د) هزینه تولید انرژی نیروگاه‌های بخاری با تغییر ضریب قدرت بار، متغیر است، اما این هزینه در نیروگاه‌های آبی تقریباً مستقل از ضریب قدرت بار است.

(ه) زمان راه‌اندازی این نیروگاه‌ها بسیار کوتاه است و در زمان کمی (حدود چند دقیقه) قادر به هماهنگی با شبکه و وصل شدن به آن می‌باشد.

(و) پایداری این نیروگاه‌ها در مقایسه با نیروگاه‌های بخاری بسیار بالا است.

(ز) هزینه نگهداری این نیروگاه‌ها بسیار پایین است.

(ح) با گذشت زمان، بازده این نیروگاه‌ها تغییر نمی‌کند.

(ط) پرسنل مورد نیاز نیروگاه‌های آبی نسبت به بقیه نیروگاه‌ها بسیار کمتر است.

(ی) تولید انرژی آبی باعث صرفه‌جویی در مصرف سوخت و ذخایر مربوطه می‌شود.

از مزایای مهم دیگر نیروگاه‌های برق آبی که وابسته به تولید برق نیست، عبارتند از:

(الف) جلوگیری از سیل‌ها و سیلاب‌های فصلی (با ایجاد سد).

(ب) با ایجاد مخزن آب در پشت سد می‌توان زمین‌های اطراف این مخزن را آبیاری کرد.

(ج) حفظ محیط زیست و عدم آلودگی فضای منطقه.

(د) ایجاد فضای تفریحی مناسب در اطراف سد.

(ه) ایجاد منبع مناسب برای آب مصرفی شهرها.

۱-۵-۵ مشکلات استفاده از نیروگاه‌های برق آبی

(الف) با توجه به اینکه برای نصب نیروگاه‌های برق آبی نیاز به احداث سد است، هزینه ثابت این نیروگاه‌ها بسیار زیاد است

(ب) با توجه به اینکه تولید برق در این نیروگاه‌ها بستگی به میزان آب پشت سد دارد، در نتیجه در سال‌های کم‌آبی، تولید برق در این نیروگاه‌ها با مشکل همراه خواهد بود.

(ج) مدت زمان ساخت سد و نیروگاه‌های آبی در مقایسه با دیگر نیروگاه‌ها بسیار زیاد است و برای برنامه‌ریزی‌های کوتاه مدت انرژی، مناسب نیست.

د) قابلیت نصب نیروگاه‌های آبی در مکان‌های بسیار خاص می‌باشد
(www.brighthub.com/environment).

۱-۶ بررسی مغارهای مشابه

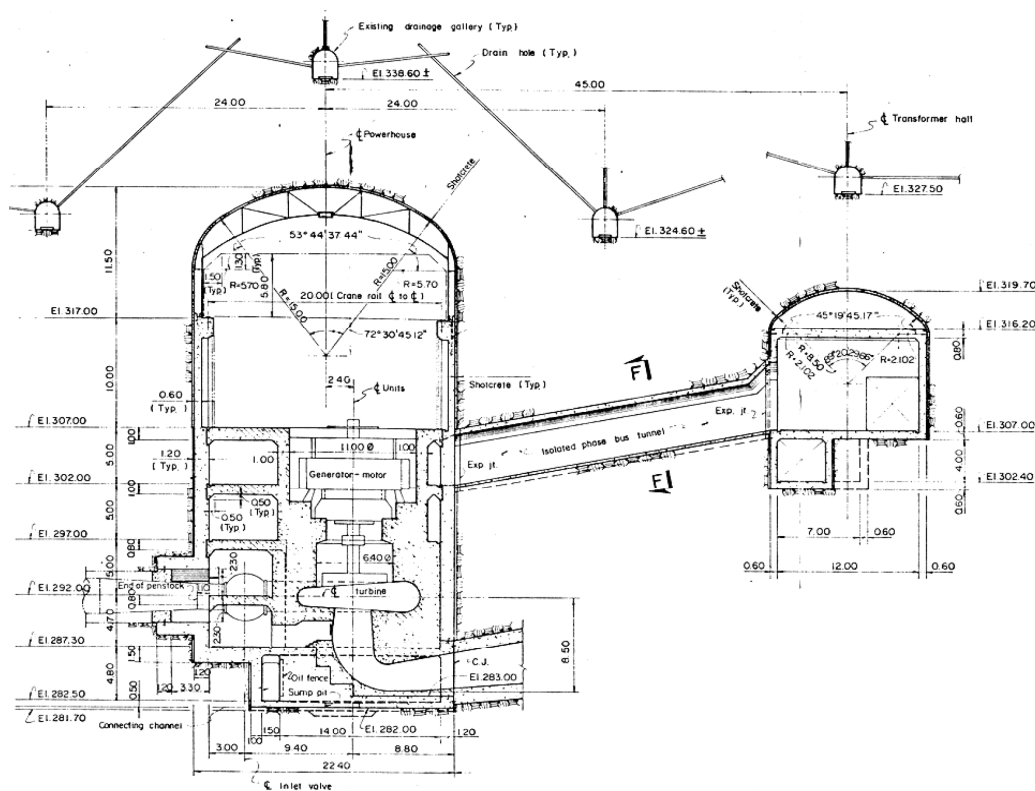
مهندسين طراح سازه‌های بزرگ زیرزمینی به منظور بررسی فعالیت‌های انجام شده، آگاهی از مشکلات و نقاط ضعف این فعالیت‌ها و نیز چاره‌جویی‌های انجام شده در رفع معضلات، به مطالعات موردی مراجعه می‌کنند. تجربیات حاصل از اجرای سازه‌های مختلف در شرایط متفاوت، در چارچوب مطالعات موردی منتقل می‌گردد. از این‌رو برای اهداف این تحقیق لازم است مطالعات گسترده‌ای بر روی پروژه‌های انجام شده در ایران و جهان صورت گیرد تا تصویر کلی از مشخصات هندسی نیروگاه زیرزمینی، جزئیات سیستم‌های نگهداری و روش‌های اجرای به کار رفته فراهم گردد که اهمیت این موضوع با توجه به کارهای محدودی که تاکنون توسط مشاوران پروژه برای طراحی نیروگاه سردشت انجام شده است بیش از پیش مشخص می‌شود. در این قسمت چندین مثال مختلف از مغارهای احداث شده در نقاط مختلف دنیا آورده شده است. مسائلی که در این بررسی مد نظر بوده‌اند عبارتند از: شکل و ابعاد فضا، ظرفیت نیروگاه، وضعیت زمین‌شناسی، روش اجرا و سیستم نگهداری.

۱-۶-۱ مغارهای نیروگاه مینگتان در تایوان

پروژه نیروگاه تلمبه ذخیره‌ای مینگتان^۱ با ظرفیت ۱۶۰۰ مگاوات، در منطقه مرکزی تایوان قرار داشته و با استفاده از ۴۰۰ متر اختلاف بار هیدرولیکی که بین دریاچه سان‌مون و رودخانه شوئیلی وجود دارد، بیش از ۱۸۰۰ مگاوات برق را در زمان حداکثر نیاز تولید می‌نماید. مغار نیروگاه دارای ۲۲ متر عرض، ۴۶ متر ارتفاع و ۱۵۸ متر طول است و به موازات آن مغار ترانسفورمر به ابعاد ۱۳ متر عرض، ۲۰ متر ارتفاع و ۱۷۰ متر طول قرار دارد. فاصله این مغارها از هم ۴۵ متر بوده و همگی در عمق حدود ۳۰۰ متری زیر سطح زمین واقع هستند. توده سنگ دربرگیرنده مغار از میان لایه‌های ماسه‌سنگ هوازده، سیلتستون و لایه‌بندی‌هایی که شیب آنها ۳۴ درجه است تشکیل شده است.

۱- Mingtang

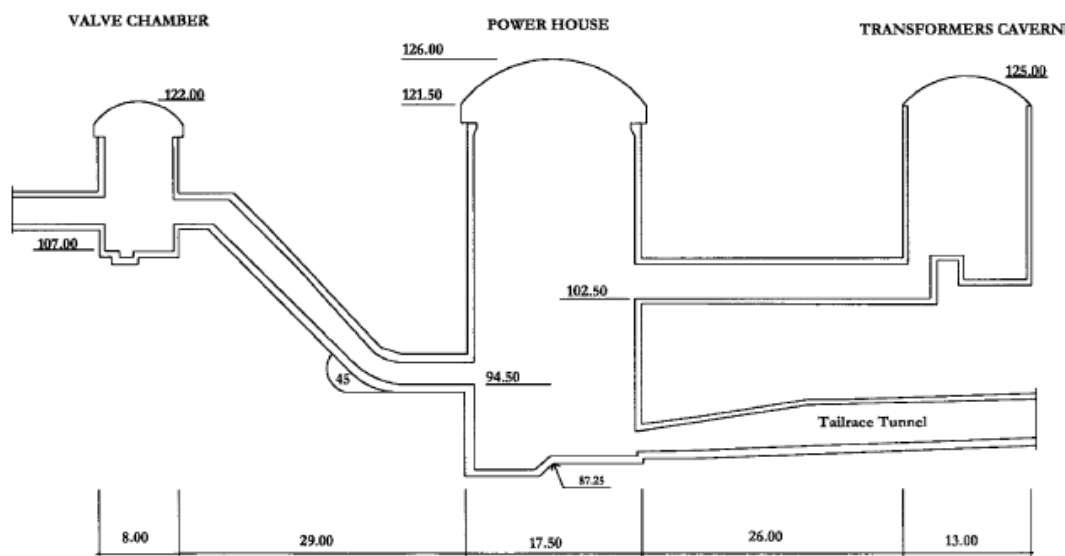
همچنین نسبت تنش افقی به قائم تقریباً ۰/۹ است. تنش اصلی حداکثر موازی با لایه‌بندی و عمود بر محور مغار جهت یافته است. شکل ۵-۱ طرح نهایی مغار نیروگاه و ترانسفورمر مینگتان را نشان می‌دهد (Hoek, 2001).



شکل ۵-۱ طرح نهایی مغارهای نیروگاه زیرزمینی مینگتان (Hoek, 2001)

۱-۶-۲ مغار نیروگاه تلمبه ذخیره‌ای خیرتارن ۱ در تایلند

این نیروگاه دارای ظرفیت ۶۰۰ مگا وات بوده و مغار آن دارای ۱۷/۵ متر عرض، ۴۲ متر ارتفاع و ۹۵ متر طول است و در عمق ۳۸۵ تا ۳۹۰ متری سطح زمین قرار گرفته است. در شکل ۶-۱ مغارها، ابعاد و موقعیت آنها نسبت به همدیگر نشان داده شده است. توده سنگ محدوده پروژه دارای اندکی درزه‌داری و مقاومت توده سنگ متوسط تا زیاد است. امتداد صفحات لایه‌بندی اغلب در طول امتداد زون ساختاری و با شیب زیاد است.



شکل ۱-۶ موقعیت و ابعاد مغارهای خیرتارن نسبت به یکدیگر (Pheinwej et al, 2003).

تنش افقی حداکثر، در حدود $1/8$ برابر تنش قائم در اعماق کمتر از ۲۰۰ متر و برابر تنش قائم در اعماق بیشتر است. تنش افقی حداقل، در حدود نصف تنش قائم است. تنش افقی حداکثر، دارای آزیموت $13 - 127$ درجه است که کم و بیش در طول امتداد دسته ناپیوستگی‌های غالب محدوده پروژه است. تنش افقی حداقل در جهت تقریباً عمود بر امتداد زون‌های ساختاری قرار گرفته است. شرایط تنش‌های برجا در محل توسط ساختارهای زمین‌شناسی اصلی و تکامل تدریجی تکتونیک منطقه کنترل شده است (Pheinwej et al, 2003).

۱-۶-۳ نیروگاه برق آبی فورتونا

نیروگاه فورتونا^۱ در کشور پاناما احداث گردیده است. این نیروگاه توانایی تولید ۳۰۰ مگاوات برق توسط ۳ واحد توربین ۱۰۰ مگاواتی را دارد. سد آن از نوع سنگریزه‌ای با هسته بتنی و به ارتفاع ۱۰۰ متر است. مقطع مغار، نعل اسبی بوده و طول، ارتفاع و عرض آن به ترتیب ۸۰، ۳۵ و ۲۴ متر است. توده سنگ دربرگیرنده مغار، آندزیت است و روش انتخاب شده برای تحلیل پایداری و طراحی

۱- Fortuna

سیستم نگهداری، روش تجربی بوده است. سیستم نگهداری نهایی برای این نیروگاه، پوشش بتنی و میل‌مهار است (Pedromo et al, 1986).

۱-۶-۴ نیروگاه زیرزمینی ادولو

این نیروگاه با ظرفیت ۱۰۰۰ مگا وات در کشور ایتالیا اجرا شده است و ابعاد مغارهای نیروگاه در جدول ۱-۱ نشان داده شده است:

جدول ۱-۱ مشخصات فضاهای زیرزمینی نیروگاه ادولو (Forzano et al, 1986)

ویژگی فضاهای زیرزمینی	طول (متر)	عرض (متر)	ارتفاع (متر)
گالری شیرها	۱۳۴	۹/۵	۱۵
مغار اصلی	۱۷۵	۱۶	۴۷
مغار ترانسفورمر	۱۶۴	۱۴	۲۰

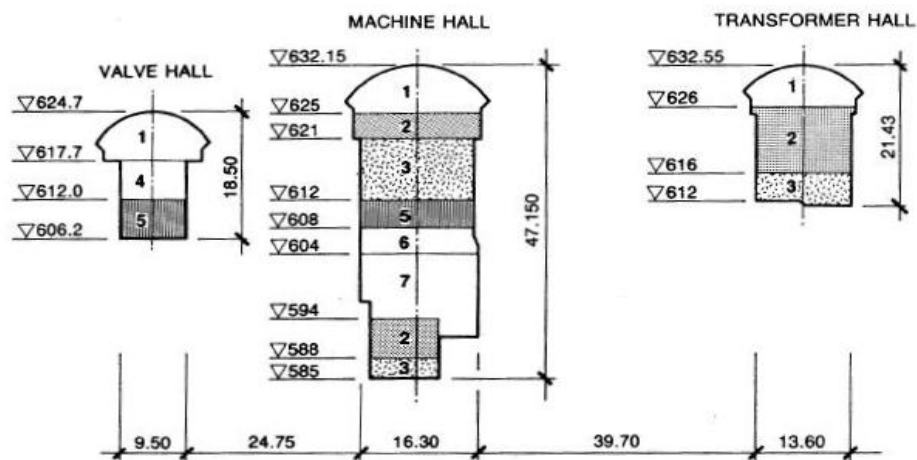
مغارهای نیروگاه در تشکیلاتی به نام شیست‌های ادولو واقع شده است. از نزدیکی فضاهای حفاری شده گسلی می‌گذرد که ضخامت زون خرد شده آن حدود ۲۰ متر است. دو نوع سنگ مختلف در منطقه حفاری نیروگاه تشخیص داده شده است که خواص مکانیکی آنها در جدول ۱-۲ ارائه شده است.

جدول ۱-۲ خصوصیات مکانیکی سنگ‌های منطقه (Forzano et al, 1986)

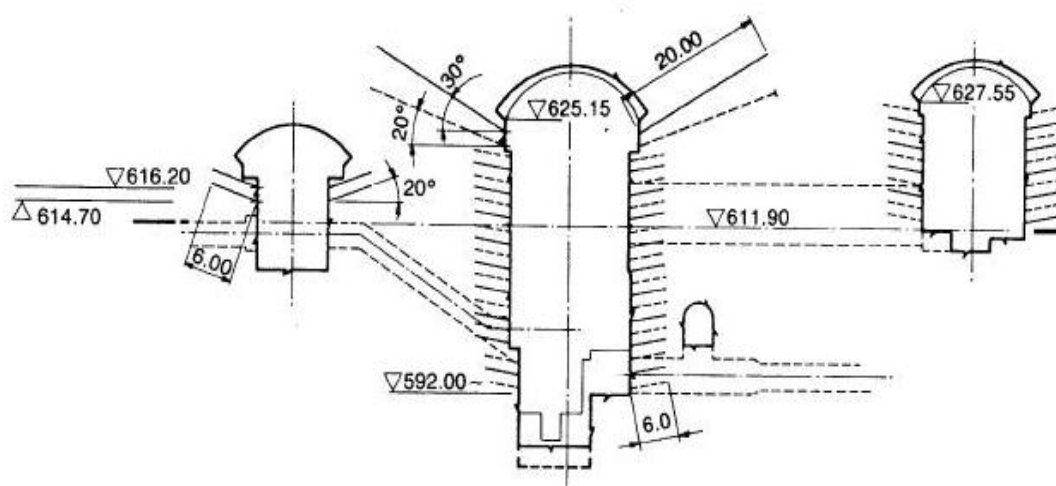
ویژگی نوع سنگ	مقاومت فشاری (MPa)	مدول الاستیسیته (GPa)	زاویه اصطکاک (درجه)	چسبندگی (MPa)
سنگ نوع ۱	۶۴	۲۰	۴۳	۱۵
سنگ نوع ۲	۴۵	۱۲/۵	۴۳	۱۰

تنش‌های اصلی حداکثر و حداقل منطقه به ترتیب ۲۴/۹ و ۶/۱۵ مگا پاسکال است.

روش حفاری و نگهداری: روش حفاری مغارهای نیروگاه، با استفاده از چالزنی و انفجار بوده که مراحل مختلف آن در شکل ۷-۱ نشان داده شده است. روش نگهداری مغارهای نیروگاه در شکل شماره ۸-۱ نشان داده شده است که در سقف، بتن مسلح به صورت طاق قوسی و در دیوارها، پیچ‌سنگ به طول ۶ متر و فاصله‌داری $3 \times 1/5$ متر همراه با شبکه فولادی است. وسایل نگهداری پس از هر مرحله حفاری (به ارتفاع ۴ متر) فوراً نصب می‌گردد تا پایداری و ضریب اطمینان دیوارها قبل از حفاری مرحله بعد افزایش یابد (Forzano et al, 1986).



شکل ۷-۱ مراحل اجرای حفاری در مغارهای ادولو (Forzano et al, 1986)



شکل ۸-۱ سیستم نگهداری نهایی مغارهای نیروگاه ادولو (Forzano et al, 1986)

۱-۶-۵ مغارهای نیروگاه برق آبی مسجد سلیمان در ایران

نیروگاه سد مسجد سلیمان با ظرفیت ۱۰۰۰ مگا وات در دو بخش شامل فاز یک و طرح توسعه بر روی رودخانه کارون اجرا گردیده است. فاز یک این طرح شامل یک مغار نیروگاه با طول ۱۵۶ متر، عرض ۳۰ متر و ارتفاع ۵۰ متر و مغار ترانسفورمر با عرض ۱۳/۶ متر، طول ۱۱۰ متر و ارتفاع ۲۱ متر است (تقواییان، ۱۳۷۹).

از نظر ارتفاعی سقف مغار نیروگاه از کف مغار ترانسفورمر ۹ متر پائین تر و از نظر عرضی محورهای آنها ۳۰ متر با هم فاصله دارند و امتداد هر دو فضا یکسان است. این دو مغار تقریباً در عمق ۲۵۰ متری از سطح زمین قرار گرفته‌اند. طرح توسعه نیروگاه سد مسجد سلیمان، در امتداد مغار نیروگاه فاز یک است که ابعاد مشابه فاز یک داشته و طول کمتری (۱۱۲ متر) نسبت به فاز یک دارد. مغار ترانسفورمر طرح توسعه دقیقاً مشابه مغار ترانسفورمر فاز یک است (تقواییان، ۱۳۷۹).

مغارهای سد مسجد سلیمان در تکیه‌گاه راست سد واقع شده‌اند. شیب لایه‌ها در این محل بین ۲۵ تا ۳۰ درجه است و امتداد مغارها به موازات امتداد لایه بندی انتخاب شده است. سقف مغار نیروگاه در کنگلومرا، ماسه‌سنگ و رس قرار گرفته است. تقریباً تمام سقف مغار ترانسفورمر از جنس کنگلومرا و ماسه‌سنگ است.

طراحی اولیه مغار براساس تحلیل نتایج حاصل از گمانه‌های اکتشافی، آزمایشات ژئوتکنیکی فاز توجیهی و شناخت تفصیلی پروژه انجام شده بود. با حفر گالری اکتشافی، انجام مطالعات تکمیلی و آزمایشات تکمیلی ژئوتکنیکی، آزمایشگاهی و صحرایی داده‌های بیشتری حاصل گردیدند. با تحلیل حساسیت پارامترهای ژئوتکنیکی تحلیل پایداری مغارهای نیروگاه و ترانسفورمر با روش‌های مختلف تجربی، عددی و گوه‌ای انجام و درستی نتایج با یکدیگر مقایسه گردیدند. براین اساس محور نهایی حفر مغارها به موازات امتداد لایه‌ها (N340E) و تقریباً عمود بر تنش افقی حداکثر، تغییر جهت داده شد و تمهیدات نگهداری مناسب پیشنهاد گردید (گزارش سد و نیروگاه مسجد سلیمان، ۱۳۸۴).

در جدول ۱-۳ ابعاد، ظرفیت و سیستم نگهداری مغار نیروگاه‌های ذکر شده در بالا آورده شده است.

جدول ۱-۳ ابعاد، ظرفیت و سیستم نگهداری مغار نیروگاه‌ها

مشخصات مغار	ابعاد (m)			ظرفیت (MW)	سیستم نگهداری اجرا شده
	ارتفاع	طول	عرض		
مینگتان	۴۶	۱۵۸	۲۲	۱۶۰۰	پیچ‌سنگ‌های ۵/۵ متری - کابل‌های مهاری ۹ متری - شاتکریت به همراه شبکه فولادی
خیرتارن	۴۲	۹۵	۱۷/۵	۶۰۰	پیچ‌سنگ‌های ۶ متری با فاصله‌داری ۱/۵×۱/۵ در سقف و ۲/۵×۲/۵ در دیواره‌ها - شاتکریت به همراه شبکه فولادی
فورتونا	۳۵	۸۰	۲۴	۳۰۰	پوشش بتنی - میل مهار - شاتکریت به همراه شبکه فولادی
ادولو	۴۷	۱۷۵	۱۶	۱۰۰۰	بتن مسلح در سقف - پیچ‌سنگ‌های ۶ متری - شاتکریت و شبکه فولادی - میل مهارهای ۲۰ متری در سقف
مسجدسلیمان	۵۰	۱۵۶	۳۰	۱۰۰۰	شاتکریت - شبکه فولادی - پیچ‌سنگ - پوشش بتنی

۱-۷ جمع‌بندی

در این تحقیق با توجه به اینکه ابعاد نهایی مغارهای نیروگاه و سازه‌های جنبی به طور قطع مشخص نشده است بنابراین سعی شده که با جمع‌آوری اطلاعات (ابعاد، ظرفیت هر واحد و ظرفیت نهایی) مربوط به نیروگاه‌های برق‌آبی مشابه که در ایران و خارج از ایران احداث گردیده‌اند ابعاد توربین‌های پیش‌بینی شده برای سه واحد نیروگاهی (۴۰ MW) و همچنین حداقل برهم‌کنش سازه-

های زیرزمینی برروی همدیگر با توجه به خصوصیات ژئومکانیکی سنگ‌های منطقه، ابعاد مناسبی برای این سازه‌ها طراحی و در مدل‌سازی در نظر گرفته شود که در پایین به آنها اشاره می‌شود.

ابعاد مغار نیروگاه عبارت است از: طول ۶۲ متر، ارتفاع ۲۹ متر و عرض ۲۰ متر و ابعاد مغار ترانسفورمر عبارت است از: طول ۵۵ متر، ارتفاع ۱۸ متر و عرض ۱۲ متر. هرکدام از باس‌داکت‌ها دارای طول ۴۰ متر و ابعاد ۳×۳ متر است. خروجی‌های نیروگاه نیز در قسمت‌های ابتدایی دارای ابعاد ۳×۳ متر و در قسمت انتهایی ۵×۵ است. مغارهای نیروگاه و ترانسفورمر موازی هم بوده اما مغار ترانسفورمر در تراز بالاتر قرار دارد. فاصله محورهای دو مغار از همدیگر ۵۰ متر است.

فصل دوم

**روش‌های تحلیل پایداری فضاها
زیرزمینی**

۱-۲ مقدمه

محیط‌های سنگی و خاکی تغییرپذیری بالایی دارند، بنابراین از مسائل بسیار مهمی که مهندسين طراح سازه‌های زیرزمینی باید نسبت به آن آگاهی کامل داشته باشند این است که با توجه به شرایط و ویژگی‌های طرح مورد نظر، بهترین روش تحلیل پایداری را به گونه‌ای انتخاب نمایند که علاوه بر دارا بودن جنبه‌های اقتصادی، از نظر کاربردی نیز ساده بوده و نتایج آن نیز با رعایت ضریب اطمینان کافی، دقیق باشد. در چند دهه اخیر، محققین بسیاری بر روی توسعه روش‌های مختلف تحلیل پایداری مطالعه نموده‌اند. بدین منظور در ادامه این فصل به انواع روش‌های طراحی و تحلیل پایداری در سازه‌های زیرزمینی اشاره خواهد شد.

۲-۲ مروری بر روش‌های تحلیل پایداری

تاکنون در تحلیل پایداری سازه‌های زیرزمینی روش‌های متنوعی ارائه شده است. کلیه روش‌های موجود را می‌توان در چهار رده کلی زیر تقسیم کرد:

- ۱- روش‌های فرم بسته^۱
- ۲- روش‌های تجربی^۲
- ۳- روش‌های عددی^۳
- ۴- روش‌های مدل‌سازی فیزیکی^۴

۱- Closed form Solution Methods

۲- Empirical Methods

۳- Numerical Methods

۴- Physical Modelling Methods

روش‌های فرم بسته براساس ایجاد مدل‌های ریاضی منطبق بر ویژگی‌های حفاریات و تحلیل آنها بنا نهاده شده است. روش‌های کرش^۱، گرین اسپن^۲ و متغیر مختلط^۳ جزء این گروه قرار می‌گیرند. روش‌های تجربی براساس تجارب بدست آمده در طی اجرای پروژه‌های مختلف می‌باشد که امروزه کاربردهای زیادی دارد. روش‌های تجربی خود به دو گروه روش‌های مشاهده‌ای^۴ و طبقه‌بندی مهندسی سنگ‌ها^۵ تقسیم‌بندی می‌شود (شفیع‌زاده، ۱۳۸۲).

در روش‌های مشاهده‌ای، طراحی نگهداری براساس ثبت و تفسیر داده‌های حاصل از رفتارنگاری (در حین اجرای سازه) انجام می‌گیرد، بدین معنی که به کمک رفتارنگاری، همزمان با پیشروی، واکنش توده سنگ در برابر حفر را اندازه‌گیری می‌نمایند و پس از تجزیه و تحلیل نتایج آن، طرح نگهداری برای وضعیت موجود ارائه می‌گردد. از جمله این روش‌ها می‌توان به روش NATM و روش همگرایی-محصورشدگی اشاره نمود.

هدف اصلی بکارگیری یک سیستم طبقه‌بندی مهندسی سنگ این است که بتوان مشخصه‌هایی را با استفاده از روش‌های ساده، ارزیابی و سنجش نمود تا با بهره‌گیری از نتایج چنین گروه‌بندی‌هایی امکان برآورد ماهیت ذاتی ماده و چگونگی رفتار آن در شرایط مختلف مهندسی را فراهم آورد. طبقه‌بندی توده سنگ شالوده اصلی روش طراحی تجربی را تشکیل می‌دهد و در مهندسی سنگ به طور گسترده‌ای از آن استفاده می‌شود. از مهم‌ترین روش‌های طبقه‌بندی مهندسی می‌توان رده‌بندی ترزاقی^۶، لوفر^۷، دیر^۸، روش‌های RSR، RMR و Q را نام برد (شفیع‌زاده، ۱۳۸۲).

کاربرد روش‌های عددی در مدل‌سازی فعالیت‌های مهندسی، روندی افزاینده را نشان می‌دهد. اساس روش‌های عددی، تبدیل یک محیط با بی‌نهایت درجه آزادی به محیطی با تعداد درجه آزادی

۱- Kirsch Methods

۲- Green Span Methods

۳- Complex Variable Methods

۴- Obervational Methods

۵- Engineering Rock Mass Classification

۶- Terzaghi

۷- Lauffer

۸- Deere

محدود در تعداد معینی از نقاط می‌باشد. با بررسی اثر نیرو و بارگذاری در این نقاط و تعیین میزان تغییر شکل آنها با استفاده از توابع درونیابی^۱ می‌توان تغییر شکل‌های سایر نقاط را نیز تعیین نمود (رمضان‌زاده، ۱۳۷۶).

روش مدل‌سازی فیزیکی نیز خود به دو گروه مدل‌سازی با روش فتوالاستیسیته^۲ و مدل‌سازی با مواد مشابه تقسیم می‌شود. این روش به دلیل بالا بودن هزینه کاربرد آن، چندان متداول نیست. در ادامه کاربردی‌ترین روش‌های تحلیل پایداری تشریح شده است.

۲-۱-۲ روش همگرایی-محصورشدگی

یکی از روش‌های تئوری که برای تحلیل پایداری سازه‌های زیرزمینی کاربرد دارد روش همگرایی-محصورشدگی^۳ نام دارد. رفتار یک فضای زیرزمینی و سیستم نگهداری آن به مشخصات بار سنگ و نیز مشخصات سیستم نگهداری، چگونگی و زمان نصب آن بستگی دارد. این ایده در ابتدا به وسیله دیر مطرح شد و سپس براون و همکارانش^۴ روند تکاملی آن را ادامه دادند. در این میان افراد زیادی نظیر دائمن^۵، رابسیویچ^۶، لادانی^۷، لومباردی^۸، ایگر^۹ و پانت^{۱۰} روی این موضوع مطالعه کرده‌اند. دیر معتقد است حتی اگر یک تئوری بتواند منحنی رفتار زمین را پیش‌بینی کند، تفاوت‌های موضعی فاحشی در مراحل اجرای سازه وجود خواهد داشت که از مفید بودن این منحنی برای طراحی عملی سیستم نگهداری جلوگیری خواهد کرد. تنها با رفتارنگاری جابجایی شعاعی و فشار نگهداری می‌توان منحنی واقعی رفتار زمین را ترسیم نمود. از آنچه بیان شد نتیجه می‌شود که اگرچه ایده

۱- Shape Functions

۲- Photoelastic Modelling

۳- Convergence- Confinment Method

۴- Brown et al

۵- Daemen

۶- Robcewicz

۷- Ladanyi

۸- Lombardi

۹- Egger

۱۰- Panet

منحنی مشخصه رفتار زمین می‌تواند مقدار نگهداری لازم برای سازه را پیش‌بینی کند، ولی مشخص کردن منحنی رفتار واقعی زمین بدون رفتارنگاری، امری مشکل و تا حدی غیرممکن است (شفیع‌زاده، ۱۳۸۲).

۲-۲-۲ روش‌های تجربی

چهارچوب اصلی روش‌های تجربی، طبقه‌بندی مهندسی سنگ است. هر سیستم طبقه‌بندی سنگ باید براساس خواص ذاتی سنگ پایه‌ریزی شده و این خصوصیات را به صورت کلی بیان کند. رده‌بندی‌های مشهور توده سنگ عبارتند از: ترزاقی، لوفر، پاچر، RSR، RMR، Q و ... که از بین آنها روش‌های RMR و Q از اهمیت ویژه‌ای برخوردارند که به صورت خلاصه تشریح می‌گردد.

روش طبقه‌بندی ژئومکانیکی RMR

روش طبقه‌بندی ژئومکانیکی RMR در ابتدا توسط بینیاویسکی ارائه گردید. امروزه این روش یکی از متداول‌ترین روش‌های رده‌بندی سنگ است که در طراحی سطوح شیب‌دار، پایداری فضا‌های زیرزمینی و پی‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد. این رده‌بندی شامل شش پارامتر است که در تعیین کیفیت مهندسی توده سنگ دخیل هستند:

۱- مقاومت فشاری تک محوری سنگ بکر (σ_c)

۲- شاخص کیفی توده سنگ (RQD)

۳- فاصله‌داری ناپیوستگی‌های توده سنگ ($\bar{X}$)

۴- وضعیت ناپیوستگی‌های توده سنگ

۵- وضعیت آب‌های زیرزمینی

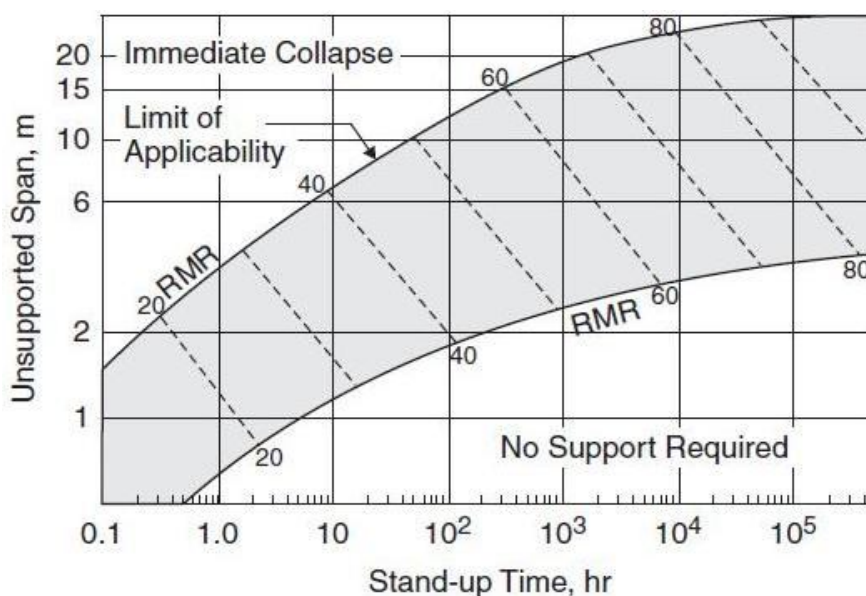
۶- جهت‌یافتگی ناپیوستگی‌های توده سنگ نسبت به امتداد سازه مورد نظر.

بینیاویسکی برای هر کدام از پارامترهای فوق امتیاز جداگانه‌ای در نظر گرفت که مجموع

امتیازات پارامترهای فوق، امتیاز نهایی توده سنگ خواهد بود (فهیمی‌فر، ۱۳۷۶).

برآورد نگهداری لازم و مدت زمان پابرجایی

نموداری توسط بینیاویسکی (۱۹۸۹) ارائه گردیده است که با داشتن مقدار عددی RMR و عرض دهانه مورد نظر، زمان پایداری سازه (بدون استفاده از وسایل نگهداری) بدست می‌آید (شکل ۲-۱). این زمان در ارائه روش اجرا و زمان نصب نگهداری بسیار مفید است (Singh et al, 2006).



شکل ۱-۲ رابطه زمان پابرجایی با عرض دهانه و RMR (Singh et al, 2006)

روش طبقه‌بندی Q

روش دیگری که برای طبقه‌بندی سنگ‌ها بکار می‌رود روش Q نام دارد که توسط بارتن و همکاران ارائه شده است. برای تعیین میزان پایداری حفریات زیرزمینی دو عامل مهم را باید مد نظر قرار داد، این دو عامل عبارتند از: موقعیت مکانی فضا‌های زیرزمینی و توجیه آن نسبت به شرایط نامساعد زمین‌شناسی. توجیه فضایی سازه‌هایی که در سنگ‌های با مقاومت کم حفر می‌گردند نسبت به ناپیوستگی‌های سنگ، در کمیت و کیفیت وسایل نگهداری اهمیت ویژه‌ای دارد (فهیمی‌فر، ۱۳۷۶).

روش تعیین Q

در این روش کیفیت سنگ در یک طبقه‌بندی مشتمل بر شش عامل مؤثر بیان می‌شود. برای تعیین این پارامترها به ترتیب زیر عمل می‌شود:

توده سنگ را براساس کیفیت آنها، با توجه به اطلاعات حاصل از پیمایش و برداشت سطحی، بررسی مغزه‌ها، تونل‌های اکتشافی و غیره طبقه‌بندی می‌نمایند. امتیازات عددی هر یک از عوامل مؤثر را می‌توان با مراجعه به جداول مربوطه بدست آورد. این عوامل، که مجموعاً بیانگر وضعیت توده سنگ هستند، عبارتند از:

۱- شاخص کیفیت سنگ (RQD)

۲- تعداد دسته درزه‌ها (J_n)

۳- زبری سطح درزه (J_r)

۴- میزان هوازدگی سنگ یا نوع مواد پرکننده درزه (J_a)

۵- وضعیت آب درزه (J_w)

۶- ضریب کاهش تنش (SRF)

برای تعیین پارامترها، باید به جداول پیوست مراجعه نمود. برای محاسبه مقدار عددی Q از رابطه ۲-۲ استفاده می‌شود:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (2-2)$$

و توصیف کیفی وضعیت توده سنگ را می‌توان با مراجعه به جداول پیوست بدست آورد (فهیمی‌فر، ۱۳۷۶).

بارتن و همکاران^۱ (۱۹۶۴) ملاحظه کردند که پارامترهای J_n ، J_r و J_a نقش مهم‌تری را نسبت به جهت‌داری درزه‌ها ایفا می‌کنند. اگر توجیه فضایی درزه‌ها در نظر گرفته شود، رده‌بندی از عمومیت

۱- Barton et al

کمتری برخوردار می‌گردد، اما تعیین جهت‌داری درزه‌ها به صورت ضمنی در پارامترهای J_a و J_r در نظر گرفته شده است زیرا این پارامترها باید برای نامناسب‌ترین درزه‌ها تعیین گردند. امتیاز Q به وسیله تعریف "بعد معادل" با میزان وسایل نگهداری لازم مربوط می‌گردد. این پارامتر که تابعی از دو عامل ابعاد و هدف و نوع عملیات حفاری است با تقسیم کردن عرض یا ارتفاع و یا قطر سازه مورد نظر بر کمیتی موسوم به ضریب نگهداری حفره (ESR) بدست می‌آید. ESR با توجه به کاربری و میزان ایمنی مورد نیاز تعیین می‌گردد. مقادیر این پارامتر در جدول مربوطه آمده است (Singh et al, 1999).

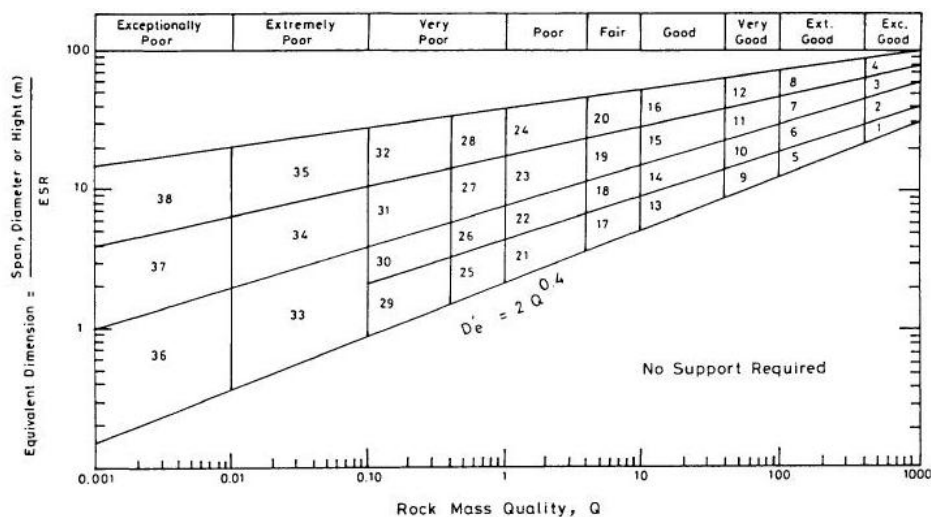
حداکثر دهانه بدون نگهداری از رابطه ۲-۳ بدست می‌آید:

$$(3-2) \quad Q(ESR)^{1/4} = \text{حداکثر عرض دهانه (بدون نگهداری)}$$

برآورد نگهداری لازم

با توجه به امتیاز Q و بعد معادل فضای مورد نظر، نوع و میزان وسایل نگهداری مورد نیاز بدست می‌آید (شکل ۲-۲). بارتن (۱۹۷۴) ۳۸ نوع سیستم نگهداری را برای وضعیت‌های مختلف ارائه کرده است. برای تعیین نگهداری موقتی می‌توان امتیاز Q را تا ۵ برابر افزایش داد و یا ESR را ۱/۵ برابر نمود (رمضان‌زاده، ۱۳۷۶).

در این شکل، بخش‌های شماره‌گذاری شده به رده سیستم نگهداری اشاره دارد. وسایل نگهداری مناسب برای هر رده، در جداول پیوست مشخص گردیده است. دهانه یا قطر فضای مورد نظر، در برآورد نگهداری سقف به عنوان بعد اصلی در نظر گرفته می‌شود ولی اگر هدف تعیین نگهداری دیواره‌ها باشد، از ارتفاع یا قطر برای این منظور استفاده می‌شود.



شکل ۲-۲ تعیین رده سیستم نگهداری در طبقه‌بندی Q (Singh et al, 1999)

۲-۳ روش‌های عددی

از آنجایی که بیشتر سازه‌های زیرزمینی شکل منظم و ساده‌ای ندارند و از طرفی به علت وجود ناپیوستگی‌ها و نبود شرایط ایزوتروپ، همگن و الاستیک در توده سنگ، روش‌های فرم بسته ریاضی، روش‌های تجربی و تئوری نمی‌توانند به طور کامل رفتار سازه‌های زیرزمینی را تحلیل نمایند. همچنین تغییرات تنش و تغییر مکان سازه‌های مجاور را نمی‌توان با استفاده از این روش‌ها تشریح کرد. لذا از چند دهه گذشته روش‌های عددی برای حل این مشکل جانشین روش‌های ریاضی شده است که طی سال‌های اخیر توسعه زیادی یافته‌اند. روش‌های اصلی مدل‌سازی در مکانیک سنگ به چهار روش اصلی تقسیم می‌شوند:

روش اول: استفاده از روش‌های استاندارد که از قبل وجود داشته‌اند

روش دوم: روش‌های تحلیلی براساس تنش

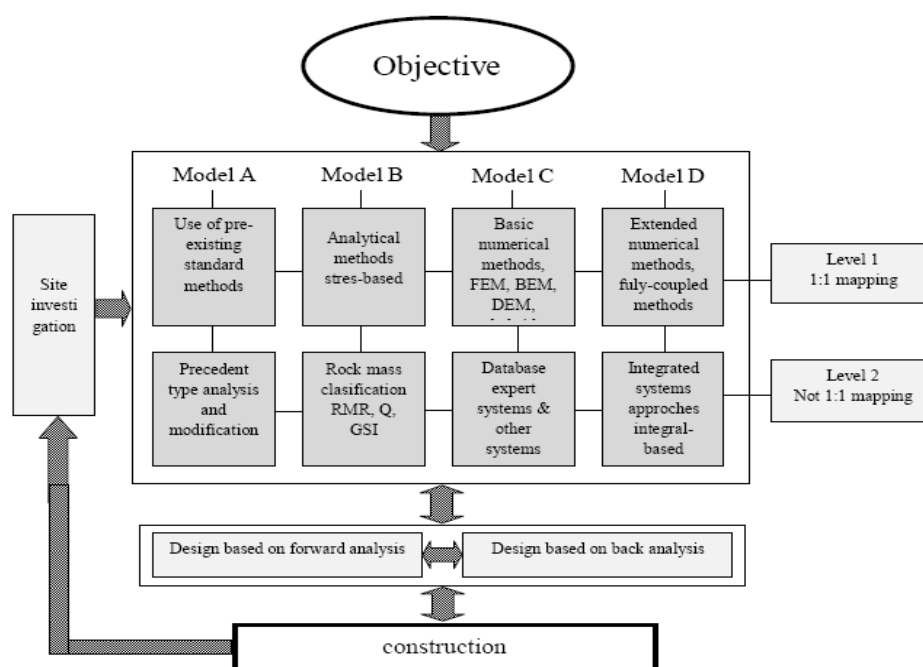
روش سوم: روش‌های عددی مانند: FEM، BEM، DEM و غیره

روش چهارم: روش‌های عددی توسعه‌یافته مانند روش‌های ترکیبی.

شکل ۲-۳ روش‌های پایه مدل‌سازی را، برای مدل‌سازی مکانیک سنگی جهت طراحی‌های

مهندسی سنگ نشان می‌دهد (Jiang et al, 2003).

در یک نگاه کلی، این روش‌ها با هدف معین کردن رفتار توده سنگ در یک نقطه خاص و یا بررسی جنبه‌های پایداری و اساسی رفتار سنگ‌ها به کار می‌رود. با بررسی اثر نیرو و بارگذاری در این نقاط و تعیین میزان تغییر شکل آنها با استفاده از درون‌یابی می‌توان تغییر شکل‌های سایر نقاط را نیز به دست آورد. موقعیت، تعداد و ارتباط نقاط ذکر شده در بالا توسط تقسیم‌بندی محیط به اجزاء کوچک‌تر مشخص می‌شود. پس مشخصه اصلی روش‌های عددی این است که یک سازه بزرگ به المان‌های نسبتاً کوچکی تقسیم می‌شود. هر المان بیانگر بخش کوچکی از محیط بوده که دارای مشخصات هندسی-سازه‌ای و مواد مخصوص به خود است.



شکل ۲-۳ روش‌های پایه مدل‌سازی در مکانیک سنگ (Jing et al, 2002)

ارتباط اجزاء با یکدیگر براساس گره‌های آنها صورت می‌گیرد. سپس، معادلات مشخصه المان‌های منفرد و اندرکنش آنها برقرار می‌گردد، نتایج حاصل از این روش، شامل توزیع تنش و الگوی تغییرمکان در داخل سازه است (Hudson et al, 2007).

روش‌های عددی به واسطه پیشرفت فن‌آوری و علوم وابسته مثل کامپیوتر و قابلیت کاربرد زیاد آن در رشته‌های مختلف، رواج زیادی در سال‌های اخیر داشته است. تقسیم‌بندی اساسی روش‌های عددی براساس نوع محیط مورد کاربرد است. این روش‌ها طی سال‌های گذشته بر مبنای تئوری محیط پیوسته و ناپیوسته در نظر گرفته می‌شود که در مورد محیط‌های پیوسته و ناپیوسته توضیح مختصری داده خواهد شد.

۲-۳-۱ محیط‌های قابل تعریف برای مواد

محیط‌هایی که در مدل‌سازی عددی برای کارهای مهندسی وجود دارند عبارتند از:

الف- محیط پیوسته^۱

ب- محیط پیوسته همراه با درزه^۲

ج- محیط ناپیوسته^۳

د- محیط شبه پیوسته^۴

که محیط‌های مختلف ذکر شده در بالا به اختصار تشریح خواهد شد.

۲-۳-۱-۱ محیط پیوسته

در محیط‌های پیوسته (شکل ۲-۴) میدان جابجایی به طور پیوسته است که از تئوری

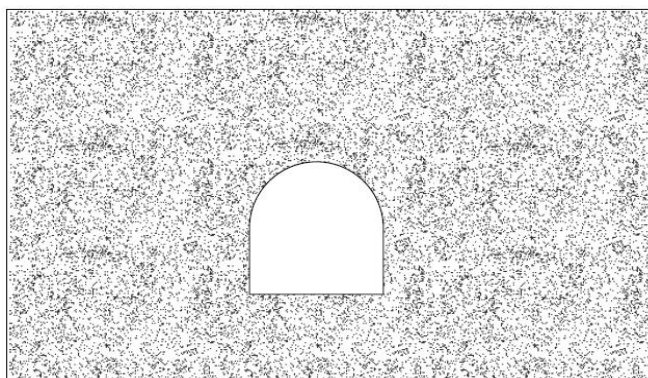
الاستیسیته و کرنش‌های کوچک برای تحلیل تنش‌ها و کرنش‌ها استفاده می‌شود (Bobet, 2010).

۱- Continua

۲- ContinuaandJoint

۳- Discontinua

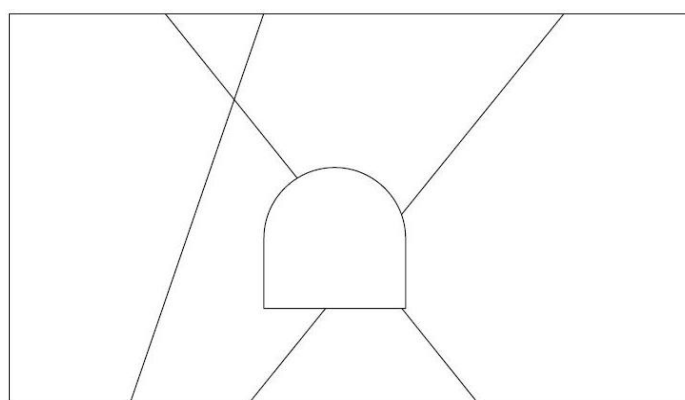
۴- PseudoContinuum



شکل ۲-۴ محیط پیوسته که هیچ‌گونه درزه‌ای در آن مشاهده نمی‌شود

۲-۱-۳-۲ محیط پیوسته همراه با درزه

در این گونه محیط‌ها (شکل ۲-۵) میدان جابجایی به طور پیوسته همراه با درزه است. در این حالت از تئوری الاستیسیته و کرنش‌های کوچک برای تحلیل تنش‌ها و کرنش‌ها استفاده می‌شود. در این حالت فقط یک سری زون‌های برشی یا گسل‌هایی وجود دارد که در محیط پیوسته قرار گرفته‌اند. سه روش المان محدود، المان مرزی و تفاضل محدود برای مدل‌سازی در این حالت استفاده می‌شود (Bobet, 2010).

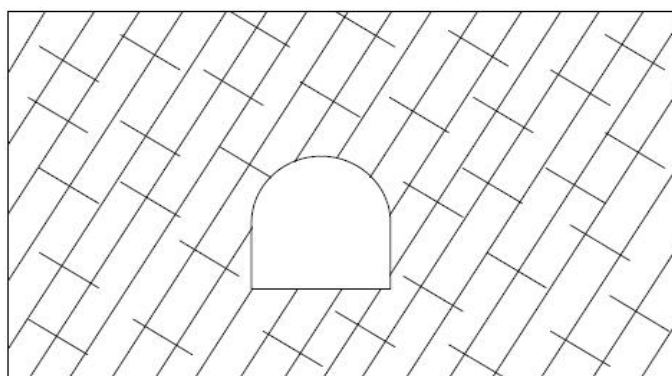


شکل ۲-۵ محیط پیوسته همراه با درزه

۲-۱-۳-۲ محیط ناپیوسته

توده سنگ به طور مکرر درزه و شکاف دارد و میدان جابجایی به وسیله چرخش بلوک‌ها، لغزش و جدایی در درزه و شکاف بوجود می‌آید (شکل ۲-۶). در این حالت نیز از تئوری کرنش‌های

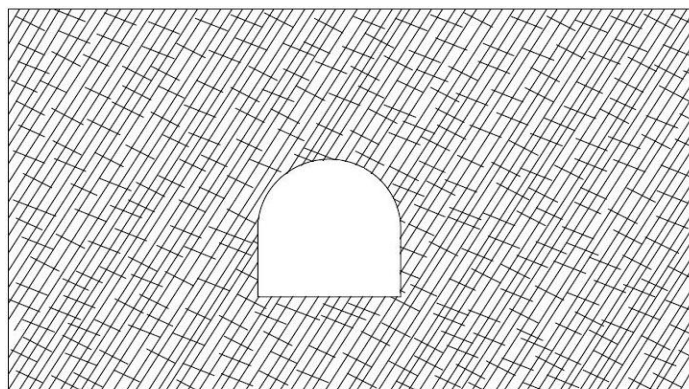
بزرگ و روابط غیرخطی برای تحلیل تنش‌ها و کرنش‌ها استفاده می‌شود. در این نوع محیط‌ها تعداد دسته درزه‌ها زیاد است، بنابراین جابجایی نیز زیاد است که منجر به تشکیل بلوک می‌گردد که ممکن است این بلوک‌ها چرخش یا لغزش داشته باشد. اصولاً در این روش می‌خواهیم بدانیم که بلوک چه اندازه می‌چرخد یا می‌لغزد، زیرا به این طریق می‌توانیم نیروهایی که به این بلوک وارد می‌شود را تحلیل کنیم. همچنین به این طریق بهینه زاویه بین دسته درزه‌ها با حفاریات زیرزمینی را می‌توان بدست آورد (Jiang et al, 2003).



شکل ۲-۶ محیط ناپیوسته (گسسته)

۲-۳-۱-۴ محیط شبه پیوسته

در حالت شبه پیوسته، میدان جابجایی نیز شبه پیوسته است (شکل ۲-۷). توده سنگ به طور مکرر و بی‌ترتیب شکسته می‌شود. استفاده از تئوری کرنش‌های بزرگ و روابط غیرخطی برای تحلیل تنش‌ها و کرنش‌ها در این روش لازم است. برای این حالت باید از سه روش المان محدود، روش المان مرزی و روش تفاضل محدود برای مدل‌سازی استفاده کرد. فرقی که با مدل قبلی دارد این است که در این حالت مدل به طور نامنظم است (Jiang et al, 2003).



شکل ۲-۷ محیط شبه پیوسته

۲-۳-۲ انواع روش‌های عددی بر مبنای تئوری پیوستگی یا ناپیوستگی مواد

با توجه به مطالب ارائه شده در بالا برای هر حالت از توده سنگ و تونل، روش‌های متفاوتی پیشنهاد می‌شود، مهم‌ترین روش‌های عددی بر مبنای تئوری پیوسته و ناپیوسته بودن مواد عبارتند از:

الف- روش المان محدود^۱

ب- روش المان مجزا^۲

ج- روش تفاضل محدود^۳

د- روش المان مرزی^۴

ه- روش ترکیبی^۵

۲-۳-۲-۱ روش المان محدود

این روش که در سال ۱۹۵۶ وارد عرصه علم شده است، در اغلب کارهای مهندسی از قبیل: مکانیک جامدات، سیالات، مهندسی ساختمان و مهندسی معدن به کار گرفته می‌شود و هر پدیده طبیعی که با یک معادله دیفرانسیل بیان شود را می‌توان با به کارگیری این روش حل کرد.

۱- Finite Element Method (FEM)

۲ - Distinct Element Method (DEM)

۳- Finite Difference Method (FDM)

۴- Boundary Element Method (BEM)

۵- Hybrid Method

در روش اجزاء محدود، محیط پیوسته واقعی به صورت مجموعه‌ای مرکب از تقسیمات کوچک‌تر بنام المان (اجزاء) نمایش داده می‌شود. هر المان توسط گره‌های اطراف خود تعریف می‌شود که المان‌های مجاور از طریق گره‌های مشترک است. از آنجا که تغییرات واقعی متغیر (مانند جابجایی، تنش و ...) در داخل این محیط پیوسته مجهول است، فرض می‌کنیم که تغییرات متغیر در داخل یک المان محدود را می‌توان به وسیله یک تابع ساده تقریب نمود. این توابع تقریبی که به عنوان توابع تقریب و یا درون‌یاب نامیده می‌شوند، برحسب مقادیر متغیرهای میدان در گره‌ها تعریف می‌شوند (Kozanis et al, 1999).

تحلیل در روش المان محدود شامل ۷ مرحله است که عبارتند از: گسسته سازی، انتخاب یک مدل درون‌یاب، بدست آوردن ماتریس سختی، بدست آوردن معادلات کلی تعادل، اعمال شرایط مرزی در مدل و حل معادلات تعادل، محاسبه تنش و کرنش‌های المان و نتیجه‌گیری. بسته به نوع مساله، نیاز و نرم‌افزار مورد استفاده خروجی‌های متعددی می‌تواند وجود داشته باشد. که یکی از آنها ضریب ایمنی است که به عنوان مثال براساس معیار هوک و براون می‌توان آن را به صورت زیر نوشت:

$$SF = \frac{\sigma_r + \sqrt{m\sigma_r\sigma_c - S\sigma_c^2}}{\sigma_1} \quad (5-2)$$

در اینجا SF نسبت تنش القایی به مقاومت سنگ است و چنانچه تنش القایی بیشتر از مقاومت سنگ باشد، ضریب ایمنی کمتر از یک بوده و شکست اتفاق می‌افتد (قاسم‌پور و همکاران، ۱۳۸۸).

۲-۳-۲ روش المان مجزا

این روش در سال‌های اخیر و با توجه به ماهیت ناپیوسته محیط‌های سنگی برای ارزیابی و بررسی تغییر شکل و شکست توده سنگ اطراف تونل و فضا‌های زیرزمینی و روباز به کار برده می‌شود. این روش از نظر تقسیم‌بندی محیط مسئله به مجموعه‌ای از بلوک‌ها، شبیه روش المان محدود است ولی تفاوت عمده آن با سایر روش‌های عددی در این است که در این مورد، کل هندسه مدل و هندسه

المان‌ها، توسط فاصله و جهت ناپیوستگی‌های توده سنگ تعیین می‌شود. در روش المان مجزا، توده سنگ به صورت اجتماع یافته‌ای از بلوک‌های مجزا معرفی می‌شود. درزه‌ها به عنوان سطوح تلاقی میان بلوک‌های مجزا دیده می‌شود که به جای شرایط خاص در المان‌های مخصوص به عنوان شرایط مرزی مسئله منظور می‌شود. نیروهای تماس و جابجایی در محل تماس ناشی از انباشته شدن تنش بلوک‌ها، از محاسبه اثرات حرکت بلوک‌ها بدست می‌آید. روند محاسبات در این روش به صورت تلفیقی از اعمال قانون نیرو و جابجایی در محل تماس و به کارگیری قانون دوم نیوتون (که حرکت بلوک‌ها ناشی از اعمال نیرو بر روی آنهاست) است.

فرمول‌سازی و توسعه روش المان مجزا که توسط پیت کاندال^۱ در سال ۱۹۷۱ آغاز شد، در چند دهه اخیر در حوزه کارهای معدنی پیشرفت فراوانی داشته است. نرم‌افزارهای UDEC در حالت دوبعدی و 3DEC در حالت سه بعدی بر این اساس کار می‌کنند (Anandarajah et al, 1991).

۲-۳-۲ روش تفاضل محدود

این روش قدیمی‌ترین تکنیک عددی برای حل معادلات دیفرانسیل است که مقادیر اولیه و شرایط مرزی آنها مشخص است. برای حل معادلات در این روش به ازای هر مشتقی که در معادلات وجود دارد، عبارتی جبری برحسب متغیرهای مسئله مانند تنش، جابجایی و ... جایگزین می‌شود. در این روش هیچ ماتریسی تشکیل نمی‌شود لذا محدودیت‌های کمتری دارد و همچنین اجازه تحلیل جابجایی بزرگ را می‌دهد. نرم‌افزاری که براساس روش تفاضل محدود کار می‌کند، FLAC^{2D} و FLAC^{3D} است که براساس یک طرح محاسباتی لاگرانژی استوار است (Choi, 2006).

۲-۳-۴ روش المان مرزی

روش المان مرزی یکی دیگر از روش‌های عددی است که برای تحلیل تنش و کرنش اطراف حفاریات بکار می‌رود. در این روش فرض بر این است که توده سنگ دربرگیرنده فضای زیرزمینی، محیطی همگن و همسانگرد است و همچنین محیط الاستیک در نظر گرفته می‌شود. بنابراین این

۱- Pete Cundall

روش برای مدل‌سازی سیستم‌های الاستیک خطی و همگن مناسب است. در حالت دوبعدی روش المان مرزی و روش المان محدود دارای قابلیت‌چندانی نیستند اما در حالت سه‌بعدی، این روش دارای پتانسیل زیادی است و از لحاظ محاسباتی بسیار کارآمد است.

در روش المان مرزی فقط سطوح مرزی بین مواد مختلف به اجزاء کوچکتر تقسیم شده و به قسمت‌های داخلی توده سنگ توجهی نمی‌شود. در حالت دوبعدی، این اجزاء به صورت المان‌های خطی در مرز محیط است و در حالت سه‌بعدی المان‌های سطحی در مرز مسئله تعریف می‌شوند. در این روش، تبدیل دستگاه معادلات دیفرانسیل به دستگاه معادلات انتگرالی معادل آنها یک اقدام ضروری به عنوان اولین مرحله در تلاش برای یافتن جواب مسئله است (Buyang, 2005).

در روش المان مرزی (BEM)، ماتریس‌ها بطور مستقیم محاسبه می‌شوند لذا تعداد المان‌ها بر مدت زمان تحلیل تأثیر مستقیم دارد. نرم‌افزارهای $Exam\text{ine}^{2D}$ و $Exam\text{ine}^{3D}$ تحت این تئوری هستند (Bobet, 2010).

۲-۳-۵ روش‌های ترکیبی

اصولاً هر روشی که بیش از یک نوع از روش‌های عددی را برای تحلیل استفاده کند جزء این نوع روش‌ها قرار می‌گیرد ولی عمده حالت‌های ترکیبی که امروزه رواج یافته است، شامل ترکیب روش‌های المان محدود و المان مرزی و المان مجزا است.

ترکیب روش‌های المان مرزی با المان محدود بیشتر برای فلزات و خاک کاربرد دارد چون این نوع مواد دارای محیط پیوسته بوده و وجود چند ناپیوستگی در آن را می‌توان با این روش مدل کرد. اما مورد دوم که در حوزه سنگ است در حوزه تحلیل پایداری شیب‌های سنگی و تونل‌ها کم‌کم رواج پیدا می‌کند. اگرچه تاکنون نرم‌افزار قدرتمندی برای این طیف از روش‌ها ارائه نشده است، اما اکثر کاربران قبل از وارد کردن مدل به نرم‌افزار از تئوری این روش استفاده زیادی می‌کنند.

۳-۳-۲ معرفی نرم‌افزار FLAC3D

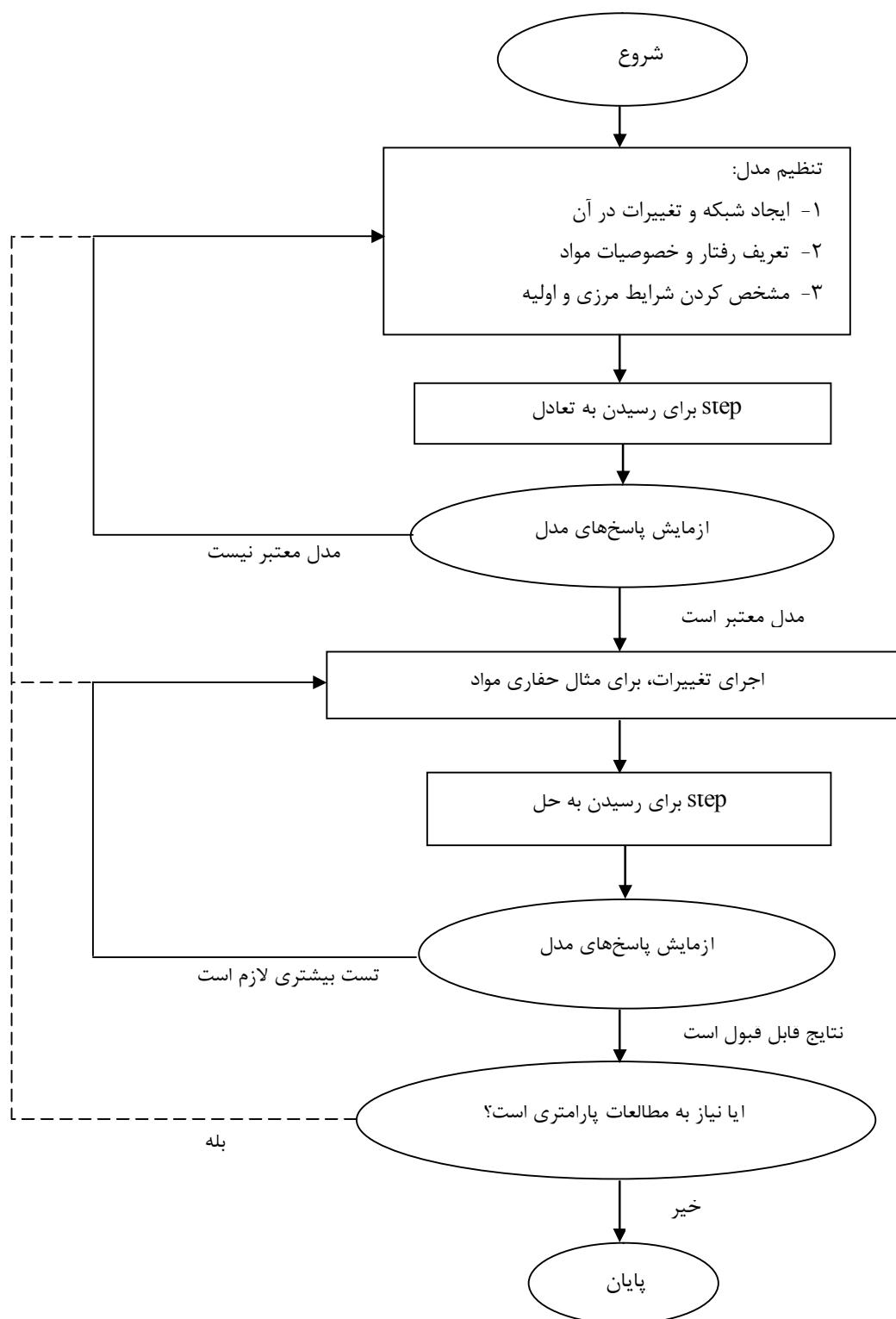
نرم‌افزار سه‌بعدی ^۱FLAC^{3D} براساس روش عددی تفاضل محدود بوده و برای محاسبات و تحلیل‌های مهندسی نوشته شده است. قابلیت‌های این نرم‌افزار در حالت سه‌بعدی نسبت به حالت دوبعدی افزایش یافته و رفتار سه‌بعدی سازه خاکی، سنگی یا سایر مواد که دارای جریان پلاستیک هنگام رسیدن به حد تسلیم هستند را شبیه‌سازی می‌کند. مواد با المان‌های چند وجهی در داخل شبکه سه‌بعدی نمایش داده می‌شوند که به وسیله کاربر برای تطابق با شکل تنظیم می‌شوند. هر المان بر حسب قانون از پیش ارائه شده خطی یا غیر خطی برای پاسخ در مقابل مرزهای بازدارنده یا فاکتورهای کاربردی رفتار می‌کنند. مواد می‌توانند به تسلیم برسند و جریان یابند و شبکه نیز می‌تواند تغییر شکل پیدا کند. طرح محاسبات صریح لاگرانژی و روش زون‌سازی ترکیب کننده - جدا کننده در FLAC^{3D} استفاده شده است تا ریزش پلاستیک و جریان را به درستی مدل نماید. محاسبات سه‌بعدی طولانی بدون نیاز به حافظه زیاد قابل انجام است چون در این شیوه ماتریس سختی ساخته نمی‌شود (<http://www.basissoft.com.sg/item/flac3D.htm>).

این نرم‌افزار دارای ۱۱ مدل از پیش ساخته شده است که از مدل فضای خالی برای نمایش حفاری‌ها در شبکه تا مدل تسلیم برشی و حجمی برای نمایش رفتار کرنش نرمی و نمایش گسیختگی برشی غیر خطی را در برمی‌گیرد. در این نرم‌افزار یک مدل سطح ناپیوستگی با سطح لغزش نیز وجود دارد که برای مدل‌سازی سطوح ناپیوستگی مشخص بین دو یا تعداد بیشتری از بخش‌های شبکه استفاده می‌شود. تونل‌ها، میل‌مهارها، شمع‌های صفحه‌ای و ... که با خاک یا سنگ درون‌گیر خود اندرکنش انجام می‌دهند را می‌توان با FLAC^{3D} مدل‌سازی کرد و سپس اثرات آن را برروی پایداری فضا و سازه زیرزمینی یا سطحی بررسی کرد. در این حالت ما خواص درزه نداریم، یعنی فرض براین است که محیط پیوسته است و برای توده سنگ از پارامترهای ρ ، ϕ ، c ، G و K استفاده می‌کنیم (Itasca Consulting Group).

۱- Fast Lagrangian Analysis of Continua

از مزایای نرم‌افزار $FLAC^{3D}$ می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

- ۱- فرمان‌های ورودی نرم‌افزار از کلماتی قابل تشخیص تشکیل شده‌اند که به طریقی منطقی کاربر به راحتی می‌تواند کاربرد هر یک از آنها را تشخیص دهد.
 - ۲- فرمان‌ها و داده‌های ورودی دارای آرایش خاصی نبوده و می‌توانند به صورت مستقیم به هنگام کار با نرم‌افزار یا از طریق یک فایل داده (Data) به نرم‌افزار وارد شوند.
 - ۳- فایل داده به راحتی می‌تواند اصلاح شود و همچنین چندین فایل داده را می‌توان به هم متصل نمود و یک سری تحلیل عددی را به طور متوالی انجام داد. این قابلیت برای انجام تحلیل حساسیت بر روی پارامترهای ورودی مدل عددی بسیار مفید و مؤثر است.
 - ۴- طبیعت قابل فهم فایل‌های ورودی که از فرمان‌های قابل تشخیص تشکیل شده‌اند باعث می‌شود که این فایل‌ها به عنوان سندهای بسیار خوبی از تحلیل‌های انجام گرفته برای مطالعات مهندسی باقی بماند.
- $FLAC^{3D}$ برای میکروکامپیوترهای IBM و ویندوز ۹۵ به بالا طراحی شده است. مدلی با ۱۴۰۰۰ المان می‌تواند با RAM (حافظه با دستیابی تصادفی) ۱۲۸ MB اجرا شود. برای انجام ۵۰۰۰ چرخه محاسباتی (Cycle یا Step) بر روی مدلی با ۱۰۰۰۰ المان براساس معیار مور- کولمب در یک کامپیوتر پنتیوم ۳ و CPU برابر با ۱ GHz، تقریباً ۲۵ دقیقه طول می‌کشد (Itasca Consulting Group).
- مراحل کاربرد مدل‌سازی عددی جهت تحلیل پایداری سازه‌های زیرزمینی براساس شکل ۲-۸ است.



شکل ۲-۸ فرآیند کلی حل مساله در $FLAC^{3D}$ (قاسم‌پور و همکاران، ۱۳۸۸)

۴-۲ جمع‌بندی

در این فصل انواع روش‌های تحلیل پایداری (تجربی، عددی) توضیح داده شده که در کارهای طراحی سازه‌های زیرزمینی از این دو روش بیشتر استفاده می‌شود. روش‌های تجربی در اکثر موارد فقط یک دید کلی را به طراح می‌دهد زیرا همان‌طور که قبلاً گفته شد این روش‌ها برپایه فرضیاتی بنا نهاده شده‌اند. اما در روش‌های عددی به دلیل اینکه کل جزئیات در نظر گرفته می‌شود، می‌تواند نتایج دقیق‌تری را به طراح ارائه دهد. به طور مثال برای طراحی مغارهای نیروگاهی به دلیل هندسه ویژه، نتایج حاصل از روش‌های عددی و تجربی تفاوت قابل توجهی خواهد داشت اما با بهره‌گیری از روش‌های تجربی می‌توان تقریبی از نتایج بدست آمده (برآورد جابجایی و طراحی سیستم نگهداری) از روش عددی را پیش‌بینی نمود که این خود می‌تواند کار طراحی با استفاده از روش‌های عددی را ساده‌تر نماید.

مزیت روش‌های عددی نسبت به سایر روش‌ها این است که برای هر محیط (سنگ دربرگیرنده فضای زیرزمینی) می‌توان از نرم‌افزار خاص آن محیط استفاده نمود که این باعث تدقیق نتایج می‌گردد.

فصل سوم

انواع سیستم‌های نگهداری فضاهای بزرگ زیرزمینی و مبانی طراحی آنها

۳-۱ مقدمه

سیستم نگهداری باید به گونه‌ای طراحی شود که تغییر شکل‌های القایی ناشی از وزن بار مرده مناطق سست شده و توزیع مجدد تنش در توده سنگ دربرگیرنده فضا و سازه زیرزمینی به حداقل برسد. روش اصلی طراحی تحکیم و نگهداری سنگ، پایداری بلوک‌های نزدیک به سطح آزاد فضا است که این با ثابت نگهداشتن جابجایی نسبی بلوک‌های مجاور هم صورت می‌گیرد.

اغلب در فضاهای زیرزمینی امکان بروز دو نوع ناپایداری وجود دارد که عبارتند از ناپایداری‌های کنترل ساختاری و ناپایداری‌های ناشی از تنش‌های القایی. فضاهایی که در اعماق کم و نزدیک سطح زمین قرار دارند عمده‌تاً تحت تأثیر ناپایداری کنترل ساختاری است. این امر به طور خاص در وضعیت سنگ سخت مشاهده می‌شود. این در حالی است که تحلیل تنش‌های القایی نیز از اهمیت بسزایی در ارزیابی پایداری فضا برخوردار است. لذا پایداری فضاهای زیرزمینی در محیط‌های با تنش‌های کم و نزدیک به سطح زمین، به شرایط ساختاری توده سنگ بستگی دارد. ولی در عمق، رابطه بین تنش در سنگ و مقاومت آن تعیین کننده وضعیت پایداری است (رمضان‌زاده، ۱۳۷۶).

به منظور انتخاب روش طراحی مناسب، لازم است فرایند طراحی در تمام مراحل حفر در طول زمان اجرا ادامه داشته و در برای تعدیل طراحی انجام شده از نتایج رفتارنگاری استفاده گردد. در انتخاب روش نگهداری باید تعادل مناسبی بین شاخص‌های اقتصادی و ایمنی ایجاد گردد و روش‌های تئوریک به وسیله قضاوت مهندسی و تجربیات قبلی تعدیل گردد. با توجه به نتایج حاصل از مطالعات موردی، عمده‌تاً نوع سیستم نگهداری سازه‌های بزرگ زیرزمینی همواره ترکیبی از شاتکریت و پیچ-سنگ است، که در این فصل به معرفی آنها و تعدادی دیگر از سیستم‌های نگهداری دیگر پرداخته می‌شود.

۲-۳ شاتکریت

در سال‌های اخیر کاربرد شاتکریت در حفاریات زیرزمینی بسیار متداول شده و استفاده از آن به عنوان سیستم نگهداری تونل‌ها و مغارها گسترش بیشتری یافته است؛ به‌طوری که استفاده از آن در شیوه تونل‌سازی اطریشی (NATM)، اجباری است (Brown, 2005).

از دلایل اصلی استفاده از شاتکریت می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

الف- جلوگیری و یا به حداقل رساندن جابجایی‌های سنگ سست شده

ب- با پر کردن دهانه باز درزه و شکاف‌ها، موجب افزایش مقاومت و سختی سنگ می‌شود.

ج- شاتکریت به علت داشتن مقاومت برشی و چسبندگی بالا، بار سنگ را به قسمت‌های پایدار

مجاور منتقل می‌کند.

د- در سنگ‌هایی که قابلیت اکسیداسیون دارند، به عنوان پوشش‌دهنده سطح به کار می‌رود.

ه- کنترل جریان آب.

۳-۲-۱ نحوه عملکرد شاتکریت

زمانی که بتن بر روی سطح سنگ پاشیده می‌شود، ابتدا بازشدگی‌هایی از قبیل ترک‌ها و شکاف‌ها را پر می‌کند و موجب اتصال قسمت‌های ضعیف و خرد شده به یکدیگر می‌شود و از تخریب بیشتر آنها جلوگیری می‌کند. چسبندگی شاتکریت علاوه بر آنکه به دانه‌بندی مواد بستگی دارد، تا حد زیادی از نوع سطح سنگ تأثیر می‌پذیرد. در صورتی که سطح سنگ غیر هوازده، تمیز و زبر باشد به مراتب مناسب‌تر از سطحی است که صاف و صیقلی بوده و از یک کانی فلزی یا یک ماده پلاستیک پوشیده شده است؛ سنگ‌های هوازده، ورقه‌ورقه، پوسته‌پوسته، خردشده و شیلی چسبندگی ضعیفی دارند (مدنی، ۱۳۸۴).

۳-۲-۲ انواع شاتکریت

شاتکریت‌ها بر اساس وجود یا عدم وجود عامل تسلیح به چند گروه تقسیم می‌شوند:

الف - شاتکریت غیر مسلح

بتن و یا شاتکریت مقاومت فشاری نسبتاً خوبی دارند اما مقاومت کششی آنها بسیار پایین است و به محض اینکه در معرض کشش قرار بگیرند گسیخته می‌شوند. به همین دلیل، این نوع شاتکریت، کاربرد محدودی در نگهداری سازه‌های زیرزمینی دارد و فقط جهت ایجاد یک پوشش مناسب بر روی سطح سنگ‌ها به کار می‌رود (Hoek et al, 1993).

ب - شاتکریت مسلح

نقش اصلی تسلیح در شاتکریت ایجاد رفتار شکل‌پذیر در ماده ترد و شکننده است. امروزه دو عامل تسلیح شاتکریت بسیار متداول است؛ فیبرها^۱ و شبکه‌ها^۲. فیبرها معمولاً از جنس فولاد هستند و به ندرت الیاف شیشه‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرد اما شبکه‌ها اکثراً فولادی‌اند که در زیر به شرح آنها پرداخته می‌شود.

۱- شاتکریت مسلح با فیبر فولادی (SFRS)

شاتکریت SFR^۳ در دهه ۱۹۷۰ ابداع شد و به صورت گسترده‌ای در سراسر جهان به صورت جایگزین متداولی برای شاتکریت مسلح شده با شبکه فولادی پذیرفته گردید. پیشرفت‌های حاصل شده در سال‌های اخیر، دو نتیجه عمده در تکنولوژی شاتکریت داشته است؛ اول سیلیکافوم^۴ که در مخلوط سیمان استفاده می‌شود و دوم فیبر فولادی که به منظور مسلح کردن شاتکریت به آن اضافه می‌شود. شکل ۱-۳ چند نوع مختلف از فیبر فولادی را نشان می‌دهد (Hoek et al, 1993).

سیلیکافوم یک پوزولان فوق‌العاده دانه‌ریز است (پوزولان‌ها مواد سیمانی هستند که با هیدروکسید کلسیم حاصل از هیدراته شدن سیمان واکنش می‌دهند) و به میزان ۸ تا ۱۳ درصد وزنی

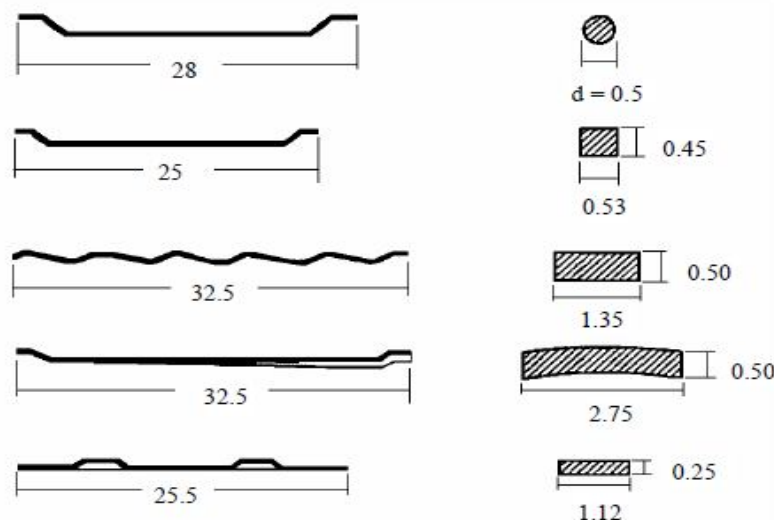
۱- Fibers

۲- Meshes

۳- Steel Fiber Reinforced Shotcrete

۴- SilicaFume

سیمان به مخلوط اضافه می‌شود. این مقدار سیلیکافوم مقاومت تراکمی شاتکریت را ۲ تا ۳ برابر می‌کند (Hoek et al, 1993).



شکل ۱-۳ انواع الیاف فولادی که برای تهیه شاتکریت به کار می‌رود (Hoek et al, 1993)

بسته به نوع فیبر فولادی مورد استفاده، میزان بهبود خصوصیات شاتکریت متفاوت است (به عنوان مثال مقاومت تراکمی ۷ روزه مخلوط نوع خشک ۳۰ MPa و مخلوط تر ۲۵ MPa و مقاومت خمشی ۷ روزه ۴ MPa). ویژگی‌های تیپیک شاتکریت مسلح به صورت زیر است:

- ثابت‌های هوک و براون، $s = 1$ و $m = 8$

- مقاومت فشاری تک‌محوره $\sigma_c = 35 \text{ MPa}$

- ضریب پواسون $\nu = 0.2$

- مدول الاستیسیته $E = 20 \text{ GPa}$

۲- شاتکریت مسلح با شبکه فولادی

استفاده از شاتکریت مسلح شده با شبکه فولادی در مهندسی معدن و عمران کاربرد گسترده‌ای دارد. در توده سنگ‌های ضعیف با کیفیت بسیار خوب، جایی که چسبندگی شاتکریت به سطح سنگ کم باشد، شبکه فولادی تحکیم خوبی فراهم می‌سازد. در این حالات یک لایه شاتکریت دیگر روی شبکه پاشیده می‌شود تا از فرسایش آن جلوگیری کند.

۳-۲-۳ طراحی شاتکریت

طراحی شاتکریت به دو صورت تجربی و تحلیلی انجام می‌شود که برای هر کدام از این دو روش دستورالعمل‌ها و پیشنهاداتی توسط افرادی مختلف ارائه گردیده است که به شرح برخی از آنها پرداخته می‌شود.

۳-۲-۳-۱ طراحی تجربی شاتکریت

طراحی سیستم نگهداری حفاری‌های زیرزمینی به وسیله شاتکریت کار بسیار دقیقی است که تنها مهندسين مجرب از عهده این کار برمی‌آیند. اندرکنش پیچیده بین توده سنگ سست اطراف فضای زیرزمینی حفاری شده و یک لایه شاتکریت با ضخامت متغیر و با خواصی که با سخت شدن آن تغییر می‌کند، گاهی با تحلیل‌های تئوری آن متفاوت است.

تحلیل‌های ساده فرم بسته اندرکنش سنگ- سیستم نگهداری، تنها یک ایده کلی از نقش شاتکریت به عنوان سیستم نگهداری به دست می‌دهد. در سال‌های اخیر با تحولاتی که در زمینه تحلیل‌های عددی و کاربرد کامپیوتر به وجود آمده (مانند نرم‌افزارهای FLAC و PHASES) می‌توان به تحلیل‌های واقعی دست یافت و رفتار واقعی اندرکنش سنگ- سیستم نگهداری را تحلیل کرد.

۳-۲-۳-۲ طراحی تحلیلی شاتکریت

در روش‌های تحلیلی، تکیه‌گاه شاتکریت همانند یک عضو سازه‌ای در نظر گرفته می‌شود و به‌منظور ساده کردن مسئله فرضیاتی را مدنظر قرار می‌دهند، این فرضیات عبارتند از:

- تونل دارای مقطع دایره کامل است.

- ضخامت شاتکریت یکنواخت و با محیط تونل به‌طور کامل در تماس است.

- مقاومت پوشش شاتکریت تنها باید در حدی باشد که بتواند از افزایش فشار سست‌شدگی یا

گسترش منطقه پلاستیک جلوگیری کند.

- نیروهای وارد شده بر پوشش شاتکریت در کلیه جهات یکنواخت و برابر هستند. این نیروها

تنها بارهایی هستند که پوشش باید در مقابل آنها مقاومت کند (مدنی، ۱۳۸۴).

برای طراحی تحلیلی شاتکریت، چندین روش تحلیل سازه‌ای با توجه به فرضیات یاد شده ارائه شده است که به شرح برخی از آنها پرداخته می‌شود:

الف- روش رابسویچ

طبق نظر رابسویچ^۱، فرمول زیر برای شاتکریت در شرایط عادی داده شده است. نتایج حاصل از این روش تطبیق خوبی با نظریه دیگر محققین دارد. ضریب اطمینان در این روش، ۱ در نظر گرفته شده است.

$$t = 0.434 \frac{p \cdot r}{\tau_{s.f}} \quad (1-3)$$

که در این رابطه، t ضخامت شاتکریت (برحسب متر)، P تنش وارد بر شاتکریت (برحسب تن بر متر مربع)، r شعاع فضای زیرزمینی (برحسب متر)، τ_{sf} تنش برشی مجاز شاتکریت (برحسب تن بر متر مربع) می‌باشد و مقاومت کششی شاتکریت را معادل $0.1\sigma_c$ ، مقاومت برشی آن را $0.2\sigma_c$ و مقاومت خمشی آن را معادل $0.15\sigma_c$ در نظر می‌گیرند.

$$\tau = 0.2\sigma_c$$

$$\tau_{s.f} = \frac{\tau}{s.f}$$

که در این رابطه τ مقاومت برشی شاتکریت و σ_c مقاومت فشاری تک‌محوری آن و $s.f$ ضریب اطمینان ($2 < s.f < 5$) هستند (همتیان، ۱۳۸۳).

ب- روش دیر و همکاران

دیر (۱۹۶۹) ضخامت شاتکریت را بر مبنای نیروی محوری لازم برای مقابله با فشار سنگ، به صورت استوانه‌ای جدار نازک محاسبه کرد. در این روش ضخامت لازم از فرمول زیر بدست می‌آید:

$$t = \frac{P_i \cdot r}{\sigma_{all}} \quad (2-3)$$

که در اینجا، t ضخامت شاتکریت (برحسب سانتی‌متر)، P_i فشار یکنواخت مؤثر بر تونل (برحسب کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع)، r شعاع تونل (برحسب سانتی‌متر)، σ_{all} تنش مجاز شاتکریت (برحسب کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع) می‌باشد (مدنی، ۱۳۸۴).

ج- روش هیور

هیور^۱ (۱۹۷۴) برای محاسبه ضخامت شاتکریت روشی را بر مبنای طراحی سازه‌های بتنی با استفاده از مقاومت نهایی پیشنهاد کرد. این روش برای مواردی که ضخامت پوشش شاتکریت بیش از ۱۵ سانتی‌متر باشد، قابل کاربرد است.

نیروی محوری شاتکریت از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$T = P_i \cdot r \quad (3-3)$$

که در رابطه فوق، P_i میانگین فشار شعاعی که به وسیله تکیه‌گاه تحمل می‌شود، (برحسب کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع)، r شعاع انحنای تونل (برحسب سانتی‌متر) می‌باشد.

حداکثر نیروی محوری T_u که به وسیله لایه شاتکریت تحمل می‌شود از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$T_u = (LF) \cdot T \quad (4-3)$$

که در آن LF ضریب باری است که در محاسبات معمولی بتن مسلح اعمال می‌شود. مقدار این ضریب بین ۱/۴ برای بار مرده تا ۱/۹ برای نیروهای زلزله متغیر است.

از طرف دیگر، حداکثر ظرفیت شاتکریت در واحد طول تونل برابر است با:

$$T_u = \phi \left(\frac{0.85 \sigma_c}{\gamma} \right) \cdot t_e \quad (5-3)$$

که در رابطه بالا، ϕ ضریب کاهش باربری (که اندازه آن برای اعضای خمشی ۰/۹ و برای بتن غیرمسلح ۰/۶۵ است)، σ_c مقاومت فشاری تک‌محوری شاتکریت (برحسب کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع)، t_e ضخامت مؤثر لایه شاتکریت (برحسب سانتی‌متر) می‌باشد.

با ترکیب معادلات بالا، نتیجه زیر بدست می‌آید:

$$t_e = \frac{LF}{\sigma_c} \frac{P_i \cdot r}{0.85\phi} \quad (6-3)$$

در این روش، مقدار $(LF/0.85\phi)$ ضریب اطمینان واقعی برای مقاومت شاتکریت است. هیور پیشنهاد کرده است که در طراحی تکیه‌گاه موقت، این مقدار برابر ۲ و برای تکیه‌گاه دائمی ۲/۵ تا ۳ در نظر گرفته شود. با بررسی روش طرح سازه‌ای شاتکریت دیده می‌شود که مهمترین مجهول طراحی، تخمین فشار داخلی زمین است و دقت طراحی شاتکریت به دقت طراحی آن بستگی دارد. پس ضخامت مؤثر پوشش شاتکریت از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$t = \frac{P_i \cdot r}{\sigma_c} SF \quad (7-3)$$

در رابطه بالا، P_i فشار داخلی، r شعاع تونل، σ_c مقاومت فشاری تک‌محوری شاتکریت، SF ضریب اطمینان، که مقدار آن در حدود ۲ تا ۳ است.

د- همچنین روابط تجربی زیر نیز برای تعیین ضخامت شاتکریت موجود است:

$$t = 1 + \frac{W}{1/25} \quad (8-3)$$

$$t = D \frac{65 - RSR}{150} \quad (9-3)$$

که در این روابط، t ضخامت لایه شاتکریت (برحسب اینچ)، W فشار وارد بر شاتکریت (برحسب

کیلونیوتن بر فوت مربع) و D قطر تونل (برحسب فوت) است (مدنی، ۱۳۸۳).

۳-۳ پیچ‌سنگ

به طور کلی، پیچ‌سنگ از یک میله فولادی ساده تشکیل شده است که برای اتصال لایه‌ها و قطعات مختلف سنگ به کار می‌رود و به همین جهت اصطلاح سنگ‌دوز را نیز در مورد آن به کار می‌برند. برای تأمین این نظر، ابتدا چالی در سنگ‌ها حفر کرده و سپس میله فولادی را در آن محکم می‌کنند، پس از محکم شدن میله، انتهای دیگر آن را با پیچ می‌بندند.

پیچ‌سنگ‌ها، به عنوان شاخص‌ترین سیستم تحکیم سنگ، به افزایش مقاومت ذاتی سنگ کمک می‌کنند. در مواردی که از پیچ‌سنگ به عنوان سیستم نگهداری موقت استفاده می‌کنند تنها به گیرش انتهایی آن اکتفا می‌شود اما به هنگام استفاده آن به عنوان یک سیستم نگهداری دائمی، فضای خالی بین دیواره و میله پیچ‌سنگ را با مواد پرکننده مثل دوغاب سیمان و یا صمغ پر می‌کنند. پیچ‌سنگ‌ها به دلایل زیر، کاربرد بسیار وسیعی در تحکیم و پایدارسازی توده سنگ پیدا کرده‌اند:

انعطاف‌پذیری جهت هرگونه وضعیت هندسی، عدم تداخل در سایر فعالیت‌ها اجرایی، کاربرد آسان و قیمت نسبتاً ارزان، قابلیت نصب مکانیزه و قابلیت تلفیق با سیستم‌های نگهداری دیگر از قبیل شبکه فولادی، شاکریت، پوشش بتنی و قاب فولادی (مدنی، ۱۳۸۴).

۳-۱- انواع پیچ‌سنگ‌های مورد استفاده در سازه‌های بزرگ زیرزمینی

انواع پیچ‌سنگ‌ها می‌توان در سه گروه مکانیکی، تزریقی و اصطکاکی طبقه‌بندی کرد اما برای پایدارسازی فضاهاى زیرزمینی بزرگ مقطع عمدتاً از تزریقی‌ها استفاده می‌شود.

پیچ‌سنگ‌های تزریقی

پیچ‌سنگ‌های مکانیکی در مواردی که تحت تأثیر ارتعاشات ناشی از آتشباری گیرند و یا وقتی که در سنگ‌های ضعیف به کار روند، سست می‌شوند. در چنین مواردی بهتر است از پیچ‌سنگ‌هایی استفاده شود که گیرش آنها نقطه‌ای نیست، بلکه تمام طول پیچ‌سنگ را دربر می‌گیرد. این گروه از پیچ‌سنگ‌ها را پیچ‌سنگ‌های تزریقی می‌نامند. بسته به نوع ماده‌ای که برای محکم کردن پیچ‌سنگ در چال به کار می‌رود، این گروه را به دو دسته دوغابی و رزینی تقسیم می‌کنند که در زیر به شرح آنها پرداخته می‌شود:

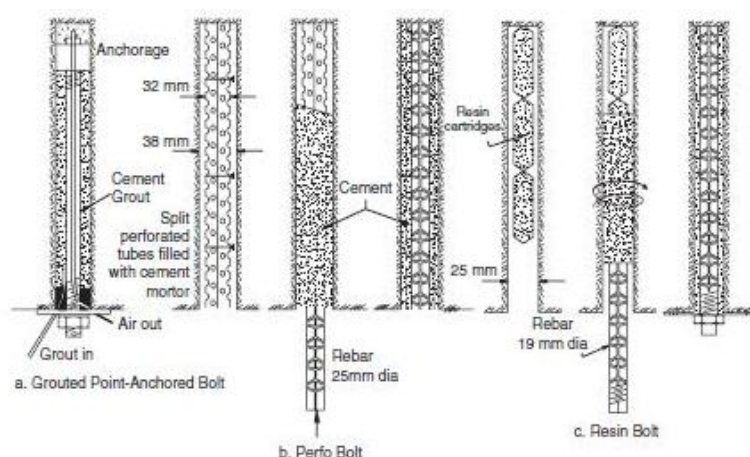
الف - پیچ‌سنگ‌های دوغابی (Grouted Bolts)

برای نصب این پیچ‌سنگ‌ها، نیمی از طول چال را با ملات پر می‌کنند و دهانه چال را با درپوشی می‌بندند تا از ریزش دوغاب جلوگیری شود. برای خروج حباب‌های هوا، یک لوله کوچک پلاستیکی را به پیچ‌سنگ می‌چسبانند و آن را به داخل چال می‌رانند. پس از اینکه دوغاب سیمان

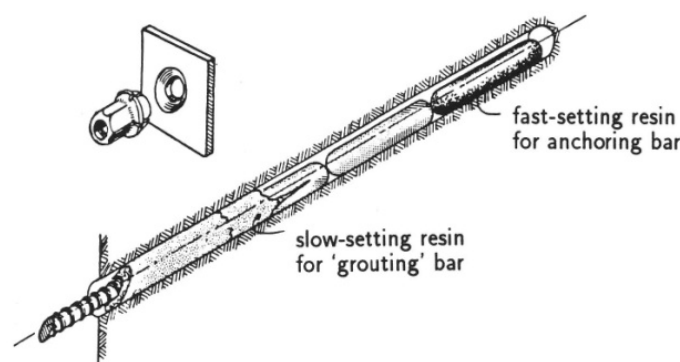
خود را گرفت، پیچ‌سنگ به خوبی در جای خود محکم می‌شود و پس از این مرحله با نصب صفحه اتصال و با استفاده از پیچ، آن را محکم می‌بندند. در شکل ۳-۲ مراحل نصب این پیچ‌سنگ‌ها را نشان می‌دهد. در مورد این پیچ‌سنگ‌ها، انتخاب نوع ملات اهمیت زیادی دارد زیرا مقاومت ملات نسبت به زمان افزایش می‌یابد و از سوی دیگر، مقاومت ملات به نسبت سیمان، آب و ماسه بستگی دارد (Hoek et al, 1987).

ب- پیچ‌سنگ‌های رزینی (ResinBolts)

اگرچه با استفاده از پیچ‌سنگ‌های دوغابی، مشکل گیرش کامل پیچ‌سنگ برطرف می‌شود اما اشکال عمده این نوع پیچ‌سنگ‌ها، طولانی بودن زمان محکم شدن ملات سیمان است. تهیه ملات مناسب برای هر وضعیت از دیگر مشکلات آن است. برای رفع این مشکلات، به جای تزریق دوغاب سیمانی، از رزین‌های مخصوصی استفاده می‌شود که ظرف مدت تنها چند دقیقه خود را می‌گیرد و مقاومت مکانیکی کافی به دست می‌آورد (شکل ۳-۳). رزینی که برای این منظور مورد استفاده قرار می‌گیرد بسیار متنوع است (Hoek et al, 1987).



شکل ۳-۲ مراحل نصب پیچ‌سنگ‌های دوغابی (Singh et al, 2006)



شکل ۳-۳ نمایی از پیچ‌سنگ رزینی (Hoek et al, 1987)

به هنگام بررسی مقاومت پیچ‌سنگ‌های رزینی، دو نکته مهم را باید در نظر داشت:

۱- ثابت شده است که سنگ‌های ضعیف‌تر نسبت به سنگ‌های محکم، به رزین بیشتری نیاز دارند.

۲- طول چسبندگی نقش مهمی در در مقاومت پیچ‌سنگ‌ها دارد.

این نوع پیچ‌سنگ‌ها را می‌توان در انواع مختلف سنگ‌ها و از آن جمله سنگ‌هایی از قبیل شیل و لای‌سنگ^۱ که در آنها پیچ‌سنگ‌های با گیرش مکانیکی کاربرد ندارد، به کار برد. در مواردی که از پیچ‌سنگ به عنوان سیستم نگهداری دائمی استفاده می‌شود (مثل پیچ‌سنگ‌هایی که در حفاریات بزرگ زیرزمینی به کار می‌رود) باید نهایت سعی را به کار برد که تمامی طول پیچ‌سنگ با جدار چال درگیر شود.

۳-۲ طراحی پیچ‌سنگ‌ها

مقصود از طراحی پیچ‌سنگ، انتخاب پارامترهایی از قبیل طول، فاصله‌داری، ظرفیت، قطر و چگالی پیچ‌سنگ می‌باشد.

الف - انتخاب طول پیچ‌سنگ

برای انتخاب حداقل طول پیچ‌سنگ و نیز طول گیرش، معیارها و استانداردهای مختلفی پیشنهاد شده است که در زیر به شرح آنها پرداخته می‌شود:

۱- mudstone

الف- اگر عرض تونل B باشد، حداقل طول پیچ‌سنگ از رابطه زیر به دست می‌آید؛

برای سنگ‌های با مقاومت بالا:

$$l = \frac{B}{3} \quad (10-3)$$

و همچنین:

$$l = B^{\frac{2}{3}} \quad (11-3)$$

$$l = \frac{h_t}{2} \quad (12-3)$$

در این روابط B عرض تونل و h_t ارتفاع بار سنگ است.

و در مورد سنگ‌های با مقاومت پائین:

$$l = \frac{B}{2} \quad (13-3)$$

ب- در مورد حداقل طول گیرش پیچ‌سنگ‌ها نیز مطالعاتی انجام گرفته و براساس آنها، برای

پیچ‌سنگ‌های با دوغاب سیمانی، رابطه زیر ارائه شده است:

$$L = \frac{T_f \cdot F}{\tau_{ult} \cdot \pi \cdot D} \quad (14-3)$$

که در این رابطه، L طول گیرش پیچ‌سنگ (برحسب متر)، T_f بار نهایی پیچ‌سنگ (برحسب

کیلو نیوتن)، D قطر چال (برحسب متر)، F ضریب ایمنی که معمولاً بین ۲ تا ۳ در نظر گرفته می‌شود

و τ_{ult} گیرش نهایی و یا اصطکاک در فصل مشترک سنگ-دوغاب (برحسب کیلونیوتن بر متر مربع)

می‌باشد.

ج- در مورد پیچ‌سنگ‌های رزینی، طول حداقل گیرش از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$L = 2 / 5P + 5 \quad (15-3)$$

که در این رابطه، L طول گیرش (برحسب متر)، P بار مؤثر بر پیچ‌سنگ (برحسب کیلونیوتن)

می‌باشد.

د- همچنین، توصیه شده که طول پیچ‌سنگ‌ها هیچ‌گاه نباید کمتر از ۲/۴ متر (۸ft) باشد.

ه- توصیه‌های تجربی لانگ: حداقل طول پیچ‌سنگ نباید از اندازه‌های زیر کمتر باشد،

- دو برابر فاصله‌داری پیچ‌سنگ‌ها
- سه برابر ابعاد بلوک‌های سنگی ناپایدار که ابعاد آنها میانگین فاصله‌داری ناپیوستگی‌های سنگ در نظر گرفته می‌شود
- در مورد تونل‌های با عرض کمتر از ۶ متر، نصف عرض تونل، در مورد تونل‌های با عرض ۶ تا ۱۸ متر، بین ۳ تا ۵ متر و در مورد تونل‌های با عرض بیشتر از ۱۸ متر، یک‌پنجم ارتفاع دیواره (مدنی، ۱۳۸۴).

ب- تعیین فاصله‌داری پیچ‌سنگ‌ها

فاصله‌داری پیچ‌سنگ‌ها به طول آنها بستگی دارد. برای تعیین فاصله‌داری نیز روابطی پیشنهاد شده است:

الف- طبق تحقیقات انجام گرفته توسط کوتز^۱ و کوچران^۲، روابط زیر برای تعیین فاصله‌داری پیچ‌سنگ‌ها ارائه شده است:

$$S = \frac{2}{3}l = \frac{2}{9}B \quad (۱۶-۳)$$

که در این رابطه S فاصله‌داری پیچ‌سنگ‌ها (برحسب متر)، l طول پیچ‌سنگ (برحسب متر) و B عرض تونل (برحسب متر) می‌باشد.

ب- در همین زمینه رابطه زیر نیز موجود است:

$$S^r = \frac{R_{\max}}{\gamma h} \quad (۱۷-۳)$$

۱- Coates

۲- Cochrane

که در این رابطه، S فاصله‌داری پیچ‌سنگ‌ها (برحسب متر)، h ارتفاع بار سنگ (برحسب متر)، γ وزن مخصوص سنگ‌ها (برحسب تن بر متر مکعب) و R_{max} حداکثر ظرفیت تحمل پیچ‌سنگ‌ها (برحسب تن) می‌باشد.

ج- طبق نظر بیناوسکی، فاصله‌داری پیچ‌سنگ‌ها باید کمترین مقدار از سه مقدار زیر اختیار شود:

- نصف طول پیچ‌سنگ
- $1/5$ برابر عرض بلوک‌های سنگی بحرانی که بالقوه ناپایدارند
- ۲ متر.

به بیان دیگر، حداقل سه مقدار بالا به عنوان فاصله‌داری در نظر گرفته می‌شود.

د- فاصله‌داری پیچ‌سنگ‌ها نیز از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$S = \sqrt{\frac{\gamma C_b}{\gamma h_t}} \quad (3-18)$$

که C_b ظرفیت باربری پیچ‌سنگ و γ وزن مخصوص سنگ است.

ه - روابط دیگر:

طول پیچ‌سنگ در سقف:

$$L = \frac{2 + 0.15B}{ESR} \quad (3-19)$$

طول پیچ‌سنگ در دیواره:

$$L = \frac{2 + 0.15H}{ESR} \quad (3-20)$$

باید توجه داشت که آنچه از فرمول‌های تجربی و یا نمودارهای یاد شده بدست می‌آید، صرفاً

یک راهنمای کلی برای طراحی اولیه سیستم پیچ‌سنگ است زیرا انتخاب دقیق فاصله‌داری

پیچ‌سنگ‌ها در هر مورد خاص تابع عوامل متعددی از قبیل ویژگی‌های توده سنگ، میدان تنش‌های

برجا، وضعیت بارگذاری و امکانات فنی و اقتصادی موجود برای انتخاب سیستم نگهداری مناسب است

(مدنی، ۱۳۸۴).

ج- تعیین قطر پیچ سنگ

قطر پیچ سنگ براساس مقاومت تسلیم میله آن تعیین می‌شود:

$$R_{\max} = A\sigma_a \quad (21-3)$$

$$R = \frac{R_{\max}}{F} = \frac{\pi d^2 \sigma_a}{4F} = \frac{(\cdot / 875) d^2 \sigma_a}{F} \quad (22-3)$$

که در روابط بالا، $R_{\max}$ حداکثر ظرفیت تحمل میله پیچ سنگ (برحسب کیلوگرم)، R نیروی کششی مجاز پیچ سنگ (برحسب کیلوگرم)، d قطر پیچ سنگ (برحسب سانتیمتر)، α_a مقاومت تسلیم فولاد (برحسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع) و F ضریب اطمینان که معمولاً ۲ تا ۴ در نظر گرفته می‌شود.

۳-۴ مهارهای

مهارهای بلند، یکی از ابزارهای بسیار مفید در حوزه نگهداری فضاهای زیرزمینی بزرگ است. مهارهای بلند خود به دو دسته مهارهای کابلی (کابل‌های مهار) و مهارهای میله‌ای (میل مهارها) تقسیم می‌گردند که در پایین به شرح آنها پرداخته می‌شود:

۳-۴-۱ کابل‌های مهار

با گسترش روزافزون حفاریات زیرزمینی بزرگ مقطع در زمینه مهندسی معدن و عمران، استفاده از کابل‌های مهار نیز توسعه یافته است. استفاده از کابل‌های مهار در مواردی انجام می‌گیرد که بار وارده از تحمل پیچ‌سنگ‌های موجود تجاوز کند. شکل ۳-۴ چند نمونه از کابل‌های مهار را نشان می‌دهد.

در سازه‌های زیرزمینی بزرگ مقطع مانند مغارها، به منظور جلوگیری از خوردگی، کابل مهار را داخل یک پوشش پلاستیکی موجدار تزریق شده قرار داده و سپس کل مجموعه تزریق را در داخل چال قرار می‌دهند و به کمک تزریق آن را محکم می‌کنند. در بیشتر حالات طول بخش تزریق اولیه ۲ تا ۳ متر است که پس از سخت شدن این قسمت، کابل مهار را می‌کشند و طول باقیمانده چال را با

تزریق پر می‌کنند. ظرفیت باربری نهایی این کابل‌ها معادل ۲۶ تن و کرنش آن در لحظه گسیختگی معادل ۳/۵ درصد است. کرنش در لحظه تسلیم، یک درصد می‌باشد (Hutchinson et al, 1996).

در شکل ۳-۵ مقاومت پیوند کابل‌های مهاری به‌ازای مقادیر متفاوت صلبیت سنگ، اندازه تغییرات تنش و نسبت‌های مختلف آب به سیمان دوغاب را به دست می‌دهد.

ظرفیت باربری کابل‌ها نیز به عوامل مختلفی بستگی دارد که عبارتند از:

- نسبت آب به سیمان: هرچه سیمان مصرفی زیادتر باشد (نسبت آب به سیمان کم)، ظرفیت باربری بالا می‌رود.

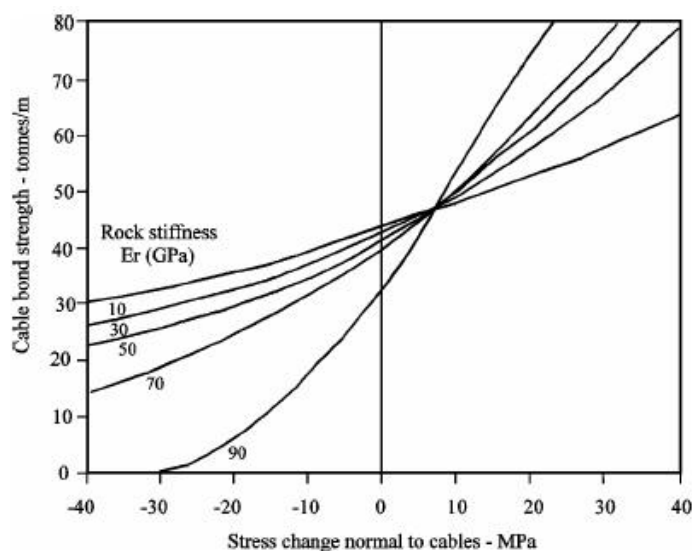
- شرایط سطحی: هرگز نباید کابل‌های آغشته به روغن یا گریس را نصب کرد.

- شرایط محدود کننده جانبی: اگر کابل در سنگ سست نصب شود نسبت به حالتی که در یک سنگ محکم نصب شده است، ظرفیت باربری کمتری خواهد داشت.

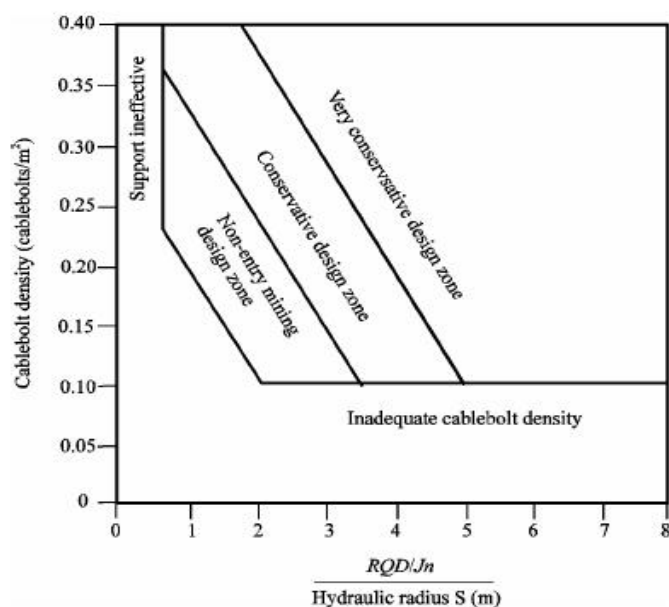
TYPE	LONGITUDINAL SECTION	CROSS SECTION
Multiwire tendon (Clifford, 1974)		
Birdcaged Multiwire tendon (Jirovec, 1978)		Antinode Node
Single Strand (Hunt & Askew, 1977)		Normal Indented Drawn
Coated Single Strand (VSL Systems, 1982) (Dorsten et al, 1984)		Sheathed Coated Encapsulated
Barrel and Wedge Anchor on Strand (Matthews et al, 1983)		3 Component Wedge 2 Component Wedge
Swaged Anchor on Strand (Schmuck, 1979)		Square Circular
High Capacity Shear Dowel (Matthews et al, 1986)		Steel tube Concrete
Birdcaged Strand (Hutchins et al, 1990)		Antinode Node
Bulbed Strand (Garford, 1990)		Antinode Node
Ferruled Strand (Windsor, 1990)		Antinode Node

شکل ۳-۴ مراحل تکامل کابل‌های مهارى برای استفاده در سازه‌های زیرزمینی (Hutchinson et al, 1996)

پس از آنکه تشخیص داده شد که فضای زیرزمینی به سیستم نگهداری نیاز دارد، می‌توان از نمودار شکل ۳-۶ برای طراحی کابل استفاده کرد. در این نمودار تراکم کابل‌ها مهاری لازم، به‌عنوان تابعی از فراوانی درزه‌ها و شعاع هیدرولیکی حفاریات ارائه شده است (Hutchinson et al, 1996).



شکل ۳-۵ تغییرات مقاومت گیرش کابل مهاری به ازای مقادیر مختلف سفتی سنگ و تغییرات تنش عمودی (Hoek et al, 1993)



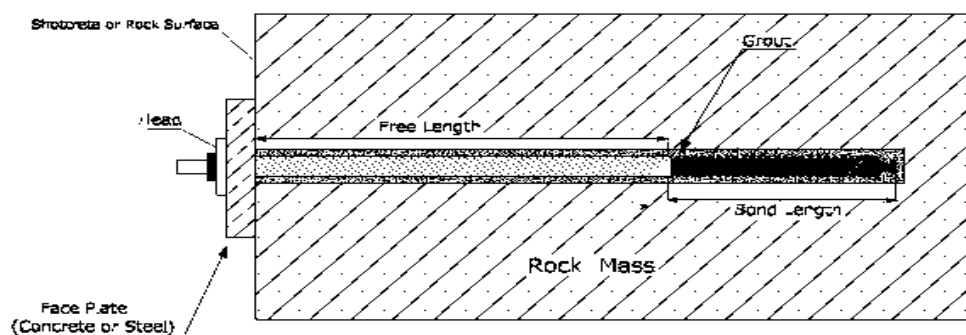
شکل ۳-۶ نمودار انتخاب الگوی کابل مهاری (Hoek et al, 1993)

طول کابل‌های مهار باید به گونه‌ای باشد که بتوان آنها را به اندازه کافی در قسمت‌های محکم سنگ-ها گیر داد تا مقاومت گیرش لازم حاصل شود.

۳-۴-۲ مهارهای میله‌ای

این مهارها، برخلاف مهارهای کابلی از یک میله نسبتاً صلب تشکیل شده‌اند. با توجه به عدم قابلیت ارتجاع آنها در مقایسه با مهارهای کابلی، در طول‌های بلند (بیش از حدود ۱۲ متر) آنها را به صورت چند تکه آماده می‌کنند. در شکل ۷-۳ جزئیات مربوط به میل مهار نصب شده در توده سنگ نشان داده شده است.

قطعات مجزای میل مهار در محل کارگاه سرهم‌بندی می‌گردد. قبل از استفاده از میل‌گردها باید از عاری بودن سطح آنها از مواد زائد با استفاده از برس فلزی مطمئن شد. در عملیات سرهم‌بندی نخست روی شاخه میلگرد با فواصل یک متری فاصله‌دهنده‌های مخصوصی را متصل می‌کنند. پس از این مرحله روی میلگرد را با لوله موج‌داری می‌پوشانند. در دو سر لوله موج‌دار درپوش‌هایی برای ورود و خروج دوغاب نصب می‌شود و پس از این مرحله مهار را برای انجام تزریق داخلی بر روی سکویی با شیب حدود ۱۲ درصد قرار می‌دهند و از قسمت پایین تزریق داخلی مهار را با سرعت و فشار کم آغاز می‌کنند (شاهوردیلو، ۱۳۸۲).



شکل ۷-۳ جزئیات مربوط به میل مهار نصب شده در توده سنگ (شاهوردیلو، ۱۳۸۲)

روش قرار دادن میل‌مهاری در درون چال تقریباً مانند کابل‌های مهاری می‌باشد. برای مهاری-های چند تکه می‌توان آنها را ابتدا به هم متصل کرد و سپس درون چال قرار داد یا آنها را تک‌تک درون چال قرار داد و اتصال را در سر چال انجام داد، (روش دوم مناسب‌تر است). هنگام اتصال قطعات با کوپلینگ به هم، باید دو سر آن را با نوار چسب خاص محکم کرد و سپس از پوشش خاصی که سطح داخلی آن حاوی گریس مخصوصی است و در اثر حرارت شعله منقبض می‌شود استفاده کرد. پس از قرار دادن مهاری در درون چال قسمتی از آن را برای انجام آزمایش کشش (نصب صفحه باربر و پیچ)، بیرون از چال قرار داده می‌شود (خزایی، ۱۳۸۰).

۳-۵ تیرهای مشبک

شرکت تجاری امریکایی Inc در توسعه و ساخت این تیرهای مشبک^۱ پیشرو بوده است که برای اولین بار در سال ۱۹۸۰ برای نگهداری فضاهاى زیرزمینی بزرگ مقطع مورد استفاده قرار گرفت (Hoek et al, 2008).

نحوه عملکرد تیرهای مشبک همانند قاب‌های فولادی می‌باشد. این سیستم قسمتی از نگهداری موقت می‌باشد و همزمان با حفاری نصب می‌شود؛ اما در بعضی موارد می‌تواند به عنوان سیستم دائمی نیز بکار رود. چنانچه تیرهای مشبک همراه با روش تونل‌سازی جدید اطریشی (NATM) استفاده شود، می‌تواند از سیستم‌های نگهداری دیگر اقتصادی‌تر بوده و برای شرایط مختلف زمین راه‌حل خوبی باشد (www.dsiunderground.com).

۳-۵-۱ مزایای استفاده از تیرهای مشبک

- نگهداری از سقف بلافاصله بعد از حفاری
- قابل همراه شاتکریت به ضخامت کم به عنوان یک الگوی مطمئن
- هماهنگی با ماشین‌های حفاری (TBM, Roadheader)
- عدم نیاز به سرمایه زیاد برای تجهیزات خاص

۱-Lattice girder

- قابل کاربرد برای محدوده وسیعی از شرایط زمین

- قابل نصب در چند دقیقه به وسیله تعداد کمی از افراد.

۳-۵-۲ موارد کاربرد

از تیرهای مشبک می‌توان در پروژه‌هایی که در آن شاتکریت به عنوان سیستم نگهداری موقت یا دائمی است، استفاده کرد. این پروژه‌ها شامل معدن‌کاری در زمین‌های سست، تونل‌سازی در زمین‌های غیرهمسان و در فضاهای با عرض و ارتفاع‌های گوناگون می‌باشد. این سیستم همچنین در حفاری‌های با مقطع دایره‌ای و نعل اسبی- شکل و یا حفاری‌های تمام‌مقطع و پله‌ای نیز کاربرد دارد. مزیت عمده تیرهای مشبک، قابلیت کاربردشان همراه شاتکریت می‌باشد و به واسطه باز بودن ساختمان شبکه آن، شاتکریت به آسانی می‌تواند از میان آن عبور کند (www.dsiunderground.com).

۳-۵-۳ انواع تیرهای مشبک

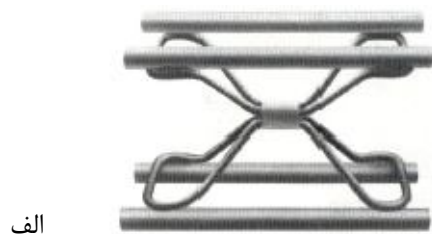
تیرهای مشبک در دو نوع سه‌میله‌ای و چهارمیله‌ای ساخته می‌شود که در پایین تشریح خواهد شد:

الف- تیرهای مشبک سه‌میله‌ای

مطابق شکل ۳-۸، شبکه تیر از قرارگیری سه میله موازی و المان‌ها به صورت قطری تشکیل شده است. میله تکی می‌تواند متناسب با هندسه طراحی، در خلاف زمین یا به سمت داخل تونل قرار گیرد. قرار گرفتن المان‌ها به صورت قطری، باعث بالا رفتن مقاومت خمشی می‌شود.

ب- تیرهای مشبک چهارمیله‌ای

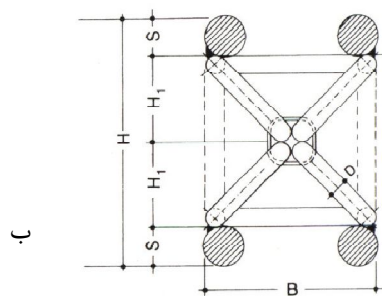
مطابق شکل ۳-۹، شبکه تیر از قرار گرفتن چهار میله موازی و المان‌ها به صورت قطری تشکیل شده است. همانند مطالب ذکر شده در مورد سه‌میله‌ای‌ها، تیرهای مشبک چهارمیله‌ای نیز مقاومت خمشی بالایی دارند. در جدول ۳-۱ مشخصات فیزیکی و مکانیکی ۴ نوع از تیرهای مشبک چهارمیله‌ای نوع پانتکس آورده شده است.



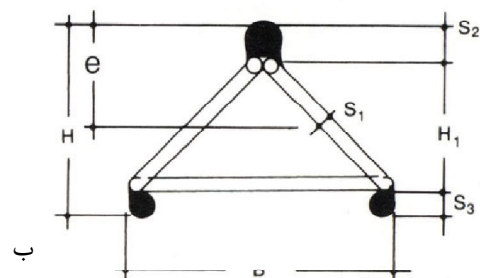
الف



الف



ب



ب

شکل ۳-۹ الف) نمایی کامل از تیر مشبک چهارمیله‌ای
(ب) مقطع عرضی از تیر

شکل ۳-۸ الف) نمایی کامل از تیر مشبک سه‌میله‌ای
(ب) مقطع عرضی از تیر

جدول ۳-۱ مشخصات تیرهای مشبک چهارمیله‌ای پانتکس (www.dsiunderground.com)

نوع H1	D (mm)	S اندازه میله	وزن (lbs/ft)	H (in)	B (in)	سطح مقطع میله (in ²)
۱۰۰	۱۰	۵	۷/۶۱	۵/۱۹	۳/۹۴	۱/۲
		۶	۸۸/۸۸	۵/۴۴		۱/۸
		۸	۱۳/۴۳	۵/۹۴		۳/۱
		۱۰	۱۷/۱۶	۶/۴۴		۴/۹
۱۴۰	۱۰	۵	۷/۸۸	۶/۷۶	۵/۵۱	۱/۲
		۶	۹/۱۴	۷/۰۱		۱/۸
		۸	۱۳/۷۱	۷/۵۱		۳/۱
		۱۰	۱۷/۴۲	۸/۰۱		۴/۹
۱۸۰	۱۰	۵	۸/۵۱	۸/۳۴	۷/۰۹	۱/۲
		۶	۹/۷۸	۸/۵۹		۱/۸
		۸	۱۴/۳۵	۹/۰۹		۳/۱
		۱۰	۱۸/۰۶	۹/۵۹		۴/۹
۲۲۰	۱۲	۵	۹/۸۰	۹/۹۱	۸/۶۶	۱/۲
		۶	۱۱/۰۶	۱۰/۱۶		۱/۸
		۸	۱۵/۶۳	۱۰/۶۶		۳/۱
		۱۰	۱۹/۳۴	۱۱/۱۶		۴/۹

۳-۶ جمع‌بندی

در فضاهای زیرزمینی با توجه به هندسه سازه و خصوصیات محیط در برگیرنده می‌توان از سیستم‌های مختلفی برای نگهداری آنها استفاده کرد. در مغارهای برق‌آبی به دلیل هندسه و حساسیت آنها معمولاً از چند لایه شاتکریت به همراه شبکه فولادی (وایرمش)، پیچ‌سنگ یا کابل‌های تمام تزریق به عنوان سیستم نگهداری اولیه و پوشش بتنی به عنوان نگهداری نهایی برای جلوگیری از شکم دادن دیواره‌ها استفاده می‌گردد که کیفیت و کمیت سیستم‌های ذکر شده توسط طراح مشخص می‌گردد.

فصل چهارم

**مطالعات ژئومکانیکی و برآورد
پارامترهای مکانیکی توده سنگ**

۴-۱ مقدمه

به منظور تحلیل پایداری حفاریات زیرزمینی اطلاعات جامعی در مورد خواص مکانیکی توده سنگ‌های منطقه نیاز است. این اطلاعات مربوط به نتایج مطالعات صحرایی و آزمایشگاهی می‌شود. در این فصل ابتدا نتایج تحقیقات صحرایی انجام شده در منطقه‌ی مورد بررسی که به عنوان اطلاعات ساختاری مورد نیاز تلقی می‌شوند، ارائه می‌گردد. این مطالعات دربرگیرنده ملاحظات مربوط به زمین-شناسی عمومی و مهندسی ساختگاه است. در بخش بعدی نتایج حاصل از تحقیقات آزمایشگاهی با هدف به دست آوردن خواص مقاومتی سنگ‌های منطقه به همراه تجزیه و تحلیل آنها ارائه شده است. لازم به ذکر است نتایج مطالعات صورت گرفته، علاوه بر اینکه خود می‌توانند به صورت مستقل مورد بحث و تفسیر قرار گیرند، به عنوان اطلاعات ورودی در مراحل بعدی تحقیق، یعنی تحلیل پایداری و طراحی سیستم نگهداری مورد نیاز خواهند بود.

۴-۲ مطالعات صحرایی و جمع‌آوری اطلاعات ژئومکانیکی منطقه

۴-۲-۱ زمین‌شناسی عمومی منطقه طرح

ساختگاه سد و گستره پیرامونی آن در پهنه گسترده‌ای از ردیف رسوبی کرتاسه قرار گرفته که دگرگونی ضعیفی را نیز پشت سر گذاشته است. ضخامت کل این نهشته‌ها که در یک محیط رسوبی در حال فرونشست برجای مانده‌اند تا بیش از ۱۵۰۰ متر برآورد شده است. این پهنه گسترده که به لحاظ ترکیب سنگ‌شناختی اولیه از تناوب شیل و ماسه‌سنگ تشکیل شده بود تحت اثر دگرگونی دینامیکی به تناوب اسلیت و فیلیت تبدیل شده است اما اثرات سنگ اولیه به فراوانی در سطح منطقه در رخنمون‌های سطحی و نیز مغزه‌های حفاری به صورت ماسه‌سنگ‌هایی که بعضاً آثار دگرگونی خفیف در آنها دیده می‌شود، قابل تشخیص است (گزارش زمین‌شناسی مهندسی، مشانیر ۱۳۸۷).

گستره طرح بخشی از نوار اسلیتی-فیلیتی است که با روند شمال غربی-جنوب شرقی و پهنای میانگین ۲۰ کیلومتر قرار گرفته است. این نوار با همین روند و طول بیش از ۶۰ کیلومتر گسترده شده است. در مقیاس وسیع تر نوار دگرگونی یاد شده بخشی از نوار عریضی است که در پهنه‌بندی نوارهای دگرگونی ایران تحت نام نوار دگرگونی مهاباد-گلپایگان خوانده شده است. نوار اسلیتی مورد اشاره به لحاظ رخساره حد واسط رخساره شیست سبز (درجه متوسط رو به پایین) تا رخساره پره‌نیت-پمپلی‌ایت (رخساره درجه پایین) قرار می‌گیرد. در این محدوده دره رودخانه کلاس کمابیش مرز دو واحد محسوب می‌گردد. آمیزه رنگین که بازمانده پوسته اقیانوسی است در ناحیه مورد بررسی شامل مجموعه‌ای به هم ریخته متشکل از طبقات آهکی و سنگ‌های اولترابازیک است که آثار این سنگ‌ها در دره رودخانه کلاس به ویژه پایین دست تونل بلند در جناحین دره قابل مشاهده است (گزارش زمین‌شناسی مهندسی، مشانیر ۱۳۸۷).

۴-۲-۲ زمین‌شناسی مهندسی محدوده طرح

در محدوده مذکور زمین‌شناسی مهندسی، شامل زمین‌ریخت‌شناختی، چینه‌شناسی و هیدرولوژی بررسی گردیده است که به اختصار شرح داده می‌شود.

۴-۲-۱-۱ زمین‌ریخت‌شناسی

به لحاظ پهنه‌بندی‌های زمین‌ریخت‌شناختی، گستره طرح بر اساس توضیحات نقشه ۱:۱۰۰,۰۰۰ آلوت در پهنه موسوم به رشته ماکو-بانه (دیواره غربی) قرار می‌گیرد که بخش غربی واحد آذربایجان را تشکیل می‌دهد. این پهنه مشتمل بر یک رشته کوه طویل و پرحجم با محور تغییر شکل جنوبی-شمالی از بانه تا ماکو محدود ساخته است که از دیدگاه توپوگرافی، امتداد شمالی این رشته از مرز سیاسی کشور خارج و به توده آرات در ترکیه می‌رسد. اما از نظر ساختمان زمین‌شناسی، از حدود خوی به دو بخش شمالی و جنوبی قابل تقسیم است. این رشته کوه‌ها آذربایجان را از سمت مغرب کاملاً محصور و بدین ترتیب چاله زمین ساختی ارومیه در ایران و وان در ترکیه را از هم جدا کرده است.

براساس نقشه‌ای که از ناهمواری‌های ایران تهیه شده است، منطقه کوهستانی محدوده طرح زمین‌هایی را شامل می‌شود که اکثراً ارتفاع آنها بین ۵۰۰ تا ۲۰۰۰ متر بوده و نواحی کمتری دارای ارتفاع بیشتری بین ۲۰۰۰ تا ۳۰۰۰ متر هستند. این نواحی مرتفع‌تر با زمین‌های واقع در جناح چپ رودخانه کلاس هم‌خوانی دارند. این نواحی منطبق بر کوه‌های باختری و جنوبی ایران است (گزارش زمین‌شناسی مهندسی، مشانیر ۱۳۸۷).

۲-۱-۲-۴ سنگ‌چینه‌شناسی

از نظر چینه‌شناسی کلیه واحدهای برونزد در محدوده مورد مطالعه (سد، سازه‌های جنبی، مخزن و مسیرهای انتقال تا نیروگاه) چینه‌های متعلق به مزوزوئیک و سنوزوئیک هستند. این منطقه در فاصله زمانی تریاس بالایی تا ژوراسیک میانی از آب بیرون بوده است، لذا رسوب‌گذاری و فرسایش در آن اتفاق نیفتاده است. به طور کلی سنگ‌های مشاهده شده در محدوده ساختگاه سد، تونل آب‌بر و نیروگاه از نوع شیل‌سنگ، اسلیت، فیلیت و ماسه‌سنگ با درجات تبلور متفاوت می‌باشد که در محدوده نیروگاه، اسلیت، فیلیت و ماسه‌سنگ به چشم می‌خورد که ماسه‌سنگ به صورت میان-لایه‌های خیلی نازک و به ندرت وجود دارد اما قسمت عمده تشکیلات سنگی که شامل اسلیت و فیلیت است دارای خصوصیات و پارامترهای مشابه می‌باشد (گزارش زمین‌شناسی مهندسی، مه‌باب قدس ۱۳۸۹).

۳-۱-۲-۴ هیدرولوژی

در محدوده مورد مطالعه طرح عمده تأمین‌کننده منابع آب زیرزمینی بارش‌های جوی است. قسمتی از این نزولات توسط سازندهای موجود جذب و قسمتی دیگر به صورت آب‌های روان سطحی به صورت‌های مختلف جریان می‌یابند. رودخانه‌ها نیز به عنوان منابع آب ثانویه تأمین‌کننده و یا تغذیه‌کننده سفره‌های زیرزمینی هستند و دره رودخانه کلاس به عنوان سطح اساس و پست‌ترین نقطه در محدوده طرح نقش مهمی را در ایجاد خیزابی (گرادیان هیدرولیکی) به سوی خود دارد. براساس بررسی‌های به عمل آمده آبخوان‌های موجود در محدوده از نوع آزاد و تحت فشار بوده که نوع تحت

فشار آن در اثر عوامل ثانویه چون حفاری تظاهر یافته‌اند (گزارش زمین‌شناسی مهندسی، مشارکت سپاسد- فراب، ۱۳۸۸).

۴-۲-۳ آزمایش‌های صحرایی

برای اطلاع یافتن از خواص توده سنگ، نیاز است که یک سری آزمایش‌های صحرایی نیز در محدوده طرح انجام شود که آزمایش بار نقطه‌ای از جمله آنها است. با توجه به سهولت انجام آزمایش‌های بار نقطه‌ای در صحرا، این آزمایش هم‌زمان با پیشرفت حفاری بر روی مغزه‌ها به دو روش قطری و محوری انجام و نتایج حاصل پس از تحلیل آماری در جدول ۴-۱ نشان داده شده است.

لازم به ذکر است که به دلیل تشابه زیاد اسلیت و فیلیت از نظر خصوصیات ژئومکانیکی، نتایج حاصل از آزمایش‌های انجام شده، نتایج کلی می‌باشد و مربوط به توده سنگ‌های ذکر شده می‌باشد.

جدول ۴-۱ نتایج آزمایشات بار نقطه‌ای در ساختگاه سردشت بر روی سنگ‌های اسلیت و فیلیت
(گزارش مکانیک سنگ، مشانیر ۱۳۸۷)

کلی		
قطری	محوری	
۱۰۷	۱۰۷	تعداد آزمایش‌ها
۱/۱۹	۲/۳۱	انحراف استاندارد
۱/۷۹	۶/۰۶	میانگین
۳/۶	۹/۳۸	حداکثر مقدار
۰/۵۴	۲/۵۸	حداقل مقدار

شاخص ناهمسانگردی عبارت است از نسبت دو مقدار میانگین $I_{S(50)}$ که یکی در جهت عمود و دیگری موازی با صفحات ضعیف اندازه‌گیری شده است. به عبارت دیگر نسبت بیشترین شاخص مقاومت بار نقطه‌ای به کمترین آن است. تسیدز (۱۹۸۹) با در نظر گرفتن نتایج بررسی‌های انجام شده بر روی شاخص ناهمسانگردی مقاومت بار نقطه‌ای، جدول (۴-۲) را ارائه کرده است. شاخص ناهمسانگردی مقاومت بار نقطه‌ای برای سنگ‌های تقریباً همسانگرد برابر یک و برای سنگ‌های

ناهمسانگرد بزرگتر از یک است. در مورد ساختگاه نیروگاه سد سردشت ناهمسانگردی توده سنگ‌های اسلیت و فیلیت برابر $1/1$ تا $1/5$ است و جزء سنگ‌های نسبتاً همسانگرد با تورق ضعیف می‌باشد (گزارش مکانیک سنگ، مشانیر ۱۳۸۷).

جدول ۴-۲ طبقه‌بندی ناهمسانگردی ذاتی (گزارش مکانیک سنگ، مشانیر ۱۳۸۷)

طبیعت سنگ	اصطلاح توصیفی	عدد ناهمسانگردی
تورق خیلی ضعیف یا بدون تورق	ظاهراً همسان	$< 1/1$
تورق ضعیف	نسبتاً همسان	$1/1 - 1/5$
تورق متوسط	ناهمسانگردی متوسط	$1/5 - 2/5$
تورق شدید	ناهمسانگردی بالا	$2/5 - 3/5$
تورق خیلی شدید	ناهمسانگردی خیلی بالا	$> 3/5$

لازم به ذکر است که آزمایش بار نقطه‌ای بروی ماده سنگ انجام گرفته است که باعث می‌شود در نتایج آن ناهمسانگردی مشاهده شود اما در توده سنگ اسلیت و فیلیت به علت تورق و ناپیوستگی‌های متعدد، دارای حالتی همسانگرد است که رفتار نسبتاً پیوسته‌ای را از خود نشان می‌دهند (گزارش مکانیک سنگ، مشانیر ۱۳۸۷).

۴-۲-۴ مطالعات آزمایشگاهی

ویژگی‌های مربوط به مقاومت فشاری و تغییرشکل‌پذیری سنگ‌های بکر معمولاً توسط آزمایش مقاومت فشاری تک‌محوری و سه‌محوری تعیین می‌شود. عوامل مختلفی بر نتایج این آزمایش‌ها تأثیر مستقیم دارند، از جمله این عوامل می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

عوامل داخلی: ترکیب کانی‌شناسی، چگالی، تخلخل، اندازه ذرات و ناهمسانگردی.

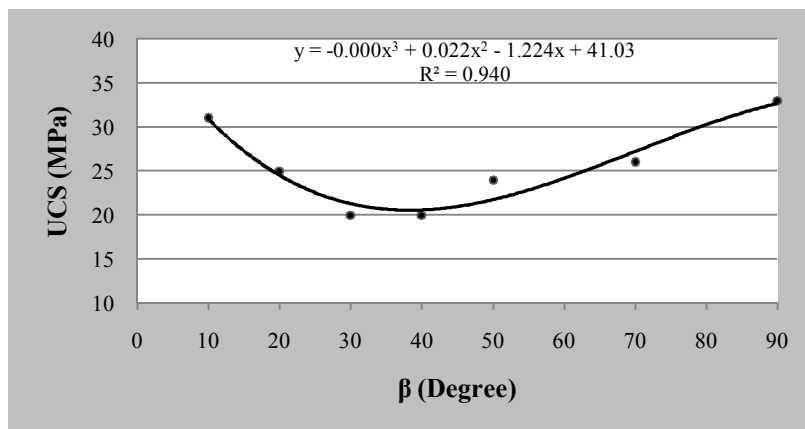
عوامل خارجی: نرخ بارگذاری، هندسه نمونه، نسبت ارتفاع به قطر آن و وضعیت سطوح انتهایی.

شرایط محیطی: رطوبت، درجه حرارت و غیره.

با توجه به اینکه مقادیر به‌دست آمده از این آزمایش‌ها اغلب برای طبقه‌بندی توده سنگ، مدل‌سازی‌های عددی و غیره استفاده می‌شود، لذا انجام دقیق و صحیح این آزمایش‌ها اهمیت فراوانی دارد.

۴-۲-۴-۱ آزمایش مقاومت فشاری تک محوری

با توجه به وجود ناهمسانگردی، بر روی نمونه‌های اخذ شده از ساختگاه سردشت با ثبت دقیق جزئیات آزمایش، تعداد ۳۰ آزمایش تک محوری انجام شده است. نظر به اینکه دامنه تغییرات اعداد حاصل تقریباً وسیع است، امکان در نظر گرفتن یک عدد به عنوان میانگین برای مدول یانگ، نسبت پواسون و مقاومت فشاری تک محوری وجود ندارد و با در نظر گرفتن ناهمسانگردی سعی شده که تغییرات پارامترهای مذکور با توجه به زاویه کلیواژ با محور بارگذاری بررسی شود. برای حصول اطمینان از صحت داده‌ها، نتایج بدست آمده مورد بررسی مجدد قرار گرفته و داده‌های پرت در تجزیه و تحلیل اطلاعات، در نظر گرفته نشده است. در نمودار شکل ۴-۱ تغییرات مقاومت فشاری تک-محوری نسبت به β (زاویه بین صفحه کلیواژ و محور بارگذاری) نشان داده شده است.

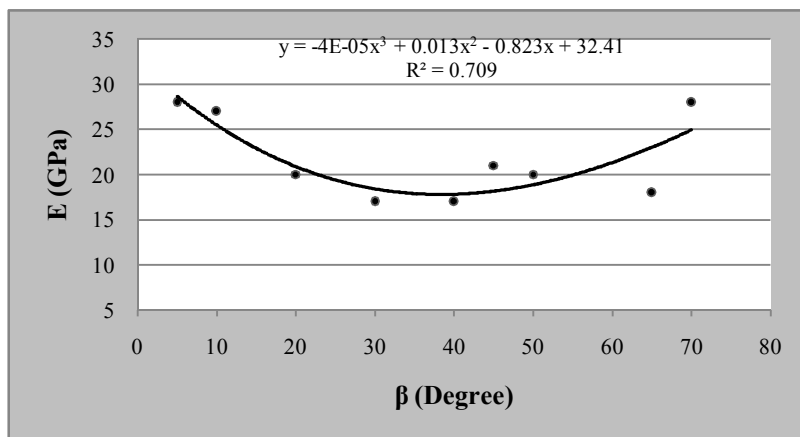


شکل ۴-۱ تغییرات مقاومت فشاری نسبت به β

همان گونه که در نمودار فوق مشاهده می‌شود کمترین مقدار مقاومت فشاری مربوط به β برابر با ۳۰ تا ۴۰ درجه و بیشترین مقاومت در β برابر با ۹۰ درجه است (آزمونه فولاد، ۱۳۸۹).

۴-۲-۴-۲ مدول یانگ

با استفاده از منحنی تنش-کرنش سنگ‌ها در آزمایش تک محوری، مدول یانگ محاسبه شده و تغییرات آن با β در شکل ۴-۲ نشان داده شده است.



شکل ۴-۲ تغییرات مدول یانگ نسبت به β

در امتداد $\beta = 0$ ، سطوح تورق قائم بوده و در مقابل فشار استحکام بیشتری دارند، بنابراین در این امتداد تغییرشکل پذیری سنگ کم است، در حالی که در امتداد $\beta = 90$ ، در نتیجه فشرده شدن بیشتر سطوح تورق، تغییرشکل پذیری سنگ نیز بیشتر است. نتایج بدست آمده حاکی از آن است که کمترین مدول یانگ بدست آمده در β برابر با ۳۰ تا ۵۵ درجه اندازه گیری شده است (آزمونه فولاد، ۱۳۸۹).

۴-۲-۳ نسبت پواسون

نسبت پواسون با اندازه گیری تغییرشکل های محوری و قطری در دو جهت عمود برهم در آزمایش مقاومت تک محوری به روش میانگین گیری انجام شده است و نتایج در جدول ۴-۳ نشان داده شده است (آزمونه فولاد، ۱۳۸۹).

جدول ۴-۳ نسبت پواسون بدست آمده از آزمایش ها بر روی سنگ های اسلیت و فیلیت (آزمونه فولاد، ۱۳۸۹)

پارامتر	وضعیت نمونه	طبیعی	اشباع
میانگین		۰/۲۴	۰/۲۶
انحراف استاندارد		۰/۱	۰/۰۶۹
حداکثر مقدار		۰/۳۲	۰/۳
حداقل مقدار		۰/۲	۰/۲۱

۴-۲-۴ آزمایش شکست کششی برزیلی

در این آزمایش، مقاومت کششی به روش غیر مستقیم اندازه گیری می شود. برای انجام این آزمایش نمونه های دیسک شکل با نسبت ضخامت به قطر $0/5$ تا 1 برابر در امتداد قطری تحت فشار قرار می گیرند تا شکسته شوند. نتایج این آزمایش وقتی معتبر است که شکست نمونه با گسترش یک ترک قائم کششی از بخش های داخلی آن آغاز شود، در غیر این صورت نتیجه آزمایش معتبر نمی باشد. نتایج حاصل از آزمون های کششی در ساختگاه سردشت در جدول ۴-۴ نشان داده شده است.

جدول ۴-۴ نتایج حاصل از آزمون کششی برزیلی بر روی نمونه های اسلیت و فیلیت ساختگاه سردشت

رطوبت اشباع	رطوبت طبیعی	
۱۷	۱۷	تعداد آزمایش ها
۲/۴۴	۳/۶۲	مقاومت کششی کمینه (MPa)
۷/۶۳	۸/۶۹	مقاومت کششی بیشینه (MPa)
۵/۳۸	۶/۵	میانگین
۲/۰۶	۱/۷۲	انحراف معیار

به دلیل طبیعت آزمایش برزیلی، برقراری ارتباط مابین زاویه β و مقاومت کششی امری پیچیده است. آنچه بدیهی است و نیز از نتایج آزمایش ها برگرفته می شود، مقاومت کششی در حالتی که محور بارگذاری در راستای عمود بر کلیواژ باشد، مقدار بیشتری نسبت به حالت عکس دارد. علت وقوع آن شکستگی در ماده سنگ به جای سطح کلیواژ است (آزمونه فولاد، ۱۳۸۹).

۴-۲-۵ تنش های برجا

برای محاسبه میزان تنش های ثقلی، المانی از سنگ در عمق z از سطح زمین در نظر گرفته می شود، وزن ستون سنگی قائمی که بر روی این المان قرار می گیرد از حاصل ضرب عمق المان در وزن مخصوص توده سنگ فوقانی حاصل می شود. با توجه به اینکه وزن مخصوص سنگ های منطقه (اسلیت و فیلیت) برابر $0/0278 \text{ MN/m}^3$ است، تنش قائم از رابطه زیر بدست می آید:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z$$

۱-۴

$$\sigma_v = 100 \times 0.0278 = 2.78 \text{ MPa}$$

تنش‌های افقی عمل‌کننده بر المان، الزاماً معادل تنش‌های قائم نیستند. نسبت تنش افقی متوسط به تنش قائم را با K نشان می‌دهند.

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad 2-4$$

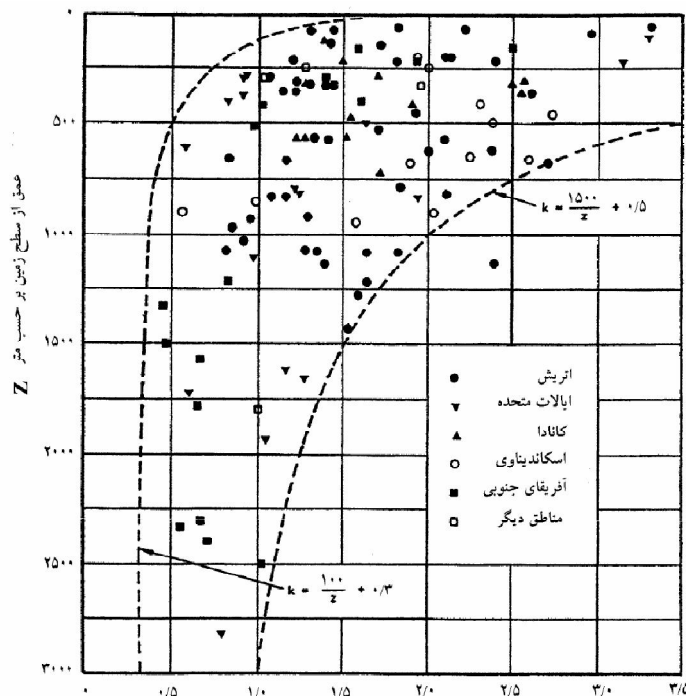
شکل ۳-۴ رابطه عمق و نسبت تنش‌های افقی به قائم (K) را نشان می‌دهد. طبق نمودار شکل مذکور مقدار K برابر است با:

$$\frac{100}{z} + 0.3 < K < \frac{1500}{z} + 0.5 \quad 3-4$$

$$1/3 < K < 15/5$$

اما در ساختگاه مغار نیروگاه سردشت با توجه ضخامت روباره و تکتونیک منطقه مقدار K برابر ۱/۵ در نظر گرفته می‌شود. بنابراین مقدار تنش‌های افقی (σ_h) برابر است با:

$$\sigma_h = K \cdot \sigma_v = 2.78 \times 1/5 = 0.556 \text{ MPa}$$



شکل ۳-۴ تغییرات نسبت تنش‌های افقی به تنش‌های قائم برای عمق‌های مختلف (نشریه ۳۰۹، ۱۳۸۴)

و همچنین مقدار تنش‌های متوسط (تنش افقی حداقل) $0/5$ برابر تنش ثقلی در نظر گرفته شده است.

۳-۴ جمع‌بندی

به منظور پیش‌بینی رفتار توده سنگ در برگیرنده فضاهای مورد نظر، لازم است آگاهی جامعی نسبت به خصوصیات ژئومکانیکی واحدهای تشکیل دهنده‌ی توده سنگ درون گیر وجود داشته باشد. این آگاهی به وسیله انجام آزمایشاتی به صورت برجا و آزمایشگاهی حاصل می‌شود.

با انجام مطالعات آزمایشگاهی بر روی تعدادی نمونه معرف از مغزه‌های حفاری شده ساختگاه مغار نیروگاه، مقاومت فشاری یک محوری، مدول یانگ، نسبت پواسون، مقاومت کششی، چسبندگی و زاویه اصطکاک تعیین شدند. این پارامترها از بهترین عواملی هستند که در روش‌های مختلف طراحی و تحلیل پایداری مورد استفاده قرار می‌گیرد. با توجه به اینکه مقادیر پارامترهای ذکر شده از قبیل مدول تغییرشکل پذیری، نسبت تنش‌های افقی به قائم (K)، چسبندگی و زاویه اصطکاک مقادیر قطعی نیستند بنابراین لازم است تحلیل حساسیتی بر روی این پارامترها صورت گیرد که نتایج آن در فصل بعد بررسی خواهد شد.

در جدول ۴-۵ خلاصه پارامترهای مربوط به سنگ بکر و توده سنگ اسلیت و فیلیت که نتایج نرم‌افزار RocLab آورده شده است.

جدول ۴-۵ مقادیر مربوط به پارامترهای سنگ‌های اسلیتی و فیلیتی در برگیرنده مغارهای نیروگاه

	E (GPa)	ν	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	ϕ (درجه)	C (MPa)
سنگ بکر	۲۳/۵	۰/۲۵	۲۹	۶	—	—
توده سنگ	۲/۴	۰/۲۵	۰/۵۲	۰/۰۳۱	۳۲	۰/۲۷

فصل پنجم

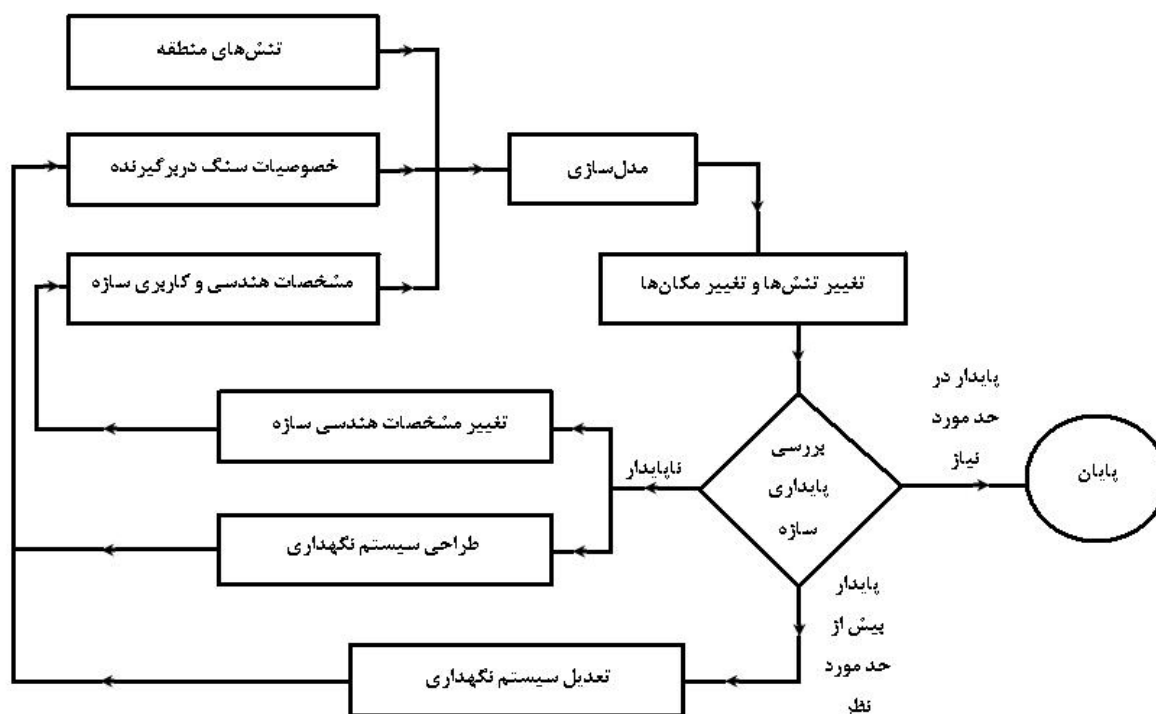
تحلیل پایداری مغار اصلی نیروگاه سردشت و طراحی سیستم نگهداری

۵-۱ مقدمه

طراحی سیستم نگهداری فضاهای بزرگ زیرزمینی یکی از مهمترین مسائلی است که مهندسين طراح سازه‌های زیرزمینی باید به آن توجه کافی داشته باشند. مطالعات موردی (فصل ۱) نشان داد که به منظور نگهداری سقف و دیواره‌های فضاهای بزرگ زیرزمینی از دو سیستم نگهداری پیچ‌سنگ و شاتکریت استفاده می‌شود. در این فصل با توجه به مطالعات صحرایی و آزمایشگاهی انجام شده، ابتدا طبقه‌بندی مهندسی توده سنگ ساختگاه مغار نیروگاه صورت می‌گیرد و با استفاده از جداول مربوطه، برآورد اولیه‌ای از میزان سیستم نگهداری مورد نیاز بدست خواهد آمد. سپس با استفاده از مدل‌سازی عددی، وضعیت پایداری فضای مورد نظر بررسی می‌شود.

مراحل مختلف تحلیل پایداری با استفاده از روش‌های عددی در شکل ۵-۱ نشان داده شده است. براساس این نمودار، در صورتی که مدل از پایداری مورد نیاز برخوردار نباشد یا به عبارتی ناپایدار باشد، باید مشخصات کاربری سازه تغییر یابد و یا یک سیستم نگهداری مناسب طراحی شود. حالت اول به ندرت پیش می‌آید و معمولاً برای اینکه سازه مورد نظر از پایداری کافی برخوردار گردد باید اقدام به طراحی سیستم نگهداری شود. سپس با ساخت مدل سازه مورد نظر همراه با سیستم نگهداری، مجدداً تحلیل پایداری شود. در صورتی که ضریب اطمینان در حد مورد نظر باشد فرایند طراحی به اتمام رسیده است اما اگر سازه به پایداری مطلوب نرسیده باشد باید تغییراتی را در سیستم نگهداری اعمال نمود و مجدداً تحلیل پایداری صورت گیرد. این عمل آن قدر تکرار خواهد شد که سازه مورد نظر با ضریب اطمینان مناسب پایدار گردد. در صورتی که ضریب اطمینان خیلی بیشتر از حد لازم گردد سیستم نگهداری باید تعدیل شده و تحلیل پایداری مجدداً انجام شود.

در این فصل، پس از رده‌بندی مهندسی و پیشنهاد سیستم نگهداری، مراحل مدل‌سازی انجام شده و یک تحلیل عددی اولیه (بدون نگهداری) جهت بدست آوردن جابجایی‌ها انجام می‌شود. سپس، با استفاده از روش‌های تجربی، پارامترهای مربوط به سیستم‌های نگهداری تخمین زده می‌شود و در نهایت تحلیل عددی مغار (همراه با سیستم نگهداری) انجام خواهد شد. در این مرحله سیستم نگهداری آمده از مرحله قبل تعدیل می‌گردد.



شکل ۵-۱ الگوریتم تحلیل پایداری سازه‌های زیرزمینی به روش‌های عددی (شفیع‌زاده، ۱۳۸۲)

۵-۲ رده‌بندی توده سنگ دربرگیرنده مغار نیروگاه سد سردشت

در فصل دوم، در مورد طبقه‌بندی مهندسی توده سنگ و ضرورت به‌کارگیری آن در طراحی و تحلیل پایداری سازه‌های بزرگ زیرزمینی بحث شد. به منظور طراحی سیستم نگهداری مغار نیروگاه سردشت و تحلیل پایداری آن ابتدا لازم است که رده‌بندی توده سنگ ساختگاه مغار انجام گیرد. جهت نیل به اهداف این تحقیق و به‌منظور برطرف ساختن نقاط ضعف روش‌های مختلف طبقه‌بندی و استفاده از مزایای آنها، از دو روش متداول یعنی سیستم‌های RMR و Q استفاده شده است.

۵-۲-۱ رده بندی RMR ساختگاه مغار نیروگاه

اولین گام در استفاده از رده بندی مهندسی، تقسیم منطقه مورد نظر به نواحی مشابهی است که خصوصیات آنها را تا حد قابل قبولی می توان یکسان در نظر گرفت. در ساختگاه مغار اسلیت، فیلیت و ماسه سنگ به چشم می خورد که خصوصیات مکانیک سنگی آنها کمابیش مشابه هم است و می توان برای مجموعه آنها یک خصوصیات واحد در نظر گرفت.

الف - مقاومت فشاری تک محوره سنگ بکر: اولین پارامتری که در رده بندی RMR مورد توجه قرار می گیرد مقاومت فشاری تک محوره سنگ بکر است. نتایج آزمایشات انجام شده نشان می دهد که مقدار مقاومت فشاری تک محوری برای این سنگ ها ۲۹ Mpa است. امتیاز مقاومت فشاری تک محوری با توجه به جداول پیوست مقدار $R_{sc} = 4$ است.

ب - شاخص کیفیت توده سنگ: به منظور تعیین RQD سنگ های مورد نظر، از اطلاعات گمانه های شماره VH-26 و VH-27 استفاده شده است. این دو گمانه در ساختگاه نیروگاه حفر شده اند. برای محاسبه مقدار متوسط RQD، اعماق پایین تر از ۸۰ متر، مبنای کار قرار گرفته است زیرا حداقل روباره مغار نیروگاه تقریباً ۸۰ متر است. مقدار متوسط وزنی شاخص کیفی سنگ ها حدود ۴۰ درصد و امتیاز مربوط به آن $R_{RQD} = 8$ است.

ج - فاصله داری ناپیوستگی ها: برداشت ها انجام شده نشان می دهد که فاصله داری ناپیوستگی ها کمتر از ۶۰ میلیمتر است. امتیاز این پارامتر نیز طبق جداول پیوست، $R_{sd} = 5$ است.

د - شرایط ناپیوستگی ها: پارامترهایی که در تعیین امتیاز وضعیت ناپیوستگی ها مورد توجه قرار می گیرند عبارتند از: تداوم، جدایش (بازشدگی)، وضعیت زبری سطح، مواد پرکننده و چگونگی هوازدگی سطح ناپیوستگی ها. به طور کلی می توان گفت ناپیوستگی هایی که در سنگ های منطقه مشاهده می شوند عموماً، گسترده (با تداوم بیش از ۳ متر) هستند. بازشدگی آنها کمتر از ۰/۱ میلی متر بوده و فاقد هرگونه ماده پرکننده می باشند. سطح آنها غالباً صاف و با هوازدگی متوسط اند. با توجه به جداول پیوست امتیاز مربوط به شرایط ناپیوستگی ها برابر ۱۷ است.

ه- وضعیت آب‌های زیرزمینی: مشاهدات نشان می‌دهد که وضعیت آب‌های زیرزمینی برای

سنگ‌های منطقه در رده "مرطوب" قرار دارد بنابراین امتیاز آن برابر با ۱۰ منظور شده است.

مقدار RMR مبنا از جمع امتیاز پارامترهای اخیر بدست می‌آید:

$$\text{Basic RMR} = R_{\text{gc}} + R_{\text{RQD}} + R_{\text{sd}} + R_{\text{cd}} + R_{\text{w}} = 4 + 8 + 5 + 17 + 10 = 44$$

مقدار RMR مبنا براساس جهت پیشروی و زاویه بین محور سازه و صفحات لایه‌بندی تعدیل

می‌گردد. با توجه به زاویه و جهت شیب لایه‌ها و نحوه قرارگیری مغار، امتیاز تعدیل RMR مبنا، ۵-

(معادل با شرایط مناسب) خواهد شد؛ در نتیجه امتیاز RMR نهایی برابر ۳۹ در نظر گرفته می‌شود.

RMR برابر ۳۹ در مرز بین سنگ متوسط و سنگ ضعیف قرار می‌گیرد، اما چون سازه مورد

نظر مغار برای نیروگاه زیرزمینی برق‌آبی است و باید عمر زیادی نیز داشته باشد و همچنین هندسه

این نوع سازه‌ها با تونل‌ها اختلاف زیادی دارد، بنابراین برای اطمینان بیشتر، در رده سنگ‌های ضعیف

طبقه‌بندی می‌شود که این کار باعث می‌شود ضریب اطمینان طراحی سیستم نگهداری بالاتر رود.

۵-۲-۲ رده‌بندی Q ساختگاه مغار نیروگاه

به منظور استفاده از سیستم Q برای طبقه‌بندی مهندسی توده سنگ ساختگاه مغار نیروگاه و

قابلیت مقایسه نتایج با طبقه‌بندی RMR باید امتیاز سنگ درونگیر سازه تعیین گردد. سیستم Q

مبتنی بر ارزیابی عددی کیفیت سنگ، براساس شش پارامتر ذیل است که براساس جداول پیوست

تعیین می‌شود.

الف- شاخص کیفی سنگ (RQD): مقدار عددی RQD به عنوان امتیاز آن در رابطه مربوطه قرار

داده می‌شود. این مقدار بین ۰ تا ۱۰۰ تغییر می‌کند که برای ساختگاه $RQD = 40$ است.

ب- عدد درزه‌ها (J_n): مطالعات صحرایی انجام شده نشان می‌دهد که تعداد دسته درزه‌ها نسبتاً زیاد

است و فرض می‌شود که سنگ خرد شده (شبیه خاک) است، در این شرایط $J_n = 18$ است.

ج- ضریب زبری سطح درزه‌ها (J_r): درزه‌های منطقه عموماً آینه‌ای و موج‌دار است، بنابراین $1/1 = J_r$.

د- وضعیت هوازدگی سطح درزه‌ها (J_a): درزه‌هایی که در سنگ درونگیر مشاهده شده است دارای دیواره کمی هوازده است، پس: $J_a = 2/5$.

ه- وضعیت آب درزه‌ها (J_w): طبق آزمایش‌ها و مشاهدات صحرایی، قسمتی از مغار زیر سطح ایستابی قرار دارد بنابراین امتیاز مربوط به "جریان آب متوسط" برای این پارامتر فرض می‌شود: $J_w = 0/66$.

ز- وضعیت تنش منطقه (SRF): با توجه به اینکه سنگ‌های ساختگاه جزء سنگ‌های نسبتاً مقاوم هستند و سازه موردنظر نیز در عمق متوسط قرار دارد، ضریب تنش منطقه $SRF = 1$ است. اکنون با استفاده از رابطه Q امتیاز توده سنگ دربرگیرنده ساختگاه نیروگاه قابل محاسبه است.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} = \frac{39/9}{18} \times \frac{1/1}{2/5} \times \frac{0/66}{1} = 0/644 \approx 0/65$$

نتایج رده‌بندی‌های RMR و Q برای توده سنگ ساختگاه در جدول ۵-۱ ارائه شده است.

جدول ۵-۱ نتایج رده‌بندی مهندسی توده سنگ منطقه

شاخص کیفی تونل‌زنی (Q)		رده‌بندی ژئومکانیکی (RMR)	
امتیاز	پارامتر	امتیاز	پارامتر
۴۰	(۱) شاخص کیفی سنگ	۴	(۱) مقاومت فشاری تک محوری
۱۸	(۲) تعداد دسته درزه‌ها	۸	(۲) شاخص کیفی سنگ
۱/۱	(۳) زبری سطح درزه‌ها	۵	(۳) فاصله‌داری ناپیوستگی‌ها
۲/۵	(۴) وضعیت هوازدگی درزه‌ها	۱۷	(۴) وضعیت ناپیوستگی‌ها
۰/۶۶	(۵) وضعیت آب درزه‌ها	۱۰	(۵) شرایط آب زیرزمینی
۱	(۶) وضعیت تنش منطقه	-۵	(۶) تعدیل جهت‌داری درزه‌ها
۰/۶۵	امتیاز (Q)	۳۹	امتیاز (RMR)

۳-۲-۵ طراحی سیستم نگهداری براساس طبقه‌بندی مهندسی سنگ

اطلاعات طراحی حاصل از رده‌بندی‌های مهندسی سنگ در جدول ۲-۵ و سیستم نگهداری پیشنهادی روش‌های RMR و Q در جدول ۳-۵ با توجه به جداول پیوست ارائه شده است.

جدول ۲-۵ اطلاعات طراحی حاصل از رده‌بندی‌های مهندسی سنگ مغار نیروگاه سردشت

نوع سیستم رده‌بندی	نوع سنگ	امتیاز	توصیف رده	پارامترهای طراحی
رده‌بندی RMR	اسلیت و فیلیت	۳۹	سنگ ضعیف	چسبندگی توده سنگ: ۱۰۰ KPa تا ۲۰۰ زاویه اصطکاک: ۱۵ تا ۲۵ درجه
رده‌بندی Q	اسلیت و فیلیت	۰/۶۵	سنگ خیلی ضعیف	---

جدول ۳-۵ سیستم نگهداری پیشنهادی طبقه‌بندی مهندسی سنگ

سیستم طبقه‌بندی	نوع سنگ	پیچ سنگ (قطر ۲۵ میلیمتر)				شاتکریت	
		نوع	طول (m)	فاصله‌داری (m)	ضخامت (mm)	عامل تسلیح	
RMR	اسلیت و فیلیت	تمام تزریقی (دوگابی)	۵ تا ۶	۱ تا ۱/۵	۱۰۰ تا ۱۵۰	شبه فولادی	
Q	اسلیت و فیلیت	تمام تزریقی (دوگابی)	۶	۱/۷ تا ۲/۱	۱۲۰ تا ۱۵۰	شبه فولادی	

لازم به ذکر است که سیستم نگهداری که در بالا براساس RMR پیشنهاد شده، برای سازه‌های با دهانه فعال ۱۰ متر است، که برای دهانه ۲۰ متری (مغار مورد بحث) باید از پیچ‌سنگ‌های به قطر و طول بزرگ‌تر استفاده شود و ضخامت شاتکریت نیز باید بیشتر از مقدار ذکر شده در جدول باشد.

۵-۳ تحلیل پایداری مغار نیروگاه با استفاده از روش‌های عددی

در تحلیل پایداری سازه‌های زیرزمینی مسائل و مشکلات بسیاری وجود دارد که روش‌های تجربی و تئوری به‌تنهایی نمی‌توانند به بررسی تمامی آنها بپردازند. امروزه با پیشرفت تکنولوژی کامپیوتر و وجود نرم‌افزارهای متعدد می‌توان انواع سازه‌های پیچیده زیرزمینی را در شرایط مختلف، با کمترین هزینه و در زمانی نسبتاً کوتاه مدل‌سازی و تحلیل نمود.

همانطور که قبلاً بیان شد عمده سنگ‌های ساختگاه، اسلیت و فیلیت است و به‌واسطه وجود صفحات تورق (شیستوزیته)، دارای خاصیت ناهمسانگردی می‌باشند. درجه ناهمسانگردی در این گونه سنگ‌ها پایین است و با تقریب بالایی می‌توان آن را همسانگرد (ایزوتروپ) در نظر گرفت. همچنین یک دسته ناپیوستگی (دسته درزه) ساختاری و دو دسته درزه تصادفی در سنگ‌های منطقه مشاهده گردیده که باعث شده سنگ‌های منطقه از لحاظ درزه‌داری، همگن (هموژن) در نظر گرفته شوند. طبق خصوصیات ذکر شده در بالا و به منظور نیل به اهداف این تحقیق، محیط اطراف مغارها، پیوسته در نظر گرفته شده و از روش تفاضل محدود برای تحلیل پایداری مغار اصلی نیروگاه سردشت استفاده شده و نرم‌افزار $FLAC^{3D}$ برای این کار انتخاب گردید.

نتایج بدست آمده از تحلیل عددی متأثر از پارامترهایی است که در مراحل مختلف فرآیند مدل‌سازی بکار گرفته می‌شود. از این‌رو، نتایج حاصل از تحلیل‌های عددی با نتایج بدست آمده از تحلیل‌های تئوریک، تجربی و یا مشاهدات صحرایی مقایسه شده و تعدادی از این پارامترها تا رسیدن به یک ارتباط قابل قبول بین نتایج تحلیل عددی و نتایج تحلیل‌های دیگر، اصلاح می‌شوند.

در ادامه، توصیف مدل و شرح کلیات مدل‌سازی با نرم‌افزار $FLAC^{3D}$ بیان می‌گردد، سپس با بکارگیری نتایج حاصل از فصول گذشته و اطلاعات بدست آمده در مورد خواص سنگ‌های منطقه و شرایط تنش‌های برجا، به ارزیابی پایداری پرداخته می‌شود. برای انجام این تحقیق مدل‌های مختلفی از مغار نیروگاه و سازه‌های جانبی ساخته شده که در آنها اثر تغییر ابعاد و فاصله سازه‌ها از همدیگر، اثر

تغییر پارامترهای توده سنگ، اثر تغییر نسبت تنش‌ها و اعمال سیستم نگهداری‌های مختلف بررسی و مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته‌اند.

ابعاد سازه‌های نیروگاه با توجه به ظرفیت نمونه‌های مشابه و قطر و اندازه توربین‌ها تعیین شده است و فاصله مغارهای اصلی و ترانسفورمر طوری تعیین گردیده که حفاری آنها بر همدیگر تأثیر چندانی نداشته باشد. نتایج اثر تغییر پارامترهای توده سنگ و نسبت تنش‌ها نیز در بخش تحلیل حساسیت ارائه شده است. برای بررسی مقدار جابجایی‌های رخ داده در سازه‌های نیروگاه در حالت قبل از نصب سیستم نگهداری و همچنین انتخاب سیستم نگهداری بهینه و بررسی جابجایی‌های رخ داده در حالت بعد از نصب سیستم نگهداری مدل‌های مختلف ساخته شده که نتایج نهایی مدل‌های ذکر شده در بخش‌های تحلیل عددی و تحلیل پایداری مغار نیروگاه آمده است.

۴-۵ مدل‌سازی با نرم‌افزار FLAC3D

به طور کلی مراحل مدل‌سازی برای کاربرد نرم‌افزار FLAC^{3D} عبارت است از: ساخت هندسه مدل، تعریف مدل رفتاری و وارد کردن خصوصیات و پارامترهای محیط (توده سنگ)، اعمال شرایط مرزی و تنش، به تعادل رسیدن نیروهای غیرتعادلی، ایجاد سازه (حفاری)، اعمال سیستم نگهداری مناسب در صورت نیاز و تحلیل نتایج عددی.

برای کار کردن با نرم‌افزار FLAC^{3D}، ابتدا هندسه مدل مطابق شرایط واقعی (ابعاد سازه) ساخته می‌شود. مدل‌هایی که در این گونه مسائل ساخته می‌شوند باید اندازه‌ای بهینه داشته باشند. اگر مدل، خیلی کوچک باشد باعث می‌شود که نتایج تحلیل عددی نادرست باشد. بنابراین مرزهای مدل باید جایی انتخاب گردد که تأثیر فضای زیرزمینی (حفر شده) بر روی آن ناچیز باشد و همچنین در صورتی که مدل خیلی بزرگ انتخاب شود، زمان اجرای محاسبات و تحلیل خیلی زیاد می‌شود. بنابراین با استفاده از روش آزمون و خطا و ساخت مدل‌های مختلف و همچنین مقایسه آنها با یکدیگر، باید مدلی ساخته شود که مشکلات ذکر شده در بالا را نداشته باشد (Stavropoulou et al, 2007).

در نرم‌افزار $FLAC^{3D}$ ، پس از اینکه هندسه مدل ایجاد گردید، نوبت به معرفی مدل رفتاری و تخصیص خصوصیات مواد می‌رسد. این نرم‌افزار دارای ۱۱ مدل رفتاری از پیش طراحی شده است که عبارتند از: مدل تهی، سه نوع مدل الاستیسیته (ایزوتروپ، آنیزوتروپ و الاستیک اورتوتروپیک) و هفت مدل پلاستیسیته (دراگر-پراگر، موهر-کولمب، کرنش سخت‌شونده و نرم‌شونده و ...). هر مدل برای ارائه حالت خاصی از رفتار ساختاری به کار می‌رود که معمولاً مرتبط با مصالح زمین هستند.

۵-۴-۱ مدل رفتاری

مدل رفتاری انتخاب شده، مدل موهر-کولمب است. این مدل برای موادی به کار می‌رود که تحت بارگذاری برشی تسلیم می‌شوند و جزو پرکاربردترین مدل‌ها در مطالعات مهندسی است. این مدل می‌تواند در مواد دانه‌ای سست، سیمان، خاک، سنگ و بتن مورد استفاده قرار گیرد. همچنین می‌توان از این مدل در تحلیل پایداری حفیات زیرزمینی و پایداری شیب استفاده کرد (Coulthard, 1999).

۵-۴-۲ شرایط مرزی

شرایط مرزی یک مدل عددی، شامل متغیرهای میدان همچون تنش و جابجایی است. مرز به دو صورت واقعی و مصنوعی می‌تواند باشد. مرزهای فیزیکی و موجود در طبیعت را مرز واقعی گویند (مانند سطح تونل یا سطح زمین). مرز مصنوعی در طبیعت وجود ندارد ولی برای بستن محدوده زون‌ها در یک محیط بی‌نهایت، ضروری است. به طور مثال برای انجام مدل‌سازی تونلی که در عمق ۱۰۰۰ متری قرار دارد، نمی‌توان کل منطقه را مدل کرد. بنابراین برای انجام مدل‌سازی، لازم است مدل مذکور در ابعاد کوچکتر ایجاد شود. در این حالت نیاز به استفاده از مرزهای مصنوعی است، زیرا اگر ابعاد واقعی منطقه مدل‌سازی شود، در این حالت زمان انجام محاسبات به دلیل بزرگ بودن ابعاد مدل بالا رفته و چه بسا ممکن است مدل مذکور اجرا نشده و به جواب نخواهد رسید (Sharifzadeh et al, 2007).

۵-۴-۳ تنش‌های منطقه

در همه پروژه‌هایی که در سنگ یا خاک احداث می‌شوند، قبل از حفر و ایجاد سازه تنش‌های برجا وجود دارد. با اعمال شرایط اولیه سعی بر آن است تنش‌های برجا شبیه‌سازی شود. زیرا اگر این عمل انجام نشود، ممکن است در رفتارهای بعدی مدل تأثیر منفی بگذارد. در حالت ایده‌آل، اطلاعات در مورد این نوع تنش‌ها از اندازه‌گیری‌های صحرایی بدست می‌آید. اما هنگامی که امکان این اندازه‌گیری وجود ندارد می‌توان پارامترهای لازم را در محدوده مناسب تخمین زد و اقدام به اجرای برنامه نمود. در لایه‌های یکنواخت با سطح آزاد، تنش‌های قائم معمولاً برابر gpz است. که g شتاب ثقل، ρ چگالی مواد و z عمق مورد نظر است. هر چند که تخمین تنش‌های افقی برجا بسیار مشکل است؛ باوری عمومی اما نادرست وجود دارد که نسبت بین تنش افقی و قائم را به صورت $v/(1-v)$ بیان می‌کند، که در آن v نسبت پواسون است. این حالت به دلایلی از قبیل: جابجایی‌های تکتونیکی متناوب و شکست مواد و برداشتن روباره و تنش‌های محصور شده حاصل از چین‌خوردگی و شرایط موضعی، به ندرت در عمل پیش می‌آید (Miranda et al, 2005).

۵-۴-۴ تحلیل مدل و نصب سیستم نگهداری

پس از ایجاد فضای حفاری و اجرای مدل، یکی از سه وضعیت زیر پیش می‌آید:

حالت اول: بدون اینکه بلوکی ریزش نماید و یا اینکه جابجایی قابل ملاحظه‌ای در مدل صورت پذیرد، مدل به حالت پایداری مجدد می‌رسد. در این حالت به نگهداری نیازی نیست و یا نگهداری جزئی به منظور جلوگیری از ریزش‌های اتفاقی لازم است.

حالت دوم: یک یا چند بلوک از سقف یا دیواره ریزش می‌کند و یا جابجایی‌های انجام شده از حد مجاز بیشتر می‌شود. در این حالت مدل به تعادل می‌رسد ولی به منظور کنترل جابجایی‌ها نیازمند نصب سیستم نگهداری است.

حالت سوم: ریزش بلوک‌ها وسعت بیشتری داشته به‌طوری‌که مدل به تعادل نمی‌رسد و با ادامه گام محاسباتی جابجایی‌ها بیشتر می‌شوند. در این حالت باید به سرعت از سیستم نگهداری استفاده نمود.

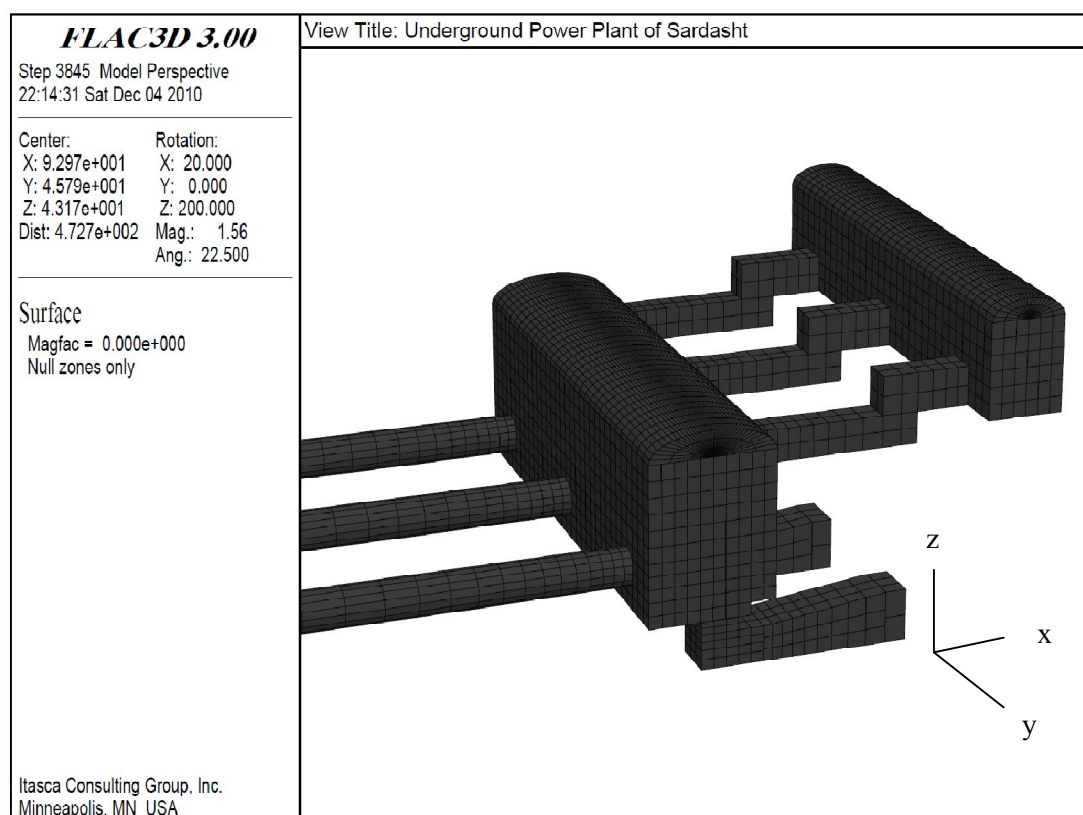
هنگام احداث سازه تا فاصله‌ای از آن، تغییر شکل‌ها به صورت پلاستیک می‌باشند و بعد از این فاصله که به شعاع پلاستیک معروف است تغییر شکل‌ها به صورت الاستیک درمی‌آیند. شکست توده سنگ اطراف تونل، لزوماً به معنی ریزش تونل نیست چون مواد هنوز هم قدرت تحمل بار دارند به شرط آنکه ضخامت زون پلاستیک در مقایسه با شعاع تونل کوچک باشد. اگر ضخامت زون پلاستیک بزرگ باشد و جابجایی‌های بزرگ داخلی در دیواره اتفاق بیفتد سست شدن توده سنگ ریزشی ممکن است منجر به ریزش‌های زیاد و فرو ریختن احتمالی توده سنگ نگهداری نشده گردد (Zhu et al, 2008).

هرگاه عوامل ناپایداری (مانند لغزش گوه، جدایش طبقات بالای سقف، جمع‌شدگی تونل، آماس، شکست دیواره در اثر فشار آب و غیره) در مدل رخ دهد، لازم است سیستم نگهداری نصب شود و از سازه زیرزمینی احداث شده حفاظت به عمل آورده شود. میزان و کیفیت این سیستم نگهداری بکار گرفته شده بستگی به نوع پروژه و کاربری آن دارد. یکی از مهمترین قسمت‌های تحلیل ژئومکانیکی، استفاده از سیستم نگهداری برای پایداری سازی توده خاک و سنگ است. هندسه و خواص نگهداری و ارتباط آن با سنگ و خاک را می‌توان با $FLAC^{3D}$ مدل کرد (Trinh et al, 2010).

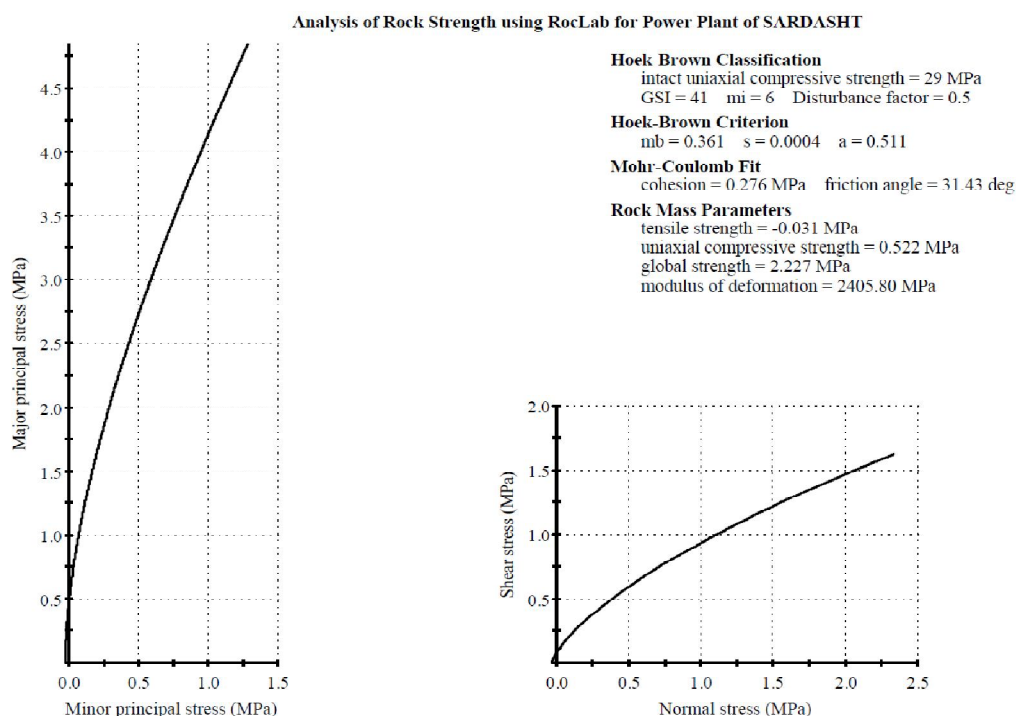
۵-۴-۵ توصیف مدل

همانطور که قبلاً ذکر شد محیط اطراف مغارها به خاطر همسانگرد بودن و همگن بودن، به صورت پیوسته در نظر گرفته شده است و مدل رفتاری که برای این کار تعریف شده، مدل مور-کولمب است. ابعاد مدل عبارت است از: ۱۷۵ واحد در جهت x ، ۱۷۰ واحد در جهت y و ۱۱۵ واحد در جهت z و فضاهای حفاری شده طبق شکل ۵-۲ است. لازم به ذکر است که مغار شیرآلات سازه‌ای کوچک است و تأثیر آن بر پایداری دیگر فضاها ناچیز است، لذا از مدل کردن آن در این تحقیق خودداری شده است. المان‌های مدل نیز در نقاط نزدیک به سازه‌ها ریزتر و در نقاط دورتر، بزرگ‌تر در نظر گرفته شده‌اند.

برای توده سنگ منطقه مقدار چسبندگی و زاویه اصطکاک به ترتیب 270 kPa و 32° درجه است و چگالی آن نیز $2/78 \text{ ton/m}^3$ است. مدل در 5 وجه ثابت شده که عبارتند از: دو صفحه عمود بر محور x ها، دو صفحه عمود بر محور y ها و صفحه پایینی عمود بر محور z ها. بر روی این 5 وجه، سرعت و جابجایی نقاط صفر است. مقدار K (نسبت تنش‌های افقی به قائم) برابر $1/5$ است که جانمایی مغار باید طوری باشد که مقدار تنش افقی بزرگتر در جهت محور سازه باشد. سایر پارامترهای مقاومتی توده سنگ (معیارهای موهر-کولمب و هوک و براون) که توسط نرم‌افزار RocLab تحلیل گردیده در شکل ۳-۵ نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل نشان داده شده است مقادیر مقاومت فشاری تک‌محوری و مدول تغییرشکل‌پذیری برای توده سنگ به ترتیب برابر 520 kPa و 2400 MPa است. لازم به ذکر است که بر روی پارامترهای سنگ، تحلیل‌های آماری انجام شده سپس به عنوان اطلاعات ورودی نرم‌افزار RocLab مورد استفاده قرار گرفته‌اند.



شکل ۳-۵ نمایی از فضاهای حفاری شده در ساختمان نیروگاه سردشت توسط نرم‌افزار FLAC3D



شکل ۳-۵ معیار مور-کولمب و هوک و براون برای توده سنگ دربرگیرنده مغار نیروگاه سردشت در جدول (۴-۵) پارامترهای مربوط به توده سنگ که به عنوان ورودی نرم افزار $FLAC^{3D}$ مورد استفاده قرار گرفته است.

جدول ۴-۵ مشخصات و پارامترهای توده سنگ اسلیت و فیلیت

جنس توده سنگ (لیتولوژی)	ارتفاع روباره (m)	ρ (kg/m ³)	ϕ	C (MPa)	ν	E (MPa)	σ_t (kPa)
اسلیت و فیلیت با میان لایه های ماسه سنگ دگرگون شده	۸۰ تا ۱۰۰	۲۷۸۰	۳۲	۰/۲۷	۰/۲۵	۲۴۰۰	۳۱

۵-۵ تحلیل عددی مغار نیروگاه سردشت

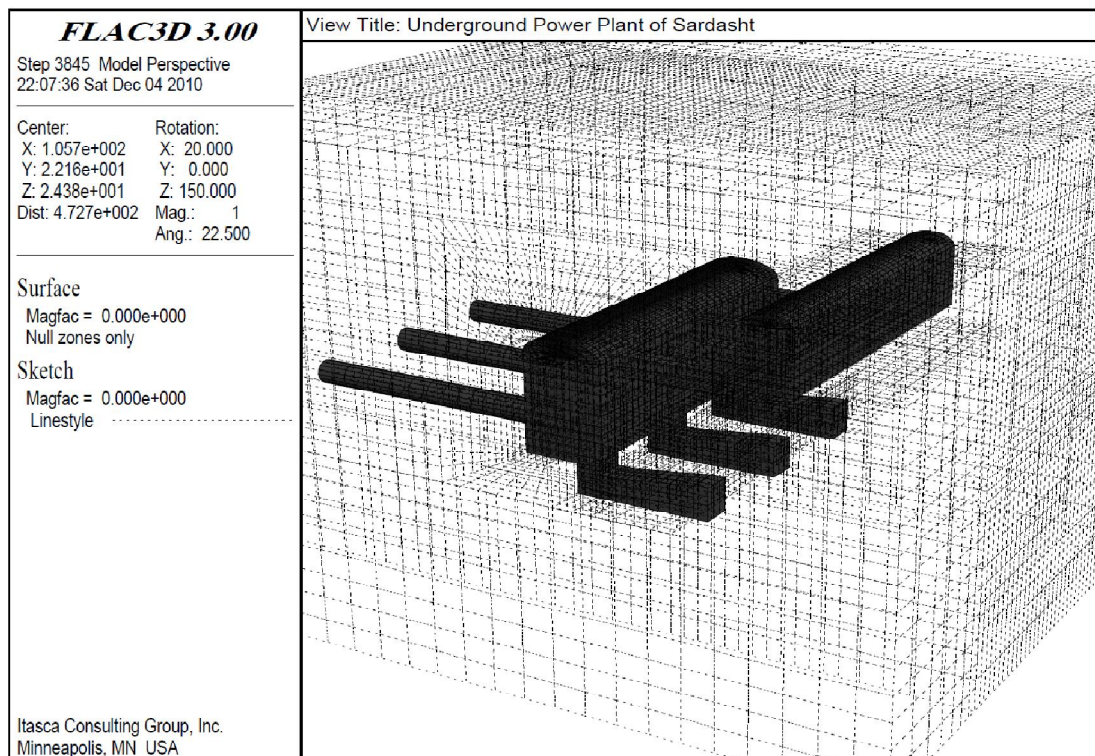
براساس اطلاعات حاصل از مراحل قبل و طبق توضیحات ارائه شده، مدل های عددی مغارهای نیروگاه سردشت آماده گردیدند. در شکل ۴-۵ سازه های حفاری شده همراه با سنگ دربرگیرنده به-

صورت مشبندی شده نشان داده شده است. لازم به ذکر است که سازه‌های نیروگاه در مدل با همدیگر و به صورت هم‌زمان حفاری گردیده‌اند و ترتیب مراحل حفاری در نظر گرفته نشده است. در ابتدا مدل بدون نصب سیستم نگهداری اجرا و تحلیل می‌شود. به منظور تحلیل پایداری از معیار شکست مور-کولمب و همچنین کرنش بحرانی (جابجایی مجاز) ساکورایی استفاده شده است. برای بررسی دقیق جابجایی‌ها، مقادیر جابجایی با ایجاد نقاط تاریخچه‌ای در نقاط شاخص سقف، دیواره و کف ثبت شده است.

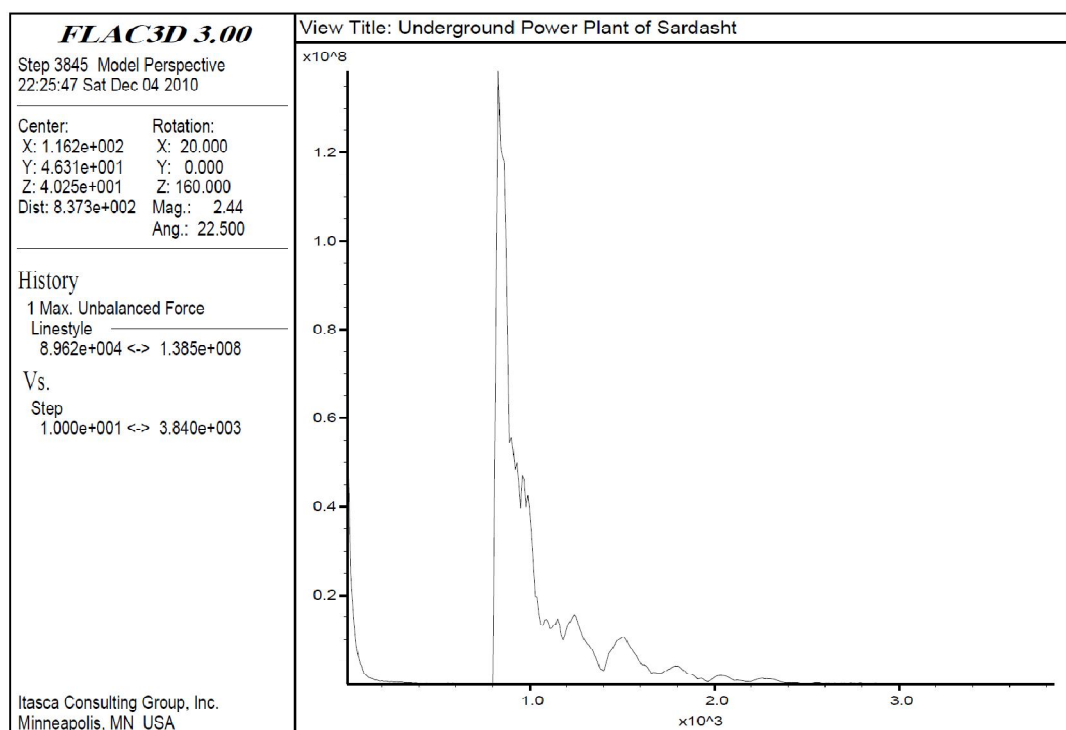
در شکل (۵-۵) نمودار منحنی نیروهای غیرتعدالی برحسب زمان در حالت‌های مختلف نمایش داده شده است. در شکل‌های (۵-۶) و (۵-۷)، نقاط به تسلیم رسیده و در شکل (۵-۸) ترازهای جابجایی در راستای قائم و در شکل (۵-۹) منحنی جابجایی قائم برحسب زمان مربوط به مغار اصلی و سازه‌های جانبی نشان داده شده است.

در شکل ۵-۶ و ۵-۷ نقاطی که به تسلیم رسیده‌اند یا در حالت پلاستیک قرار دارند به صورت بلوک‌هایی مجزا نمایش داده شده‌اند. قابل ذکر است که این تسلیم شدن یا پلاستیسیته ممکن است در اثر برش یا کشش باشد که در این شکل به صورت shear و tension نشان داده شده‌اند. همچنین منظور از n و p به ترتیب now و past می‌باشد، مثلاً منظور از shear-n نقاطی است که هم‌اکنون تحت برش هستند و منظور از tension-p نقاطی است که در گذشته تحت کشش بوده است. بنابراین در این گونه کارها سعی بر آن است که منطقه تسلیم به وسیله طراحی و نصب سیستم نگهداری دقیق تحکیم و تقویت گردد.

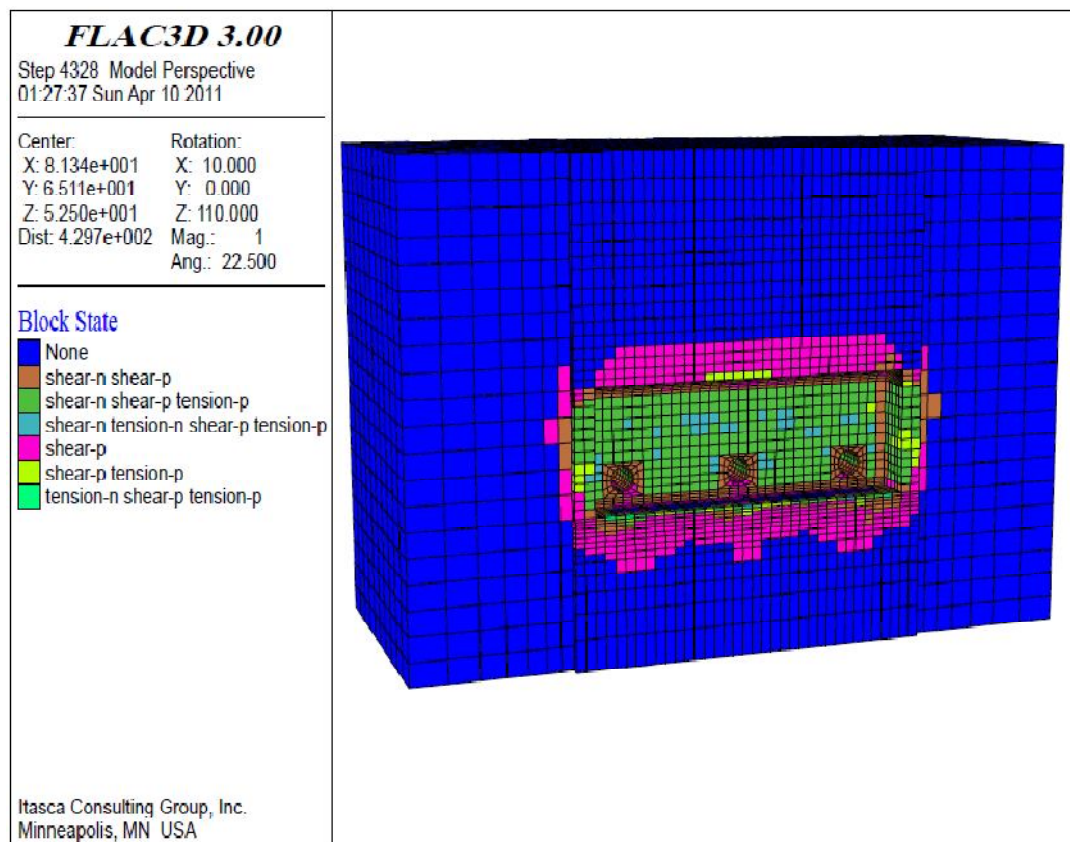
در شکل (۵-۸) نیز مشاهده می‌شود که جابجایی زیادی در سقف مغار اصلی رخ داده که بسیار بیشتر از جابجایی مجاز بوده و سازه ناپایدار است.



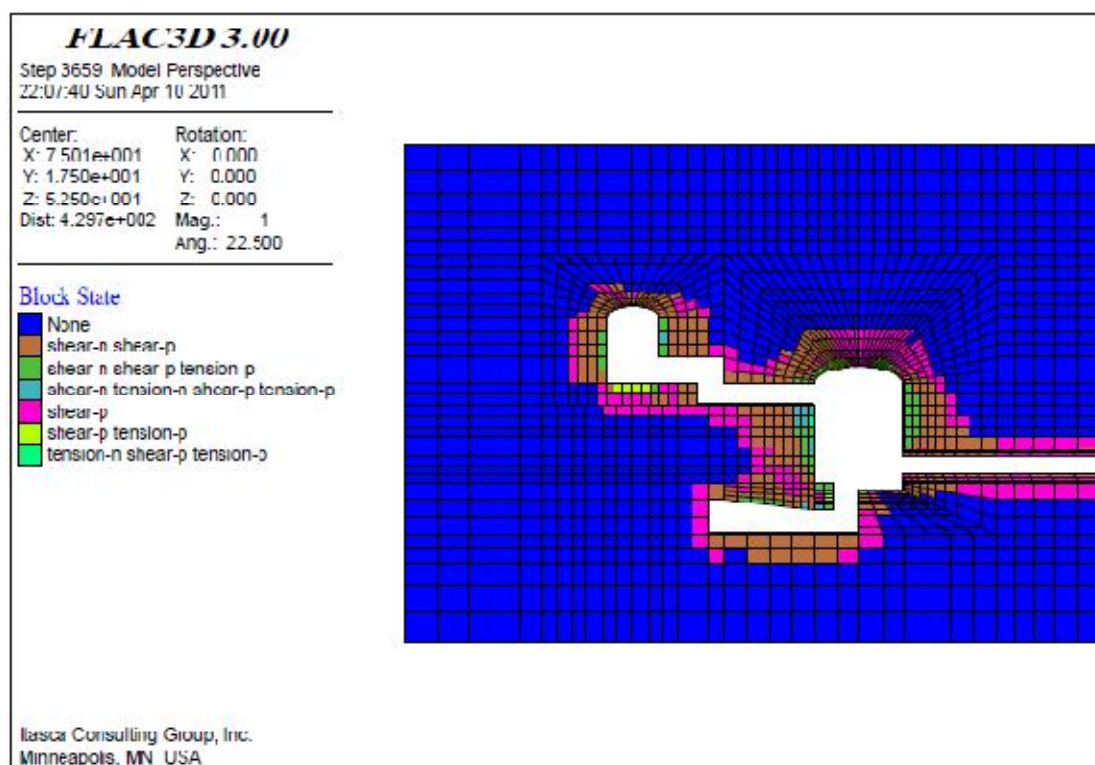
شکل ۴-۵ نمایی شماتیک از مغار نیروگاه و سازه‌های جانبی



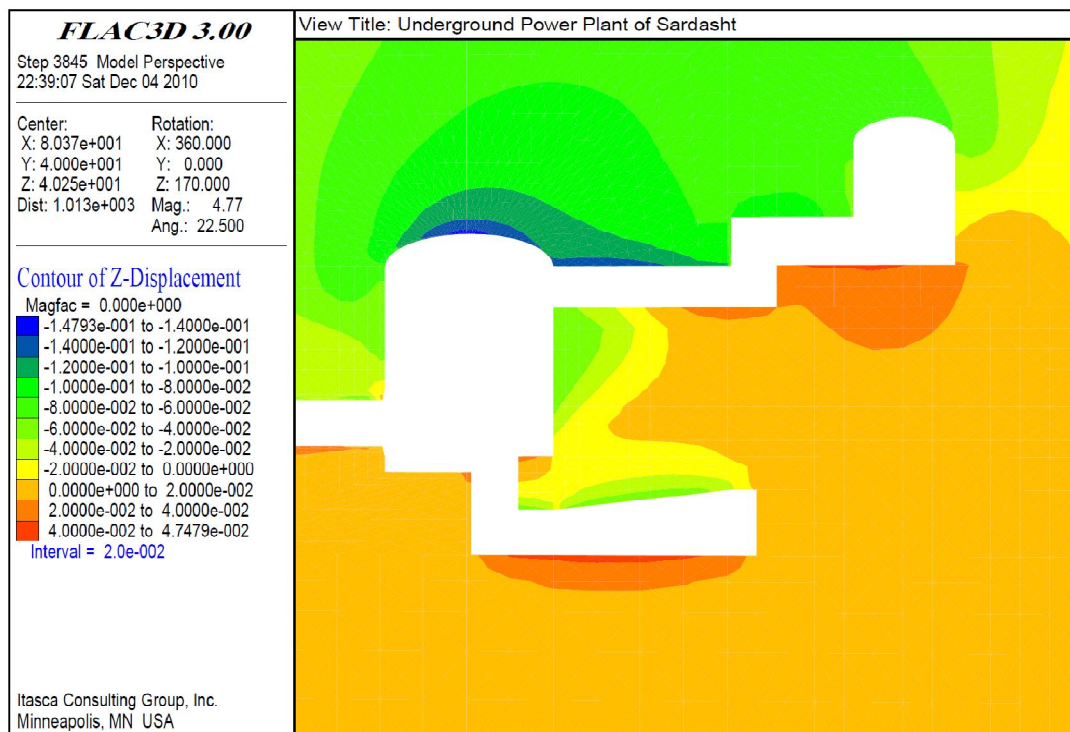
شکل ۵-۵ منحنی رفتار نیروهای نامتعادل، قبل، حین و بعد از حفر سازه‌ها در حالت بدون نصب سیستم نگهداری



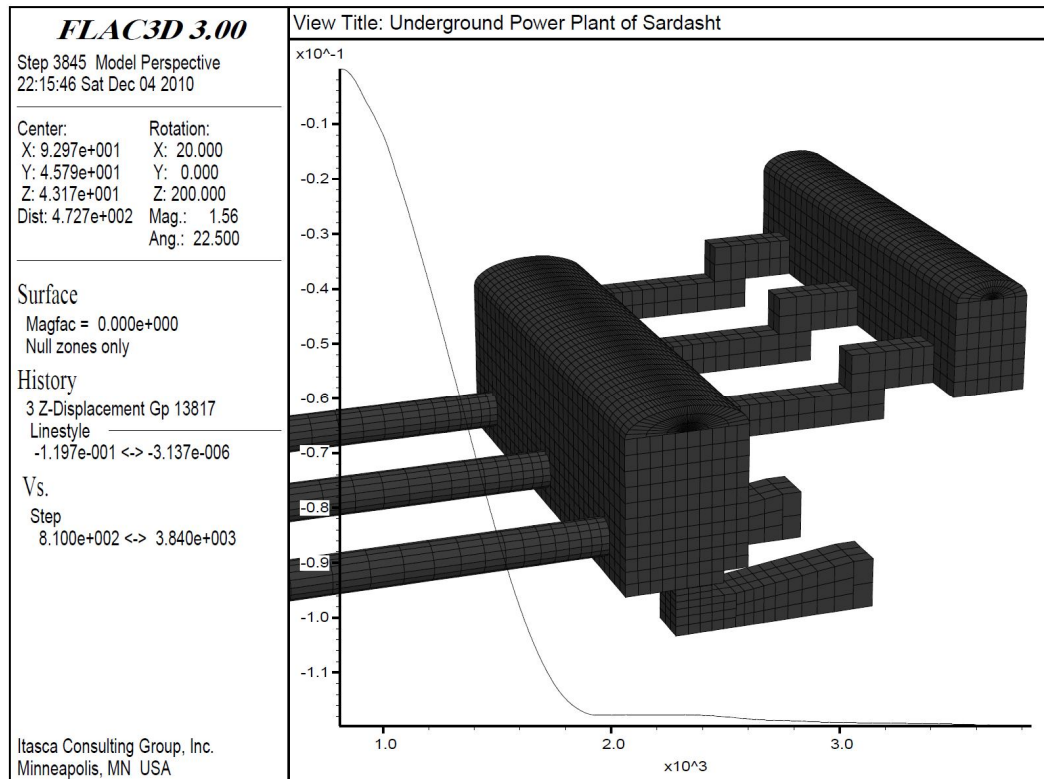
شکل ۵-۶ مقطع طولی از مغار اصلی، نقاطی که به تسلیم رسیده‌اند (قبل از نصب سیستم نگهداری)



شکل ۵-۷ مقطع عرضی از سازه‌های نیروگاه، نقاطی که به تسلیم رسیده‌اند (قبل از نصب سیستم نگهداری)



شکل ۵-۸ ترازهای مربوط به جابجایی در راستای قائم قبل از نصب سیستم نگهداری



شکل ۵-۹ منحنی جابجایی قائم در نقطه میانی سقف مغار اصلی

در نرم افزار $FLAC^{3D}$ حفاری سازه های مورد نظر پس از اطمینان از تعادل اولیه صورت می گیرد و برای اینکه از تداخل جابجایی ها در مرحله قبل و بعد از حفاری جلوگیری شود، باید جابجایی ها بعد از حفر مدل صفر شود.

مقدار جابجایی مجاز با استفاده از رابطه ساکورایی به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\varepsilon_a = \frac{U_a}{L} \Rightarrow U_a = L \times \varepsilon_a$$

$$\varepsilon_a = \frac{\sigma_c}{E}$$

با توجه به اینکه مقادیر σ_c و E برای سنگ بکر به ترتیب برابر ۲۹ و ۲۳۵۰۰ مگا پاسکال است، مقدار ε_a برابر ۰/۰۱۲ بوده و از آنجا که $L = ۲۹m$ است، مقدار جابجایی مجاز (U_a) طبق رابطه بالا برابر ۰/۳۵ m خواهد بود.

در روابط مذکور:

σ_c : مقاومت فشاری تک محوره سنگ بکر

E : مدول یانگ (الاستیسیته) سنگ بکر

ε_a : مقدار کرنش مجاز در راستای ارتفاعی مغار

U_a : جابجایی (تغییر شکل) مجاز در راستای ارتفاعی مغار

L : ارتفاع مغار نیروگاه است. با توجه به رابطه بالا مشاهده می شود که برای مغار مورد نظر، جابجایی مجاز در سقف، برابر ۳/۴ سانتی متر است. در جدول ۵-۵ مقادیر جابجایی مجاز و بدست آمده از تحلیل مدل در سقف و دیواره مغار نیروگاه آورده شده است.

جدول ۵-۵ مقادیر جابجایی در مغار نیروگاه در حالت بدون سیستم نگهداری

سقف (cm)	دیواره (cm)	
۳/۵	۳/۲	مقدار جابجایی مجاز
۱۱/۹	۸/۴	مقدار جابجایی بدست آمده از تحلیل مدل

همان‌طور که از خروجی‌های نرم‌افزار مشاهده می‌شود جابجایی‌های بدست آمده از تحلیل مدل در سقف و دیواره‌های مغار اصلی در حالت بدون نگهداری خیلی بیشتر از حد مجاز است. بنابراین باتوجه به شرایط فنی و ایمنی، باید سیستم نگهداری به‌گونه‌ای طراحی گردد که ضمن داشتن جنبه‌های اقتصادی، بتواند از جابجایی‌های منجر به ناپایداری جلوگیری نماید. پس برای طراحی سیستم نگهداری از دو روش تحلیلی و عددی استفاده می‌شود و نتایج حاصل با همدیگر مقایسه می‌شود.

۵-۶ طراحی سیستم نگهداری با استفاده از روابط تجربی موجود

نتایج حاصل از انجام تحلیل‌های عددی نشان می‌دهد که برای پایدارسازی سقف و دیواره مغار نیروگاه سردشت، لازم است یک سیستم نگهداری مناسب طراحی گردد. مطالعات موردی انجام شده (فصل اول) و طبقه‌بندی مهندسی توده سنگ (فصل‌های دوم و پنجم)، نشان می‌دهد که سیستم نگهداری مغار باید ترکیبی از پیچ‌سنگ و شاتکریت و در صورت نیاز همراه با پوشش بتنی باشد. در این بخش با توجه به نتایج و مطالعات صحرایی و آزمایشگاهی انجام شده و نیز مطالب مطرح شده در فصل‌های قبل، سیستم نگهداری مغار نیروگاه طراحی می‌شود.

طراحی پیچ‌سنگ

طراحی پیچ‌سنگ شامل دو مرحله ذیل است:

- ۱- انتخاب نوع پیچ‌سنگ: در فصل سوم به انواع پیچ‌سنگ‌ها و خصوصیات هرکدام اشاره گردید. با توجه به وضعیت توده‌سنگ، نیازهای کاربردی طولانی‌مدت و لزوم مقاومت بالا در برابر فرسایش، تنها دو نوع پیچ‌سنگ مهار دوغابی و مهار رزینی در نگهداری مغار نیروگاه قابل استفاده می‌باشند.
- ۲- محاسبه پارامترهای طراحی: براساس مکانیسم عملکرد پیچ‌سنگ‌ها در سقف و دیواره مغار و تئوری مربوطه، محاسبه پارامترهای طراحی پیچ‌سنگ در سقف و دیواره مغار انجام می‌شود. این پارامترها شامل: طول، فاصله‌داری، قطر و نیروی وارد بر آن است.

الف) طول پیچ‌سنگ‌ها

$$l = B^{\frac{2}{3}} = (20)^{\frac{2}{3}} = 7.4m$$

(ب) فاصله‌داری پیچ‌سنگ‌ها

$$S = \frac{2}{9} B = \frac{2}{9} (20) = 4.4m$$

(ج) قطر پیچ‌سنگ‌ها

در مغار مورد بحث به دلیل بزرگی فضا و همچنین مقاومت کم سنگ‌های دربرگیرنده از پیچ-سنگ‌های ساخته شده با فولاد نوع AIII استفاده می‌شود. اگر نیروی کششی مجاز پیچ‌سنگ (R) برابر ۹/۵ton، مقاومت تسلیم فولاد (σ_a) برابر ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و ضریب اطمینان (F) نیز برابر ۳/۵ در نظر گرفته شود، خواهیم داشت:

$$R_{\max} = A\sigma_a$$

$$R = \frac{R_{\max}}{F} = \frac{\pi d^2 \sigma_a}{4F} = \frac{(0.785) d^2 \sigma_a}{F}$$

$$d = \sqrt{\frac{FR}{(0.785)\sigma_a}} = \sqrt{\frac{(3.5)(9500)}{(0.785)(4000)}} = 3.25 \approx 3.2cm$$

$$d = 32mm$$

۵-۷ تحلیل پایداری مغار نیروگاه سردشت و طراحی سیستم نگهداری با روش عددی

سیستم نگهداری باید به گونه‌ای طراحی و نصب گردد که اولاً تغییر شکل سازه را تا حد مجاز کاهش دهد مثلاً تغییر شکل به مقدار محاسبه شده از روش ساکورایی برسد و ثانیاً طوری نصب گردد که بار زیادی به آن وارد نشود، یعنی زمان نصب آن مناسب باشد. چنانچه سیستم نگهداری دائمی بلافاصله بعد از حفر فضا نصب گردد، تغییر شکل سازه (که ناشی از توزیع دوباره تنش‌های طبیعی زمین است) موجب وارد آوردن آسیب به آن می‌گردد. بنابراین سیستم نگهداری دائمی باید مدتی بعد از حفر سازه نصب گردد که در مدل مورد نظر سیستم نگهداری دائمی (پوشش بتنی)، بعد از جابجایی

حدود ۳۱ میلی متر نصب گردیده است. پس از نصب، سنگ و سیستم نگهداری توأم باهم ۳ میلی متر جابجایی انجام داده و از این مرحله به بعد همگرایی به صفر می رسد.

مشخصات و پارامترهای مقاومتی برای پیچ سنگ و شاتکریت مورد استفاده در مغار نیروگاه و سازه های جانبی آن در جدول های ۵-۶ و ۵-۷ آورده شده است.

جدول ۵-۶ پارامترهای مربوط به پیچ سنگ ها در فضاهای حفاری شده (جلالی فر، ۱۳۸۸)

مشخصات پیچ سنگ	مغار اصلی	مغار ترانسفورمر	باس داکت ها	خروجی ها
چگالی فولاد (kg/m ³)	۷۸۵۰	۷۸۵۰	۷۸۵۰	۷۸۵۰
مدول الاستیسیته (GPa)	۲۱۰	۲۱۰	۲۱۰	۲۱۰
مقاومت تسلیم (MPa)	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰
مقاومت نهایی (MPa)	۵۲۰	۵۲۰	۵۲۰	۵۲۰
مقاومت برشی دوغاب (MPa/m ²)	۷۵۰۰	۷۵۰۰	۷۵۰۰	۷۵۰۰
قطر (mm)	۳۲	۲۵	۲۵	۲۵
طول (m)	۸ و ۶	۶	۴	۴

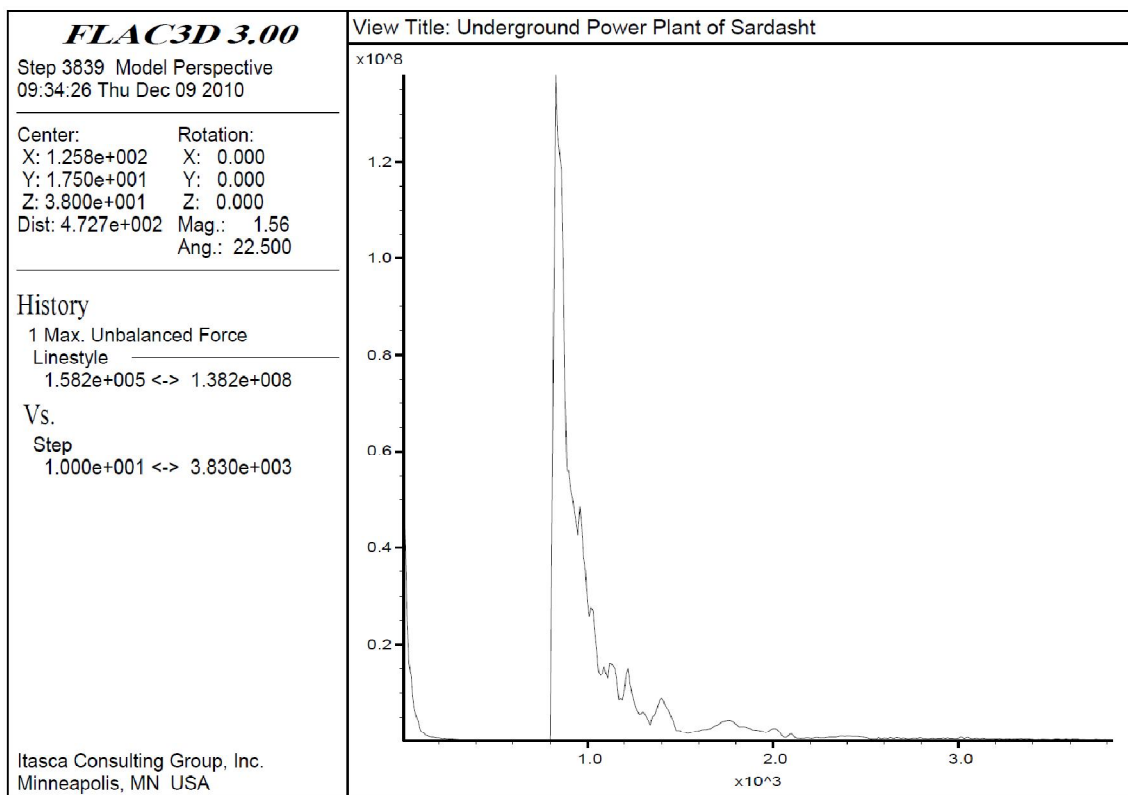
جدول ۵-۷ پارامترهای مربوط به شاتکریت در فضاهای حفاری شده (جلالی فر، ۱۳۸۸)

مشخصات شاتکریت	چگالی (Kg/m ³)	مدول الاستیسیته (GPa)	نسبت پواسون	مقاومت تراکمی (MPa)	ضخامت (cm)
مغار اصلی	۲۴۰۰	۳۲	۰/۲	۲۵	۲۱
مغار ترانسفورمر	۲۴۰۰	۳۲	۰/۲	۲۵	۱۴
باس داکت ها	۲۴۰۰	۳۲	۰/۲	۲۵	۱۰
خروجی ها	۲۴۰۰	۳۲	۰/۲	۲۵	۱۰

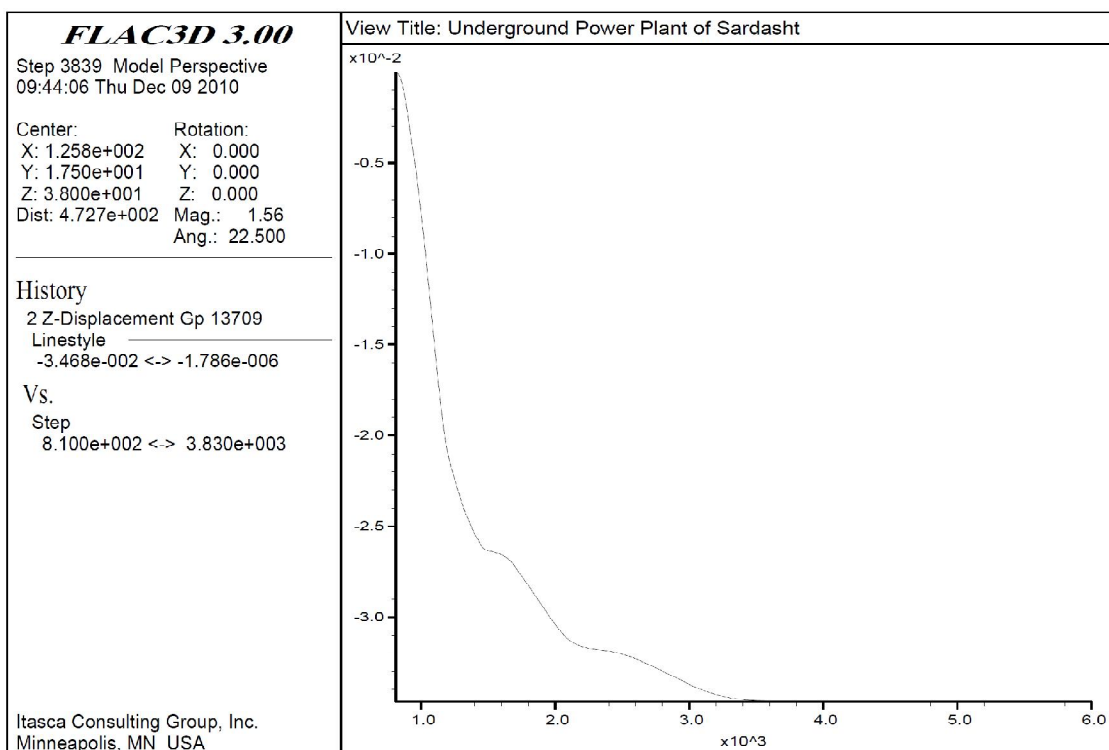
در مدل مورد بحث، پس از حفاری سازه‌ها، سیستم نگهداری مناسب طراحی و اعمال گردیده است. طراحی این سیستم نگهداری با کمک گرفتن از طراحی به روش تحلیلی صورت گرفته است اما به روش سعی و خطا و ساخت مدل‌های مختلف همراه با سیستم نگهداری مختلف و تغییر در پارامترهای مربوط به آنها، سیستم نگهداری طراحی گردیده که توانسته جابجایی را به مقدار مجاز برساند.

دلیل مغایرت سیستم نگهداری به دست آمده به روش تحلیلی و عددی این است که روش‌های تحلیلی برپایه یک سری فرضیات می‌باشند، از قبیل اینکه تونل به صورت مقطع دایره فرض می‌شود. در شکل‌های ۵-۱۰ تا ۵-۲۵ مدل همراه با نصب سیستم نگهداری نشان داده شده است. در شکل ۵-۱۰ نمودار مربوط به رفتار نیروهای غیرتعادلی در حالت‌های مختلف نمایش داده شده است. این نمودار شامل سه مرحله است، در مرحله اول، یک سری نیروهای غیرتعادلی پس از ساخت مدل وجود دارد که به تعادل می‌رسند. در مرحله دوم با حفر سازه‌ها، تغییر در تنش‌های طبیعی زمین ایجاد شده و باعث می‌شود که نمودار به یکباره به طرف بالا حرکت کند. در مرحله سوم و با نصب سیستم نگهداری دوباره این نیروها به سمت صفر میل پیدا می‌کنند.

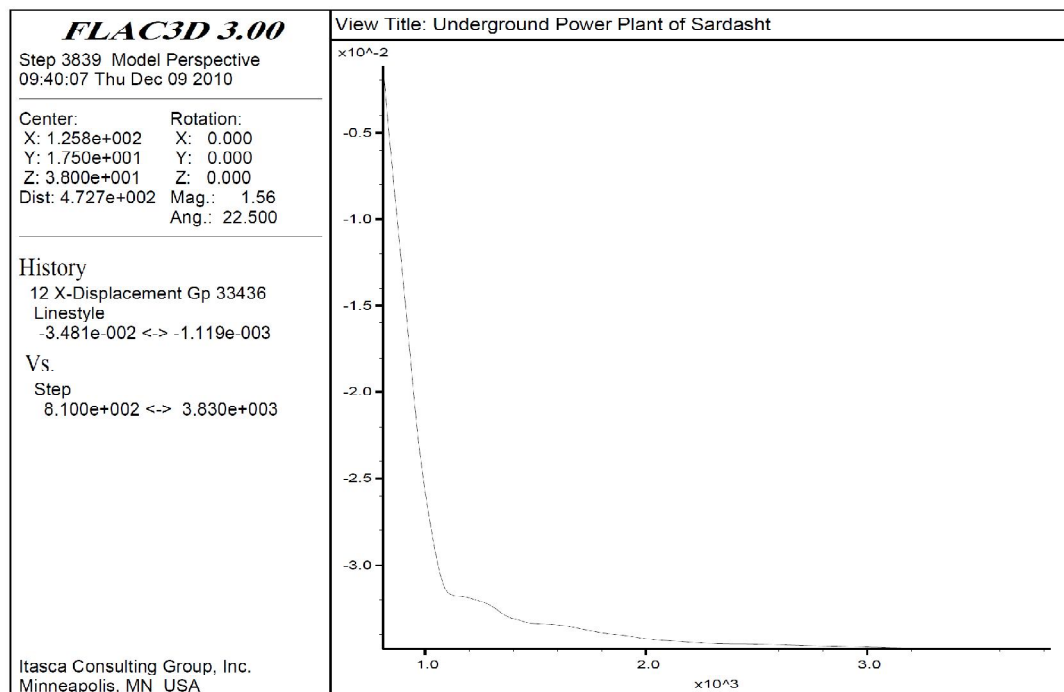
در شکل‌های ۵-۱۱ تا ۵-۱۴ نیز نمودار مربوط به جابجایی و سرعت در راستاهای Z (ارتفاع مغار) و X (عرض مغار) بعد از نصب سیستم نگهداری نشان داده شده است.



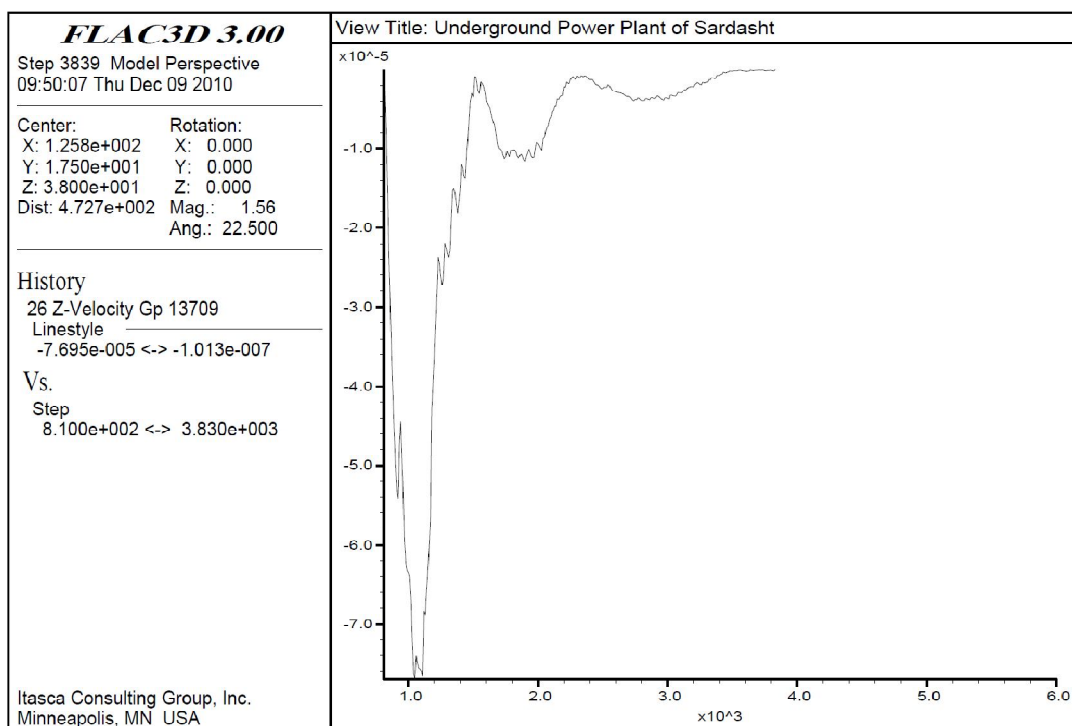
شکل ۵-۱۰ منحنی رفتار نیروهای غیرتعدالی بعد از نصب سیستم نگهداری



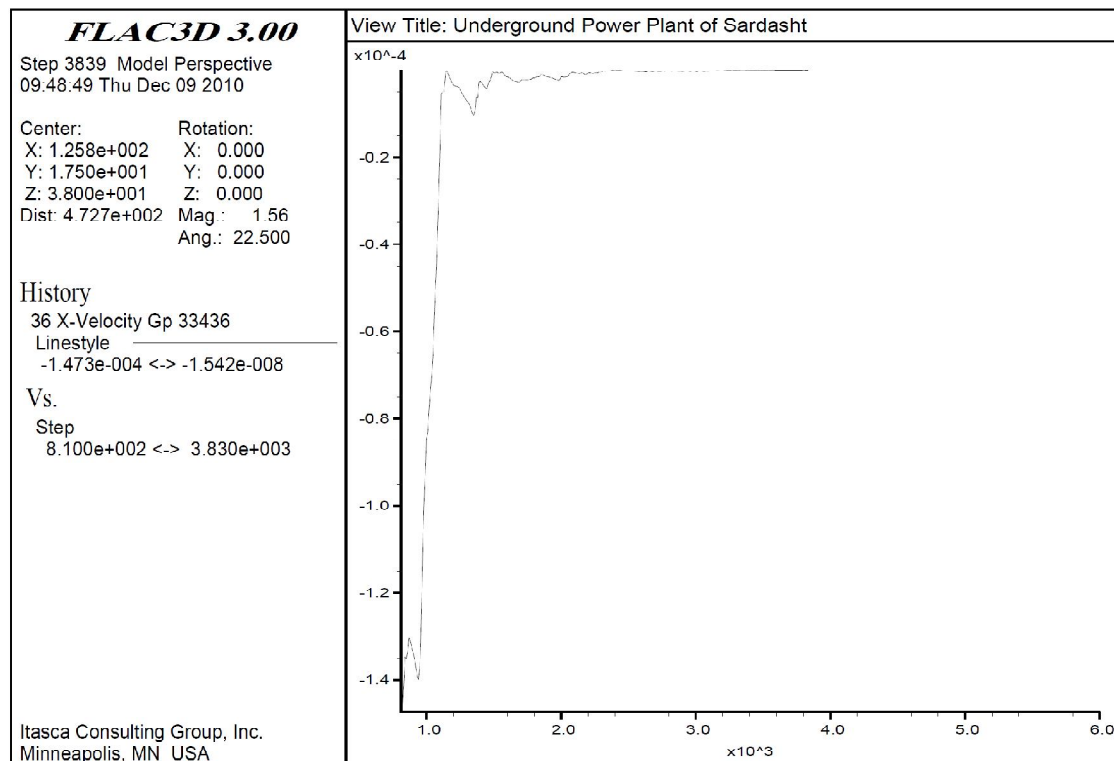
شکل ۵-۱۱ منحنی جابجایی قائم در سقف مغار اصلی بعد از نصب سیستم نگهداری



شکل ۵-۱۲ منحنی جابجایی افقی در دیواره مغار اصلی بعد از نصب سیستم نگهداری



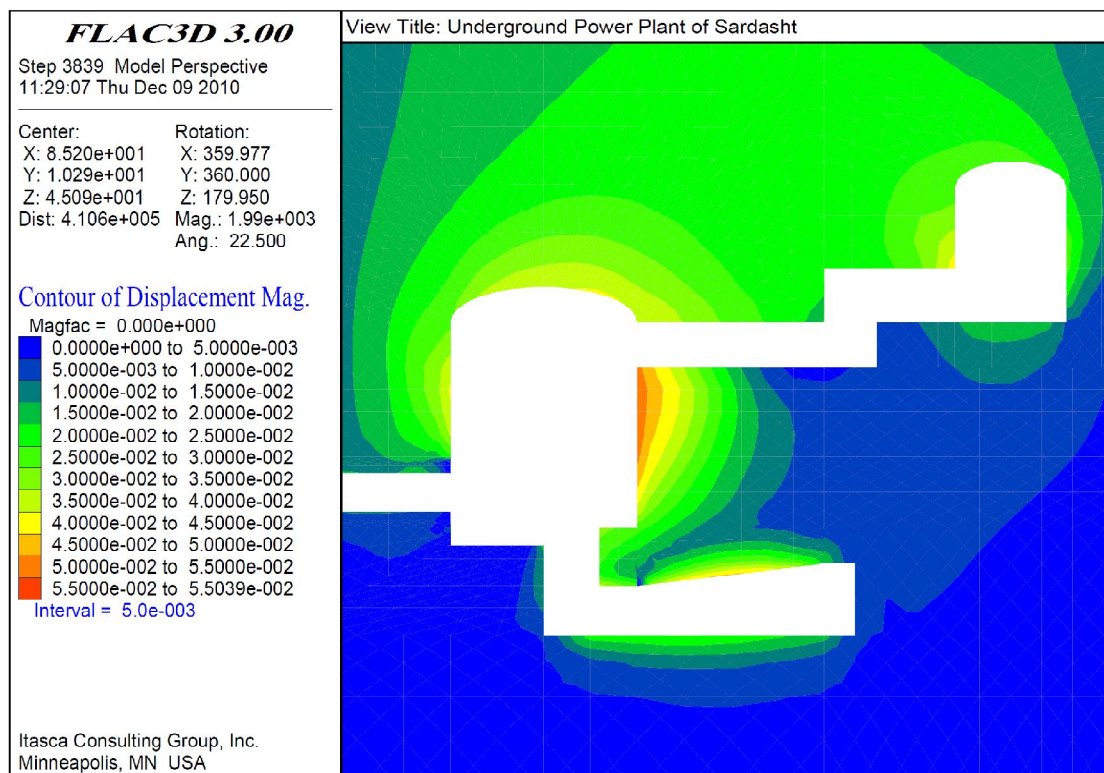
شکل ۵-۱۳ منحنی رفتار سرعت ذره‌ای در سقف مغار اصلی



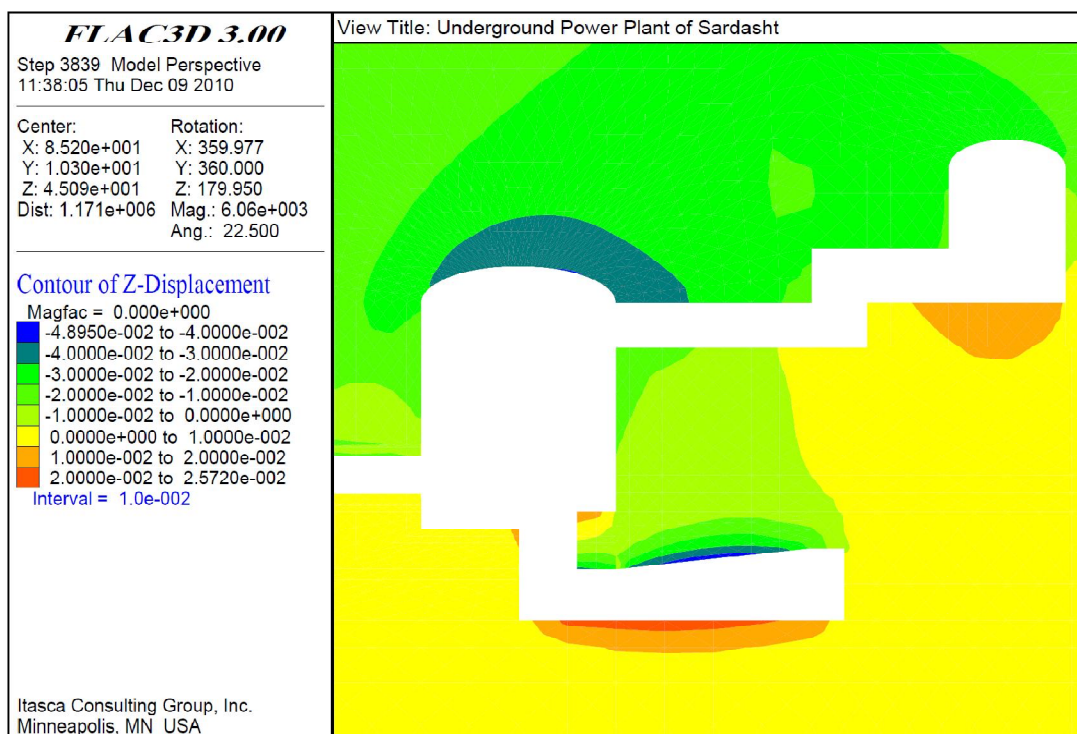
شکل ۵-۱۴ منحنی رفتار سرعت ذره‌ای در دیواره مغار اصلی

همان‌طور که در شکل ۵-۱۱ مشاهده می‌شود جابجایی یا تغییر شکل سازه مغار نیروگاه در راستای قائم، پس از $\frac{3}{4}$ سانتی‌متر متوقف می‌شود و از آن به بعد شیب نمودار که بیانگر سرعت المان واقع در سقف است، صفر می‌شود که این نکته در شکل ۵-۱۳ یعنی نمودار سرعت مربوط به المان بیان شده است. این قضیه برای جابجایی در راستای X یعنی تغییر شکل دیواره‌های مغار در شکل‌های ۵-۱۲ و ۵-۱۴ صادق است.

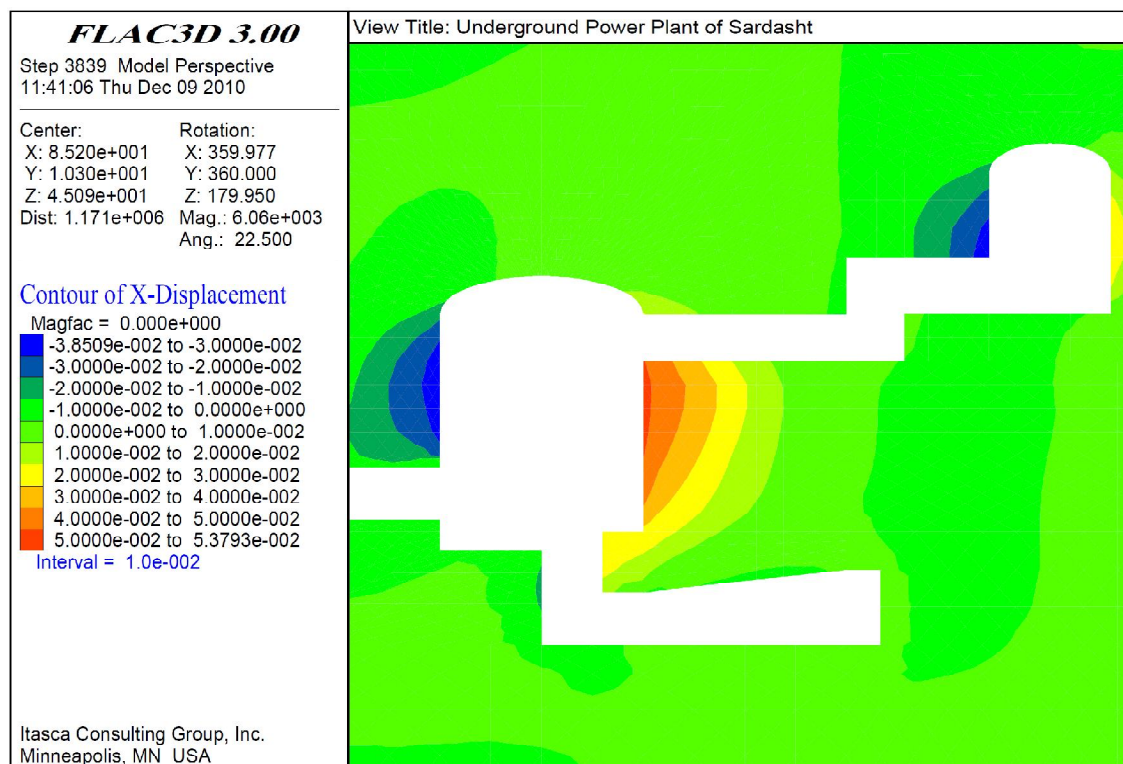
در شکل ۵-۱۵ برآیند کلی جابجایی‌ها بعد از نصب سیستم نگهداری برای مغار نیروگاه و سازه‌های جانبی نشان داده شده است. در شکل‌های ۵-۱۶ و ۵-۱۷ ترازهای مربوط به جابجایی به‌ترتیب در راستاهای Z و X نشان داده شده است. در شکل ۵-۱۸ ترازهای مربوط به کرنش برشی در اطراف سازه‌ها نشان داده شده است. در شکل‌های ۵-۱۹ و ۵-۲۰ مقدار تنش‌های عمودی و افقی و در شکل‌های ۵-۲۱ و ۵-۲۲ مقدار حداکثر و حداقل تنش‌ها نشان داده شده است.



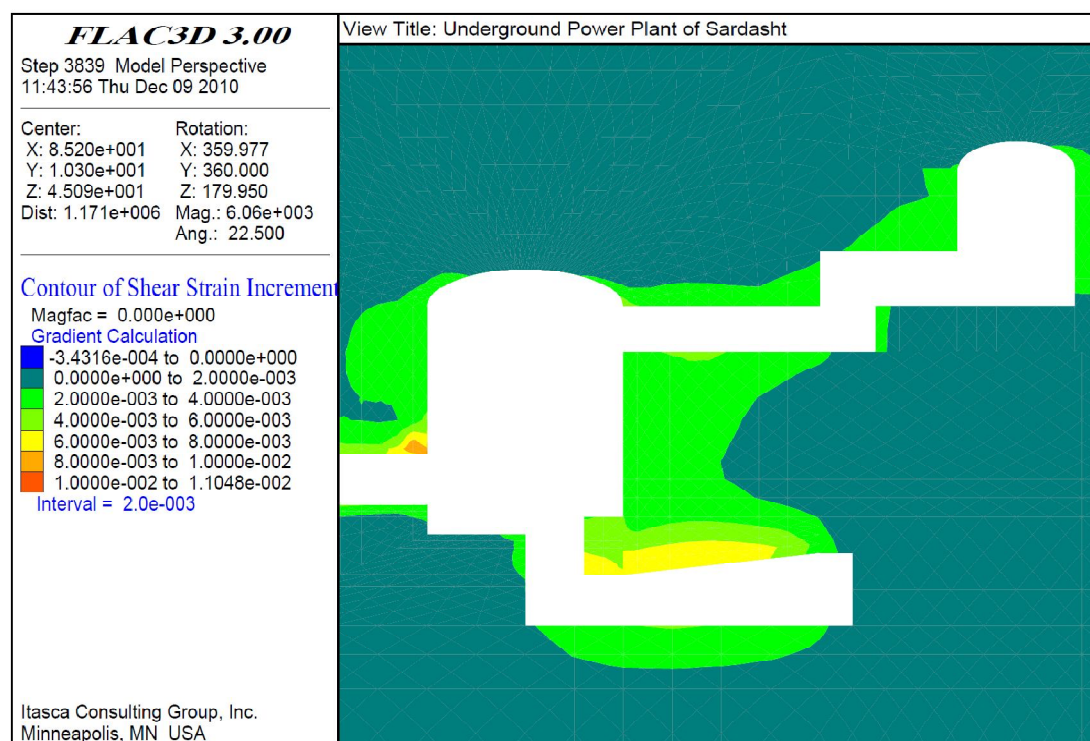
شکل ۵-۱۵ برآیند کلی جابجایی‌ها برای مغار نیروگاه پس از نصب سیستم نگهداری



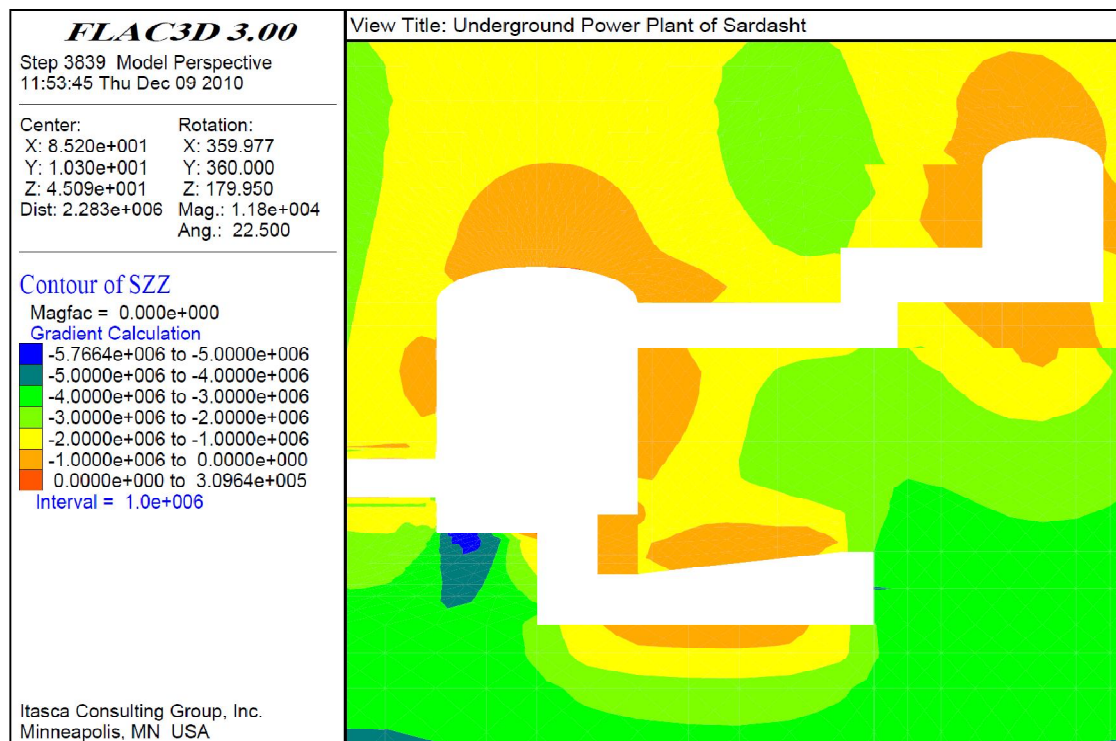
شکل ۵-۱۶ ترازهای جابجایی در راستای z



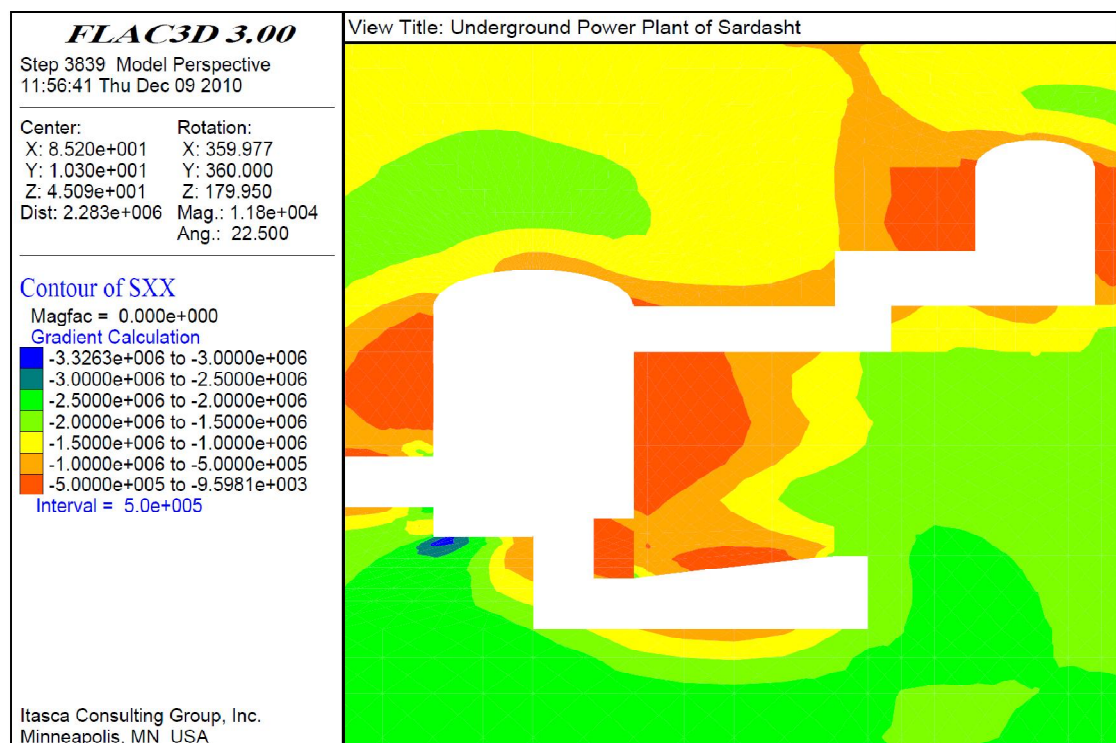
شکل ۵-۱۷ ترازهای جابجایی در راستای x



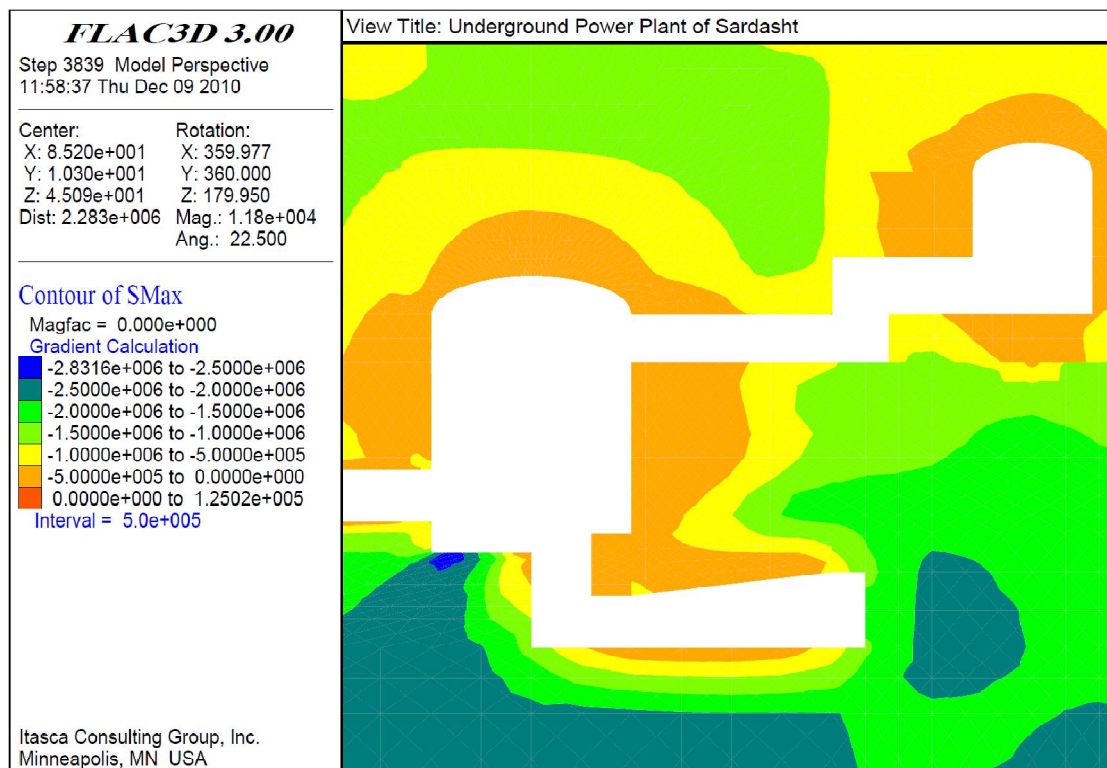
شکل ۵-۱۸ ترازهای مربوط به کرنش برشی بعد از نصب سیستم نگهداری



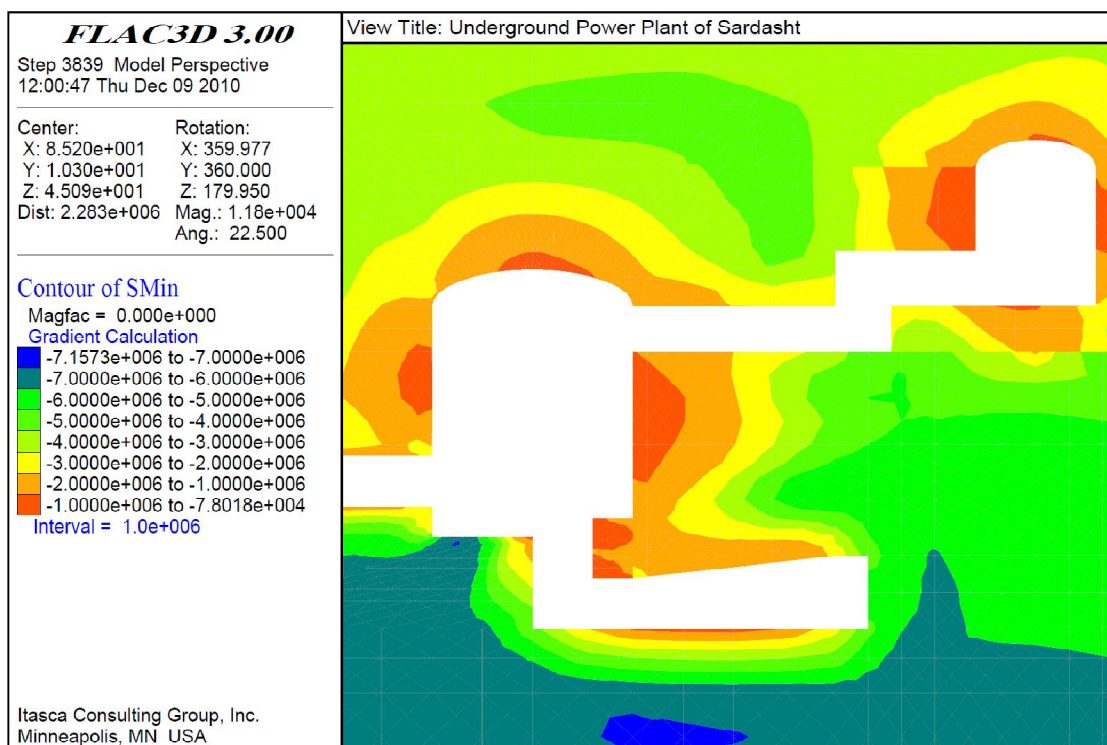
شکل ۵-۱۹ ترازهای تنش‌ها در راستای z



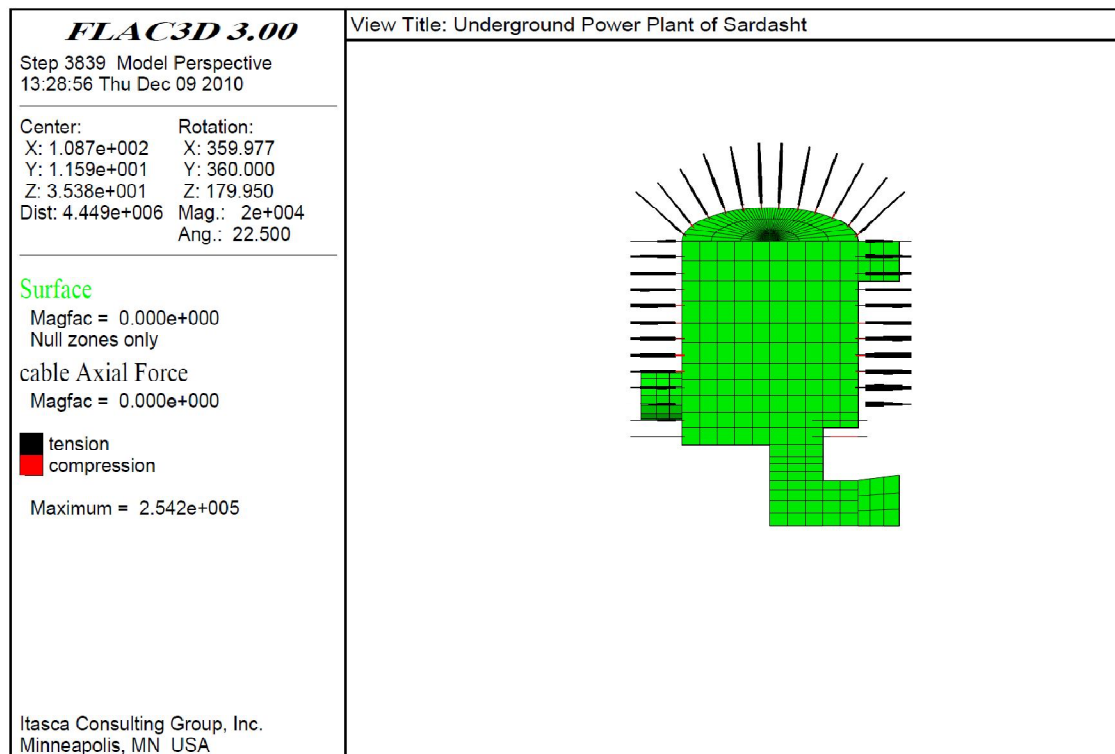
شکل ۵-۲۰ ترازهای تنش‌ها در راستای x



شکل ۵-۲۱ ترازهای تنش‌های حداکثر



شکل ۵-۲۲ ترازهای تنش‌های حداقل



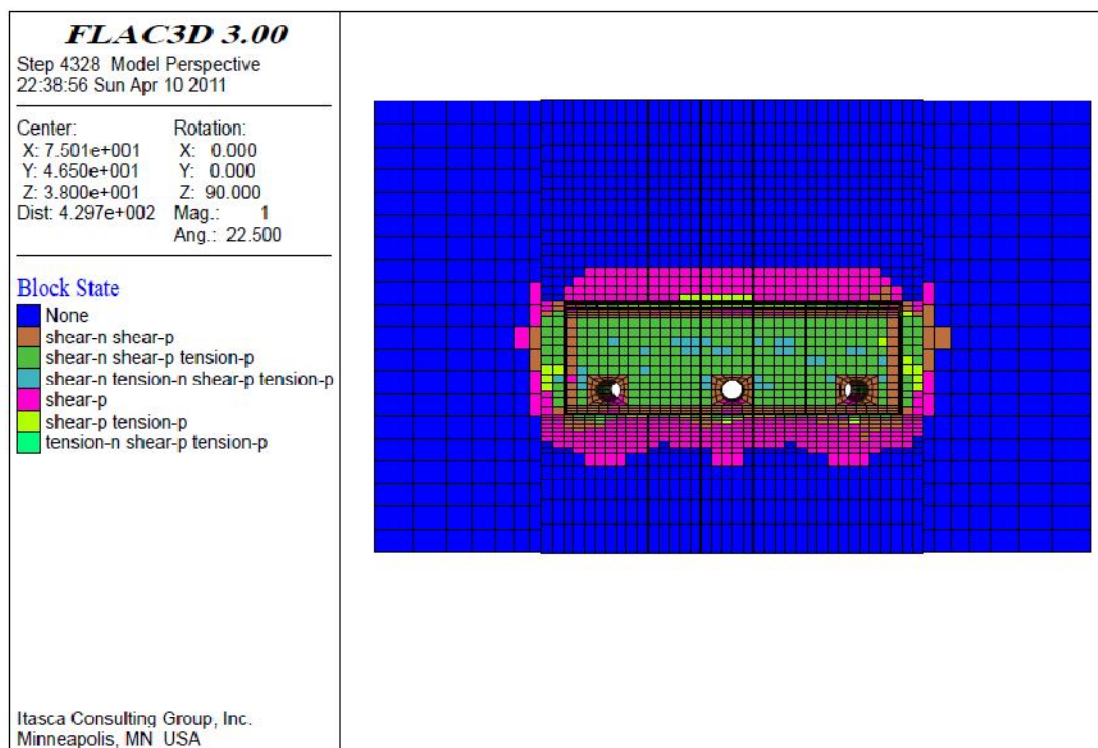
شکل ۵-۲۳ نیروی محوری پیچ سنگ‌ها

در شکل ۵-۲۳ نیروی محوری پیچ سنگ‌ها نشان داده شده است. در این شکل مشاهده می‌شود که ماکزیمم نیروی محوری وارد شده بر پیچ سنگ برابر $10^5 \times 2/54$ نیوتون یعنی ۲۵۴۰۰ کیلوگرم است. بنابراین با توجه به روابط ذکر شده در پایین، نتیجه می‌شود که کمترین مقدار فاکتور ایمنی برای پیچ سنگ‌ها برابر ۱/۲۷ می‌باشد.

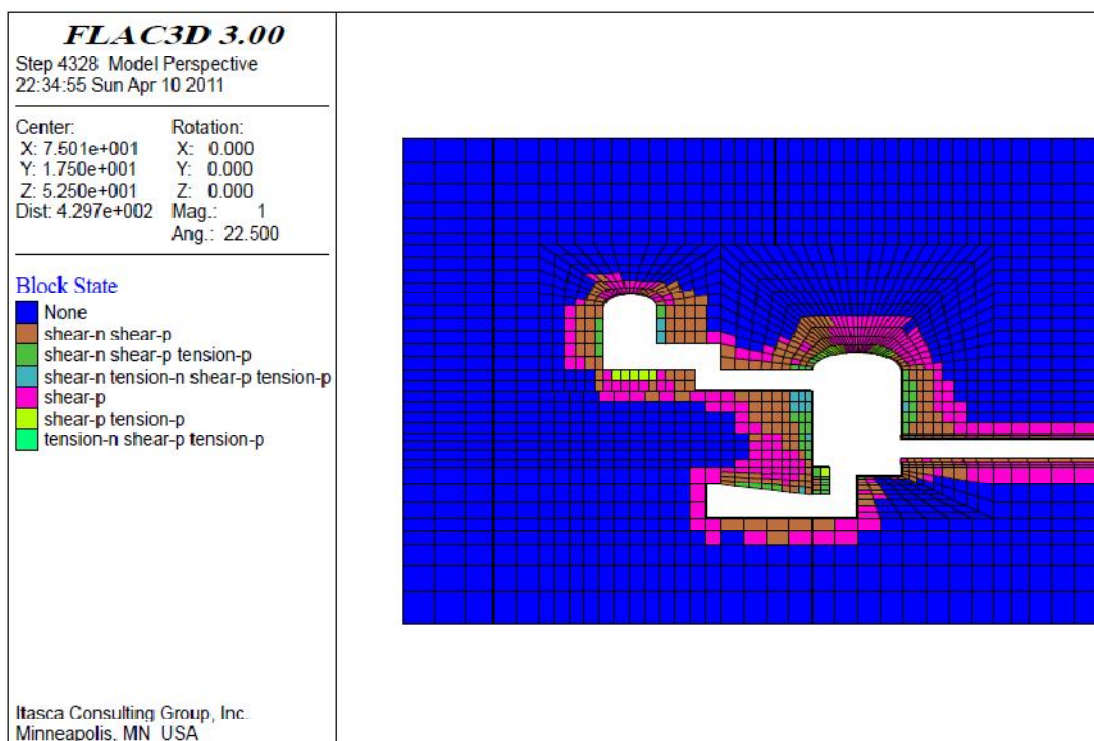
$$P = \frac{F}{A} = \frac{2/54 \times 10^5}{8/04 \times 10^{-4}} = 316 MPa = 316 \cdot \frac{kg}{cm^2}$$

S

در این روابط، P مقدار تنش وارد بر پیچ سنگ، F نیروی محوری پیچ سنگ، A سطح مقطع پیچ سنگ و SF_{min} کمترین مقدار فاکتور ایمنی می‌باشد.



شکل ۵-۲۴ مقطع طولی از مغار اصلی، نقاطی که به تسلیم رسیده‌اند (بعد از نصب سیستم نگهداری)



شکل ۵-۲۵ مقطع عرضی از سازه‌های نیروگاه، نقاطی که به تسلیم رسیده‌اند (بعد از نصب سیستم نگهداری)

در شکل‌های ۵-۲۴ و ۵-۲۵ به ترتیب مقطع طولی مغار اصلی نیروگاه و مقطع عرضی سازه‌های نیروگاه نشان داده شده‌اند. در این شکل‌ها مناطق پلاستیک بعد از نصب سیستم نگهداری به نمایش درآمده است که نشان می‌دهد نقاط به تسلیم رسیده تفاوت چندانی با حالت قبل از نصب سیستم نگهداری ندارد که این خود نشان‌دهنده آن است که سیستم طراحی شده به خوبی توانسته از جابجایی‌های بیشتر و گسترش مناطق پلاستیک جلوگیری کند.

مقادیر جابجایی در سقف و دیواره مغار نیروگاه بعد از نصب سیستم نگهداری در جدول ۵-۸ آمده است.

جدول ۵-۸ مقادیر جابجایی در مغار نیروگاه بعد از نصب سیستم نگهداری

دیواره (cm)	سقف (cm)	
۳/۲	۳/۴۲	مقدار جابجایی رخ داده

خروجی‌های نرم‌افزار بر پایه مقادیر و پارامترهای مربوط به سیستم نگهداری (شاتکریت و پیچ-سنگ) جدول‌های ۵-۶ و ۵-۷ است. گفتنی است که پیچ‌سنگ‌ها از فولاد AIII و تمام تزریقی بوده و فاصله‌داری آنها در همه سازه‌ها به صورت شبکه $2/2 \times 2/2$ است. شبکه فولادی (Wiremesh) مورد استفاده جهت تقویت شاتکریت، از میلگردهای با قطر ۶ میلی‌متر ($\phi 6$) و ابعاد چشمه 10×10 سانتی‌متر است که مقدار همپوشانی آنها حداقل ۵۰ سانتی‌متر از هر طرف در نظر گرفته شده است.

باید توجه داشت که سازه‌های نیروگاه (مغار نیروگاه، مغار ترانسفورمر و خروجی‌ها) با تحکیمات اولیه یعنی پیچ‌سنگ، شاتکریت و شبکه فولادی نمی‌تواند پایداری لازم را داشته باشد، زیرا طبق تحلیل‌های نرم‌افزار $FLAC^{3D}$ ، با این حجم تحکیمات اجرا شده، باز هم جابجایی (همگرایی) در سازه‌ها (به ویژه مغارها) مشاهده می‌شود، بنابراین برای پایدارسازی سازه‌های ذکر شده و همچنین جدا کردن فضاهای مختلف مغار نیروگاه برای قرار دادن تجهیزات، یک پوشش بتنی به همراه تزریقات تماسی و تحکیمی برای آن طراحی شده است که جزئیات آن در جدول ۵-۹ آمده است.

ضخامت پوشش بتنی نیز در سازه‌ها، بسته به حساسیت و کاربری‌شان متفاوت است. مشخصات بتن مورد استفاده در جدول ۹-۵ آمده است.

جدول ۹-۵ مشخصات بتن مورد استفاده در سازه‌های نیروگاه

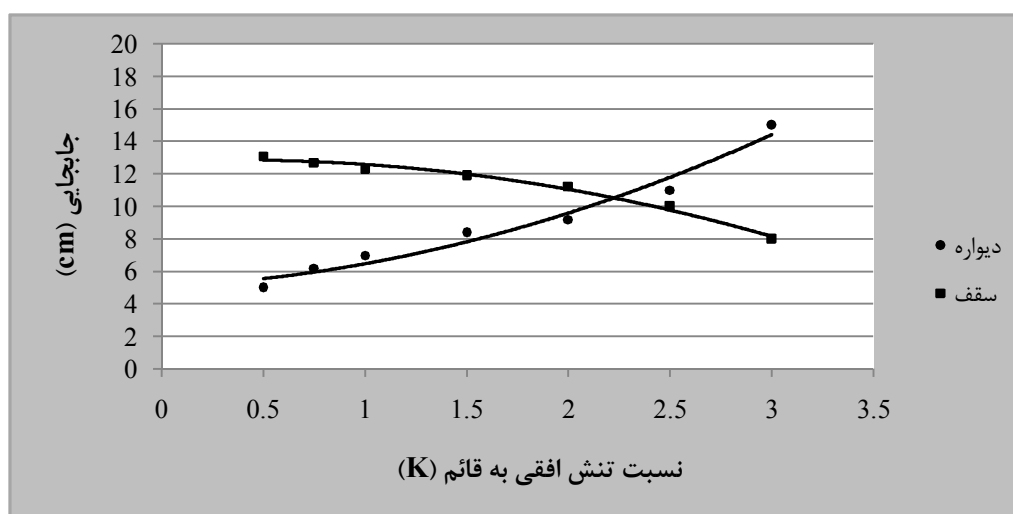
مشخصات	سازه‌های نیروگاه	مغار اصلی نیروگاه	مغار ترانسفورمر	خروجی‌ها
مقاومت تراکمی ۲۸ روزه (MPa)	۲۵/۲	۲۵/۲	۲۵/۲	۲۵/۲
مقاومت خمشی ۲۸ روزه (MPa)	۴	۴	۴	۴
مقاومت کششی ۲۸ روزه (MPa)	۲/۵	۲/۵	۲/۵	۲/۵
رده بتن	III	III	III	V
نسبت آب به سیمان (w/c)	۰/۵	۰/۵	۰/۵	۰/۵
نوع سیمان	تیپ ۱	تیپ ۱	تیپ ۱	تیپ ۱
ضخامت (cm)	۵۰	۴۰	۴۰	۴۰

۸-۵ تحلیل حساسیت و مطالعات پارامتری

یکی از کاربردهای روش‌های عددی، تحلیل حساسیت و مطالعات پارامتری می‌باشد. در تحلیل حساسیت پارامترهای مربوط به توده سنگ تغییر داده می‌شود و اثر تغییر هر یک از آنها بر روی رفتار سازه مورد مطالعه قرار می‌گیرد. به همین منظور در این بخش به بررسی تغییرات تنش‌های برجا (نسبت تنش‌های افقی به قائم)، مدول تغییر شکل‌پذیری، چسبندگی و زاویه اصطکاک بر جابجایی در سقف و دیواره مغار اصلی پرداخته می‌شود.

۸-۵-۱ تأثیر تغییر نسبت تنش‌های افقی به قائم (K)

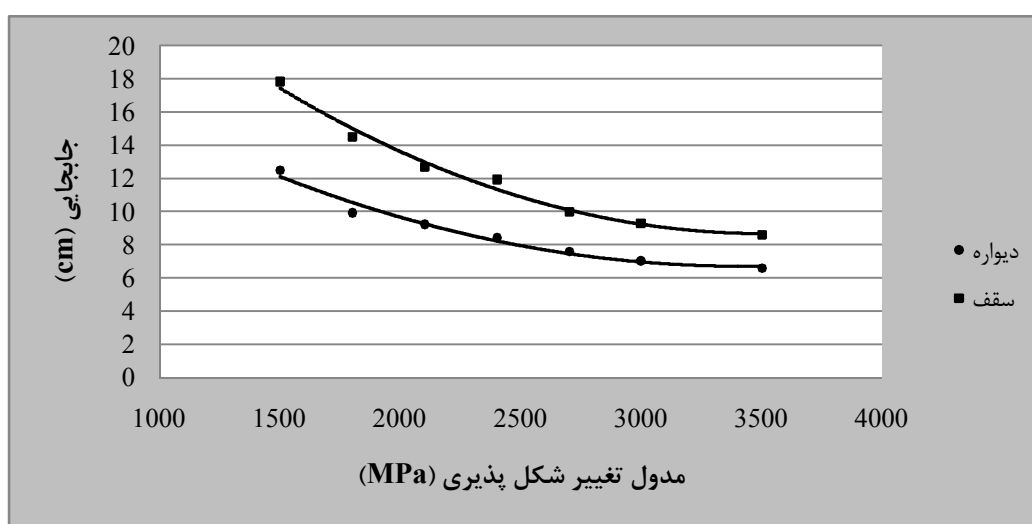
یکی از مهم‌ترین عواملی که پایداری فضاها را زیرزمینی را تحت تأثیر قرار می‌دهد نسبت تنش‌های افقی به قائم می‌باشد. به همین دلیل بررسی تأثیر تغییرات این پارامتر ضروری به نظر می‌رسد. در نمودار شکل ۵-۲۶ تأثیر تغییر این پارامتر بر روی جابجایی در سقف و دیواره مغار اصلی نشان داده شده است.



شکل ۵-۲۶ تأثیر تغییرات نسبت تنش‌های افقی به قائم بر جابجایی در سقف و دیواره مغار اصلی همان‌گونه که در شکل دیده می‌شود به ازای مقادیر کمتر از $1/5$ برای K ، جابجایی در سقف تقریباً ثابت است اما جابجایی در دیواره کمتر می‌شود.

۵-۸-۲ تأثیر تغییرات مدول تغییر شکل‌پذیری (E)

دومین پارامتری که می‌تواند بر پایداری فضاها و زیرزمینی تأثیرگذار باشد، مدول تغییر شکل‌پذیری می‌باشد. در نمودار شکل ۵-۲۷ جابجایی در سقف و دیواره مغار برحسب تغییرات مدول تغییر شکل‌پذیری توده سنگ نشان داده شده است.

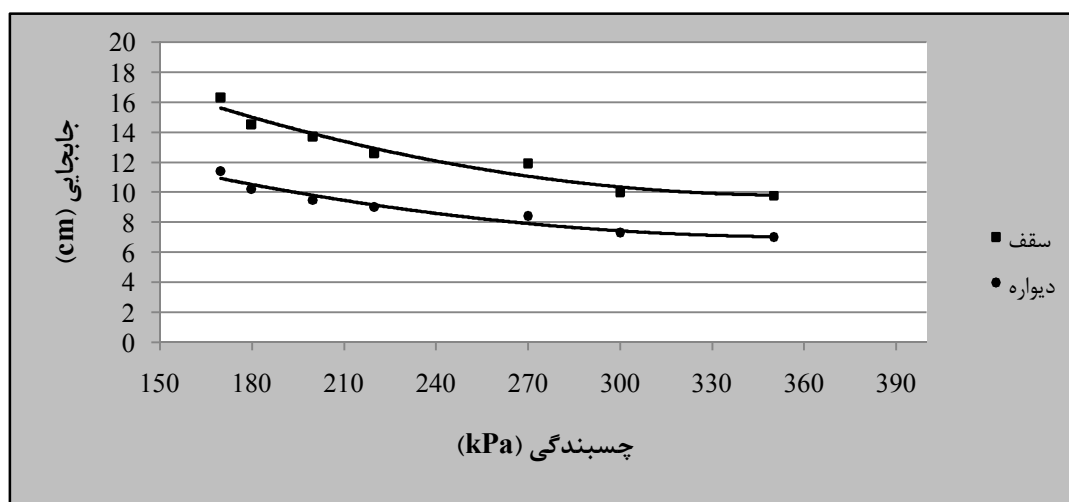


شکل ۵-۲۷ تأثیر تغییرات مدول تغییر شکل‌پذیری بر جابجایی در سقف و دیواره مغار اصلی

با توجه به شکل ۵-۲۷ ملاحظه می‌شود که جابجایی در سقف و دیواره مغار با افزایش میزان مدول تغییر شکل پذیری کاهش می‌یابد و منحنی‌های آنها روند نزولی دارند.

۵-۸-۳ تأثیر تغییرات چسبندگی (C)

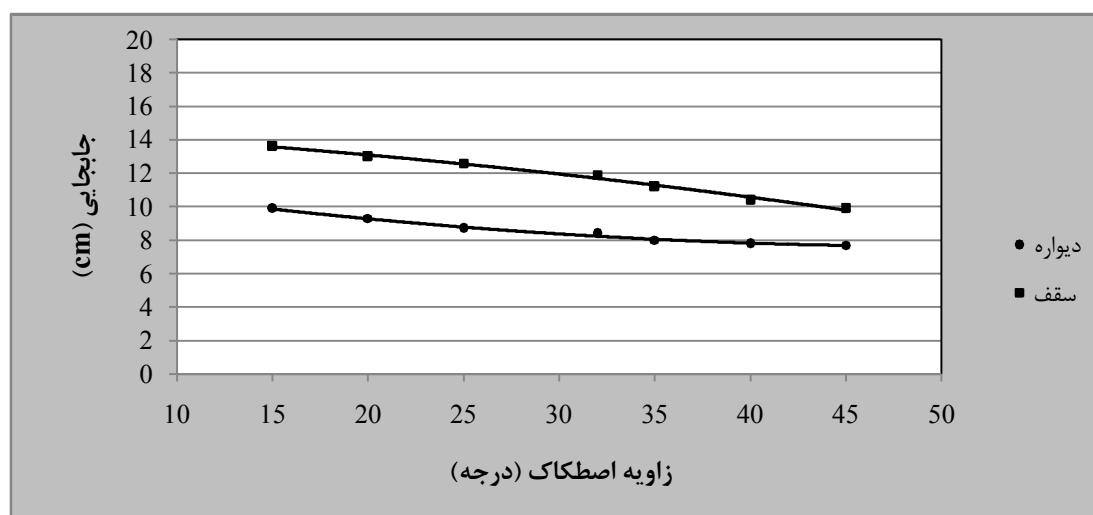
پارامتر دیگری که بر پایداری و میزان جابجایی فضاهای زیرزمینی مؤثر است چسبندگی توده سنگ دربرگیرنده می‌باشد. بنابراین بررسی تغییرات این پارامتر ضروری است. در شکل ۵-۲۸ تأثیر تغییرات چسبندگی بر روی جابجایی در سقف و دیواره مغار اصلی نشان داده شده است.



شکل ۵-۲۸ تأثیر تغییرات چسبندگی بر جابجایی در سقف و دیواره مغار اصلی

۵-۸-۴ تأثیر تغییرات زاویه اصطکاک (ϕ)

زاویه اصطکاک توده سنگ نیز یکی دیگر از پارامترهایی است که تغییرات آن می‌تواند بر روی جابجایی‌های فضای زیرزمینی تأثیرگذار باشد به همین دلیل بررسی تغییرات پارامتر زاویه اصطکاک ضروری می‌باشد. در نمودار شکل ۵-۲۹ تغییرات جابجایی در سقف و دیواره مغار اصلی برحسب تغییرات این پارامتر نشان داده شده است.



شکل ۵-۲۹ تأثیر تغییرات زاویه اصطکاک بر جابجایی در سقف و دیواره مغار اصلی

۹-۵ جمع‌بندی

در این فصل ابتدا با استفاده از مطالعات صحرایی و آزمایشگاهی به طبقه‌بندی مهندسی سنگ پرداخته شد و توده سنگ در رده سنگ‌های ضعیف قرار می‌گیرد، از روش‌های تجربی و پیشنهادی برای توده سنگ، سیستم نگهداری انتخاب گردید. سپس با استفاده از روش‌های عددی ($FLAC^{3D}$) اقدام به تحلیل عددی گردید. در ابتدا مدل بدون نصب سیستم نگهداری اجرا می‌شود تا میزان کلی همگرایی یا جابجایی‌ها مشخص شود. سپس با استفاده از روش ساکورایی، مقدار کرنش بحرانی و مقدار جابجایی مجاز محاسبه می‌گردد. در مرحله بعد، تحلیل مدل با نصب سیستم نگهداری مناسب انجام می‌گیرد تا جابجایی‌های بوجود آمده برابر مقدار محاسبه شده با روش ساکورایی باشد. در نهایت تحلیل حساسیت بر روی پارامترهای مختلف انجام گرفته است. نتایج فصل به طور خلاصه عبارتند از:

- ۱- دیواره مغار به تغییرات نسبت تنش‌های افقی به قائم حساس‌تر از سقف مغار می‌باشد.
- ۲- سیستم نگهداری باید بعد از مقداری جابجایی سقف و دیواره مغار نصب گردد تا رهاسازی تنش در این فاصله انجام گیرد.
- ۳- جابجایی‌ها در سقف و دیواره مغار اصلی با افزایش مدول تغییر شکل‌پذیری، چسبندگی و زاویه اصطکاک، کاهش می‌یابد.

فصل ششم

مقایسه بین نیروگاه‌های زیرزمینی و سطحی از لحاظ هزینه، فنی و پدافند غیرعامل

۱-۶ مقدمه

در این فصل نیروگاه‌های سطحی و زیرزمینی از دیدگاه‌های اقتصادی، فنی، تعمیرات، نگهداری و مباحث پدافند غیرعامل مقایسه می‌شوند. لازم به ذکر است که در این بخش مقایسه کلی برای انتخاب روش احداث انجام نمی‌گیرد، زیرا تصمیم‌گیری در مورد روش احداث (سطحی یا زیرزمینی) مربوط به مباحث مدیریت است که خارج از مطالب این تحقیق است.

۲-۶ دیدگاه اقتصادی (هزینه‌ها)

هزینه ساخت یک پروژه باید در ابتدا به صورت نسبتاً دقیقی تخمین زده شود. چون نیروگاه‌ها سوددهی درازمدتی دارند باید نرخ بازگشت سرمایه محاسبه گردد و از بین گزینه‌های موجود، گزینه‌ای باید انتخاب شود که دوره بازگشت سرمایه کمتری داشته باشد و نسبت به گزینه‌های دیگر در زمان کمتری به سوددهی برسد.

در این قسمت ابتدا برآورد احجام حفاری و سیستم نگهداری برای سازه‌های نیروگاه زیرزمینی (مغارها با کلیه شبکه حفاریات زیرزمینی) انجام گرفته و هزینه‌های مربوط به آنها بر طبق فهرست بهای پایه رشته سدسازی سال ۱۳۸۷ برآورد شده است. سپس این هزینه‌ها با هزینه برآورد شده مربوط به احداث نیروگاه به روش سطحی که توسط مهندسين شرکت‌های مه‌اب قدس، سپاسد و فرآب محاسبه شده مقایسه شده است. لازم به ذکر است که هزینه‌هایی که در هر دو گزینه مشترک است (مانند تونل‌های آب‌بر و تجهیزات هیدرومکانیکال) در محاسبات منظور نشده است. هزینه مربوط به نیروگاه زیرزمینی شامل حفاری، تحکیمات اولیه، حمل مصالح و لاینینگ برای مغار اصلی، مغار ترانسفورمر، باسداکت‌ها و خروجی‌ها است و هزینه مربوط به نیروگاه سطحی شامل ترانشه‌برداری در قسمت‌ها بالادست ساختمان نیروگاه، تحکیم و پایدارسازی ترانشه‌ها و اجرای ساختمان نیروگاه است. هزینه‌ای که برای نیروگاه سطحی برآورد شده برابر با ۵۷ میلیارد ریال است و برآورد هزینه مربوط به گزینه نیروگاه زیرزمینی متناسب با فعالیت‌های پیش‌بینی شده طبق جدول ۱-۶ است.

جدول ۶-۱ محاسبات مربوط به برآورد اقتصادی نیروگاه زیرزمینی

شماره ردیف فهرست بها	شرح ردیف فهرست بها	واحد ردیف	بهای واحد برآورد	مقدار ردیف	حاصل برآورد
۳۵۰۲۰۱۰۳	حفاری در فضای بسته به مقطع بیش از ۲۰ و تا ۵۰ متر مربع، در زمین پایدار.	مترمکعب	۱۷۴۵۰۰	۴۶۲۵	۸۷۰۶۲۵۰۰
۳۵۰۲۰۱۰۴	حفاری در فضای بسته به مقطع بیش از ۵۰ متر مربع، در زمین پایدار.	مترمکعب	۱۱۹۵۰۰	۵۳۲۸۵	۶۳۶۷۵۵۷۵۰۰
۳۵۰۲۰۲۰۱	بارگیری هر نوع مصالح ناشی از ریزش در هر نوع زمین در فضای بسته خارج از قصور پیمانکار و حمل و تخلیه تا ۵۰۰ متر از نزدیکترین دهانه ورودی.	مترمکعب	۹۴۵۰	۵۷۹۱۰	۵۴۷۲۴۹۵۰۰
۳۵۰۲۰۶۰۵	اضافه بها به ردیف‌های حفاری در فضای بسته در هر مقطع برای طولی از فضای بسته که دارای بیش از ۵۰ و تا ۹۰ درجه شیب نسبت به افق باشد و پیشروی به سمت بالا انجام شود.	درصد	۳۵	۵۸۸۹۳۷۵۰	۵۸۸۹۳۷۵۰
۳۵۰۲۰۶۰۶	اضافه بها به ردیف‌های حفاری در فضای بسته در هر مقطع برای طولی از فضای بسته که دارای بیش از ۵۰ و تا ۹۰ درجه شیب نسبت به افق باشد و پیشروی به سمت پایین انجام شود.	درصد	۴۵	۹۴۸۸۴۳۷۵	۹۴۸۸۴۳۷۵
۳۵۰۲۰۸۰۱	اضافه بها به ردیف‌های ۰۲۰۱۰۱ تا ۰۲۰۱۰۴، چنانچه عملیات حفاری در هر نوع زمین نیمه پایدار انجام شود.	مترمکعب	۲۰۳۰۰	۵۷۹۱۰	۱۱۷۵۵۷۳۰۰۰
۳۵۰۲۱۱۰۱	انجام کلیه عملیات لازم برای نصب ابزار دقیق همگرا سنج (Convergence Meter) سه نقطه‌ای در فضای بسته در حین عملیات حفاری.	عدد	۲۵۷۰۰۰	۵۰۰	۱۲۸۵۰۰۰۰۰
۳۵۰۳۰۱۰۱	تمیز کاری و آماده کردن سطوح جهت انجام عملیات بتن پاشی.	مترمربع	۱۸۹۰	۱۵۷۳۴	۲۹۷۳۷۲۶۰

ادامه جدول ۶-۱ محاسبات مربوط به برآورد اقتصادی نیروگاه زیرزمینی

۱۷۵۸۳۷۵۷۵۱	۸۴۹۴۵۷	۲۰۷۰	کیلوگرم	اجرای شبکه فولادی در فضای باز از هر نوع میل‌گرد ساده با هر نوع اتصالات و مهارهای مربوط برای حفاظت سطوح.	۳۵۰۳۰۲۰۱
۷۸۷۹۳۵۰۶۰	۹۴۱۳۸	۸۳۷۰	مترمربع	اجرای لایه اول بتن پاشی به ضخامت تا ۵ سانتیمتر در فضای باز به ازای هر سانتیمتر ضخامت.	۳۵۰۳۰۳۰۱
۱۲۴۵۴۰۷۱۴۰	۱۶۸۵۲۶	۷۳۹۰	مترمربع	اجرای لایه‌های بعدی بتن پاشی در فضای باز به ازای هر سانتیمتر ضخامت.	۳۵۰۳۰۳۰۲
۳۹۱۷۷۶۶۰	۱۵۷۳۴	۲۴۹۰	مترمربع	اضافه بهای بتن پاشی در فضای بسته به هر ضخامت برای محدوده ای که آبهای زیر زمینی و سطحی در محدوده بتن پاشی جاری باشد (این اضافه‌بها مستقل از ضخامت بتن پاشی بوده و برای سطوح آبدار یکبار پرداخت می‌شود).	۳۵۰۳۰۵۰۱
۱۹۳۵۳۶۳۳۲	۴۱۰۰۰	۴۷۲۰۰	مترطول	اجرای میل مهار ناتنیده سنگ به طول ۳ متر و به قطر ۲۵ میلیمتر و کمتر.	۳۵۰۳۰۸۰۱
۵۸۱۵۴۰۴۰۰	۸۸۳۸	۶۵۸۰۰	مترطول	اجرای میل مهار ناتنیده سنگ به طول ۳ متر و به قطر بیش از ۳۰ میلیمتر و تا ۴۰ میلیمتر.	۳۵۰۳۰۸۰۳
۳۶۰۲۰۰۴۴	۹۰۰۵۰۱۱	۴	درصد	اضافه بها به ردیف‌های ۰۳۰۸۰۱ تا ۰۳۱۱۰۱ و ۰۳۱۱۰۴، برای طول مازاد بر ۳ متر، به ازای هر متر مازاد بر ۳ متر یکبار.	۳۵۰۳۱۲۰۱
۵۳۷۵۴۵۹۴	۱۱۱۰۶	۴۸۴۰	مترطول	اضافه بهای اجرای میل مهاری تنیده و ناتنیده سنگ، چنانچه عملیات در امتداد ۱۸۰ درجه نسبت به شاقول انجام شود، برای اجرای عملیات با زاویه‌های کمتر از ۱۸۰ درجه نسبت به شاقول، به تناسب زاویه پرداخت می‌شود.	۳۵۰۳۱۳۰۱
۱۶۱۰۰۰۰	۱۰۰	۱۶۱۰۰	دفعه	اعمال کشش مازاد بر ۲۵ تن به میل مهارهای تنیده به ازای هر ۱۰ تن کشش مازاد یکبار	۳۵۰۳۱۴۰۱

ادامه جدول ۶-۱ محاسبات مربوط به برآورد اقتصادی نیروگاه زیرزمینی

۹۲۷۱۴۱۹۲۱	۴۶۳۵۷۰۹۶	۲۰	درصد	اضافه بها به کلیه ردیف‌های این فصل در صورتی که عملیات در هر نوع فضای بسته و تا فاصله ۱۵۰ متر از نزدیک‌ترین دهانه دسترسی انجام گیرد.	۳۵۰۳۱۸۰۱
۱۳۸۱۷۹۱۷۰	۲۷۶۳۵۸۳۴	۵	درصد	اضافه بها به ردیف‌های اجرای شبکه فولادی، بتن پاشی، میل مهاری، کابل مهاری و قاب فلزی محدوده‌ای که اجرای کار در ارتفاع بیش از ۲ متر و تا ۵ متر نسبت به تراز نزدیک‌ترین نقطه راه یا سکوی دسترسی انجام شود.	۳۵۰۳۲۰۰۱
۳۲۹۶۷۰۰۰۰	۱۶۲۰	۲۰۳۵۰۰	دفعه	استقرار دستگاه چالزنی در محل چال.	۳۵۰۴۰۱۰۱
۲۵۹۰۲۵۳۱۰۰	۵۴۳۰۳	۴۷۷۰۰	مترطول	چالزنی در زمین سنگی به روش ضربه‌ای به قطر تا ۵۶ میلیمتر و عمق تا ۱۰ متر.	۳۵۰۴۰۴۰۱
۴۹۲۱۴۸۰۸۹	۴۹۲۱۴۸۰۸۹	۱	درصد	اضافه بها به ردیف‌های ۰۴۰۲۰۱ تا ۰۴۰۶۰۱، به ازای هر یک میلیمتر که به قطر حفاری اضافه شود.	۳۵۰۴۰۸۰۱
۳۸۳۳۵۷۴۵۸۸	۴۷۹۱۹۶۸۲۳۵	۱	درصد	اضافه بها به ردیف‌های ۰۴۰۲۰۱ تا ۰۴۰۶۰۱، در صورتی که زاویه حفاری چال نسبت به شاقول بیش از ۵ و تا ۱۸۰ درجه باشد به ازای هر درجه مازاد بر ۵ درجه.	۳۵۰۴۰۹۰۱
۱۷۶۳۴۰۶۱۱۱	۱۶۴۰۴	۱۰۷۵۰۰	چال	آماده سازی چال با عمقهای گوناگون برای تزریق.	۳۵۰۴۲۱۰۱
۹۳۶۶۶۵۸۴۲	۴۶۸۳۳۲۹۲	۲۰	درصد	اضافه بها به ردیف‌های انجام عملیات این فصل برای عملیاتی که در فضای بسته و تا فاصله ۱۵۰ متر از نزدیک‌ترین دهانه دسترسی انجام می‌شود.	۳۵۰۴۳۸۰۱
۸۶۹۰۹۴۰۰۰۰	۹۱۱۰۰۰	۹۵۴۰	کیلوگرم	تهیه، خم و برش، بستن و کار گذاشتن میلگرد آجدار از نوع AIII.	۳۵۰۵۰۱۰۲

ادامه جدول ۶-۱ محاسبات مربوط به برآورد اقتصادی نیروگاه زیرزمینی

۸۶۹۰۹۴۰۰۰۰	۸۶۹۰۹۴۰۰۰	۱۰	درصد	اضافه بها به ردیف‌های ۰۵۰۱۰۱ تا ۰۵۰۵۰۱، عملیات در هر نوع فضای بسته و تا ۱۵۰ متر از نزدیکترین دهانه دسترسی انجام شود.	۳۵۰۵۰۶۰۱
۲۶۸۷۴۵۰۰۰	۹۱۱۰۰۰	۲۹۵	کیلوگرم	اضافه بها به ردیف‌های ۰۵۰۱۰۱ تا ۰۵۰۵۰۱، در صورتی که عملیات در زیر تراز آب انجام شود و تخلیه آب از محل‌های اجرای عملیات به روش ثقلی یا پمپاژ انجام شود.	۳۵۰۵۰۷۰۲
۱۴۳۷۴۱۲۰۳۱	۱۶۲۹۷۲	۸۸۲۰	کیلوگرم	تهیه آرماتور و ساخت میل مهارهای تنیده و ناتنیده مربوط به فصل سوم از هر نوع.	۳۵۰۵۰۹۰۱
۱۴۲۰۳۴۸۱۷۴	۱۵۲۸۹۰	۹۲۹۰	کیلوگرم	تهیه شبکه‌های فولادی از هر نوع میلگرد در کارخانه.	۳۵۰۵۱۰۰۱
۱۷۹۳۳۷۲۰۰۰	۱۳۴۸۴	۱۳۳۰۰۰	مترمربع	تهیه مصالح و قالب بندی از نوع F3	۳۵۰۶۰۱۰۳
۳۳۹۷۵۰۰۰۰	۲۲۵۰	۱۵۱۰۰۰	مترمربع	تهیه مصالح و قالب بندی از نوع F4	۳۵۰۶۰۱۰۴
۷۷۲۸۷۰۸۰	۲۵۰۱	۳۰۹۰۰	مترمربع	اضافه بها به ردیف‌های قالب بندی، اگر سطح قالب در یک محور دارای انحنا باشد.	۳۵۰۶۰۵۰۱
۳۱۹۹۶۸۳۰۰	۲۱۳۳۱۲۲۰	۱۵	درصد	اضافه بها به ردیف‌های قالب بندی در صورتی که قالب بندی در فضای بسته و تا فاصله ۱۵۰ متر از نزدیکترین دهانه دسترسی انجام شود.	۳۵۰۶۰۷۰۱
۶۳۲۸۸۰۰۰	۲۱۰۹۶۰۰۰	۳	درصد	اضافه بها به ردیف‌های قالب‌بندی در صورتی که قالب‌بندی در شیب انجام شود به ازای هر ۱۰ درجه شیب نسبت به افق مازاد بر ۳ درجه اول برای فضای باز و بسته (اضافه بهای شیب تا ۳ درجه در بهای واحد ردیف‌ها لحاظ شده است).	۳۵۰۶۰۸۰۱
۷۱۷۴۷۰۴۰	۱۵۷۳۴	۴۵۶۰	مترمربع	اضافه بها به ردیف‌های قالب‌بندی در صورتی که قالب‌بندی پائین‌تر از رقوم آب زیرزمینی اجرا شود.	۳۵۰۶۰۹۰۱

ادامه جدول ۶-۱ محاسبات مربوط به برآورد اقتصادی نیروگاه زیرزمینی

۳۳۵۹۹۶۰۰۰	۱۷۶۸۴	۱۹۰۰۰	مترمکعب	تهیه مصالح و اجرای بتن رده III.	۳۵۰۷۰۳۰۱
۲۱۳۰۹۷۵۰۰	۹۴۵	۲۲۵۵۰۰	مترمکعب	تهیه مصالح و اجرای بتن رده V.	۳۵۰۷۰۵۰۱
۷۵۰۷۴۸۷۰	۱۸۶۲۹	۴۰۳۰	مترمکعب	اضافه بها به ردیف‌های تهیه و اجرای بتن در صورتی که از شن و ماسه رودخانه‌ای شکسته و یا مصالح حاصل از حفاری به صورت شکسته استفاده شود.	۳۵۰۷۱۴۰۱
۵۳۵۹۵۸۶۲۵	۳۵۷۳۰۵۷۵	۱۵	درصد	اضافه بها به ردیف‌های تهیه و اجرای بتن در صورتی که بتن ریزی در فضای بسته انجام گیرد و فاصله محل اجرای عملیات تا نزدیکترین دهانه دسترسی ۱۵۰ متر باشد.	۳۵۰۷۱۹۰۱
۳۳۸۹۲۴۲۵	۱۱۲۹۷۴۷۵	۳	درصد	اضافه بها به ردیف‌های تهیه و اجرای بتن در شیب انجام شود به ازای هر ۱۰ درجه شیب نسبت به افق مازاد بر ۳ درجه اول برای فضای باز و بسته (اضافه بهای شیب تا ۳ درجه در بهای واحد ردیف‌ها لحاظ شده است).	۳۵۰۷۲۰۰۱
۱۴۳۶۲۹۵۹۰	۵۵۸۸۷	۲۵۷۰	مترمکعب - کیلومتر	حمل بتن از محل دستگاه بتن ساز تا محل مصرف به ازای هر یک کیلومتر بعد از پانصد متر اول (کسر کیلومتر به تناسب محاسبه می‌شود).	۳۵۰۷۲۱۰۱
۸۸۶۷۴۰۴۰	۱۸۶۲۹	۴۷۶۰	مترمکعب	اضافه بها به ردیف‌های تهیه و اجرای بتن در صورت مصرف بتن در بتن مسلح.	۳۵۰۷۲۲۰۱
۱۱۵۴۹۹۸۰۰	۱۸۶۲۹	۶۲۰۰	مترمکعب	اضافه بها به ردیف‌های تهیه و اجرای بتن در صورتی که بتن ریزی پایین تر از رقوم آب زیر زمینی یا زیر سطحی اجرا شود و هدایت آب به خارج از محدوده بتن ریزی به صورت ثقلی یا استفاده از پمپ انجام شود.	۳۵۰۷۲۵۰۱
۲۳۱۹۵۶۰۴۴۰	۵۷۸۴	۴۰۱۰۰	تن	تهیه سیمان نوع دو.	۳۵۰۷۲۶۰۲
۹۶۰۲۴۱۲۰	۱۷۶۸۴	۵۴۳۰	مترمربع	پرداخت سطوح بتنی از نوع U1.	۳۵۰۷۲۷۰۲
۱۳۸۹۱۵۰۰	۹۴۵	۱۴۷۰۰	مترمربع	پرداخت سطوح بتنی از نوع U3.	۳۵۰۷۲۷۰۳

ادامه جدول ۶-۱ محاسبات مربوط به برآورد اقتصادی نیروگاه زیرزمینی

۵۱۲۹۲۸۴۰	۱۵۷۳۴	۳۲۶۰	مترمربع	تمیز کردن و آماده سازی سطوح حفاری شده برای بتن ریزی.	۳۵۰۷۲۸۰۱
۱۳۰۱۴۹۹۰۰	۲۶۰۳۰۰	۵۰۰	تن - کیلومتر	حمل سیمان فله مازاد بر ۳۰ کیلومتر تا فاصله ۷۵ کیلومتر.	۳۵۱۰۰۱۰۱
۱۴۵۳۳۴۰۵۵	۴۳۳۸۳۳	۳۳۵	تن - کیلومتر	حمل سیمان فله مازاد بر ۷۵ کیلومتر تا فاصله ۱۵۰ کیلومتر.	۳۵۱۰۰۱۰۲
۱۸۲۲۰۹۸۶۰	۸۶۷۶۶۶	۲۱۰	تن - کیلومتر	حمل سیمان فله مازاد بر ۱۵۰ کیلومتر تا فاصله ۳۰۰ کیلومتر.	۳۵۱۰۰۱۰۳
۷۰۸۵۹۳۹۰	۴۰۴۹۱۱	۱۷۵	تن - کیلومتر	حمل سیمان فله مازاد بر ۳۰۰ کیلومتر تا فاصله ۴۵۰ کیلومتر.	۳۵۱۰۰۱۰۴
۲۸۶۱۲۷۱۲۰۰	۷۰۷۴	۴۰۴۵۰۰	تن	سیمان پرتلند نوع دو.	۳۵۴۱۰۴۰۲
۱۵۸۵۷۱۰۰۰	۳۷۸	۴۱۹۵۰۰	تن	سیمان پرتلند نوع پنج.	۳۵۴۱۰۴۰۳
۹۶۷۷۴۰۴۴۴	۲۵۷۳۸	۳۷۶۰۰	کیلوگرم	دینامیت.	۳۵۴۱۰۵۰۱
۱۲۷۳۲۰۱۷۸	۴۶۸۰۹	۲۷۲۰	مترطول	انواع فتیله.	۳۵۴۱۰۵۰۲
۹۰۳۳۹۶۰۰۰	۱۲۸۶۸۹	۷۰۲۰	عدد	انواع چاشنی.	۳۵۴۱۰۵۰۳
۱۳۸۹۰۳۵۱۹۰۸۹ ریال	جمع				

با توجه به جدول نتیجه می‌شود که هزینه‌های مربوط به گزینه زیرزمینی نیروگاه خیلی بالاتر از هزینه مربوط به گزینه سطحی است که اگر از لحاظ هزینه‌ای مقایسه انجام شود، احداث نیروگاه به صورت سطحی ترجیح داده می‌شود.

۶-۳ دیدگاه فنی، تعمیرات و نگهداری

نیروگاه‌های برق‌آبی به دلیل اینکه هم عمر طولانی باید داشته باشند و هم تجهیزات گران‌قیمتی در آنها جای دارد، جزو سازه‌هایی هستند که در طراحی و ساخت آنها باید دقت زیادی به کار رود، بنابراین ضریب ایمنی که برای طراحی آنها در نظر گرفته می‌شود نسبتاً بالا است. چنانچه نیروگاه به صورت سطحی طراحی شود پایداری پی و ترانشه‌ها ضروری است و چون طراحی پی و ترانشه نسبت

به طراحی فضاهای زیرزمینی از حساسیت کمتری برخوردار است بنابراین می‌توان با دقت نسبتاً قابل قبولی آنها را اجرا کرد که از لحاظ فنی و ایمنی، سازه پایدار بماند. گفتنی است که طراحی سازه‌های سطحی نسبت به طراحی سازه‌های زیرزمینی تخصص و مهارت بالایی نیاز ندارد. بعد از راه‌اندازی نیروگاه‌های سطحی، بسته به نیاز می‌توان آنها را تعمیر یا تحکیم دوباره کرد و همچنین نگهداری بلندمدت این سازه‌ها خیلی ساده‌تر و کم‌هزینه‌تر است.

اما برای طراحی مغار نیروگاه‌های زیرزمینی باید پایداری سقف، دیواره و کف کلیه حفریات زیرزمینی تضمین شود و چون سازه‌های زیرزمینی نسبت به تغییرات تنش، زمین‌شناسی، پارامترهای ژئومکانیکی و ... سنگ بسیار حساس هستند باید در طراحی و اجرای آنها دقت و تخصص زیادی به کار رود. همچنین در زمان بعد از راه‌اندازی نیروگاه‌های زیرزمینی نیز امکان تعمیر و تحکیم دوباره آنها وجود ندارد و یا بسیار مشکل است. ریزش در این گونه سازه‌ها می‌تواند خسارات زیادی را وارد سازد، بنابراین نگهداری بلندمدت آنها مشکل و پرهزینه است.

۴-۶ پدافند غیرعامل

هر اقدام غیرمسلحانه‌ای که موجب کاهش آسیب‌پذیری نیروی انسانی، ساختمان‌ها، تأسیسات، تجهیزات، اسناد و شریان‌های کشور در مقابل عملیات خصمانه و مخرب دشمن گردد، پدافند غیرعامل خوانده می‌شود. به بیان ساده‌تر پدافند غیرعامل، مجموعه اقداماتی است که انجام می‌شود تا در صورت بروز جنگ، خسارات احتمالی به حداقل میزان خود برسد. در حقیقت طرح‌های پدافند غیرعامل قبل از انجام مراحل تهاجم و در زمان صلح تهیه و اجرا می‌گردند (سازمان پدافند غیرعامل، ۱۳۸۴).

تجربیات حاصل از جنگ تحمیلی و خسارت‌های وارده و ناشی از تهاجمات دشمن به تأسیسات نظامی و صنعتی از قبیل: کارخانجات تولید تسلیحات نظامی، نیروگاه‌ها، پالایشگاه‌ها، بیمارستان‌ها و صنایع مادر، لزوم توجه به دفاع بهینه را که تلفیقی از پدافند عامل و غیرعامل می‌باشد بر همگان روشن ساخت. بنابراین باید در ساخت و راه‌اندازی پروژه‌ها و طرح‌های بزرگ و کلان اقتصادی باحجم

سرمایه گذاری‌های انبوه نظیر موارد ذکر شده در بالا به اصول و مبانی پدافند غیر عامل توجه اساسی شود (سازمان پدافند غیرعامل، ۱۳۸۴).

۶-۴-۱ مقایسه نیروگاه‌های زیرزمینی و سطحی از لحاظ پدافند غیرعامل

برای مقایسه نیروگاه‌های زیرزمینی و سطحی از نقطه نظر پدافند غیرعامل با توجه به تعاریف گفته شده در بالا و همچنین به علت مرزی بودن ساختگاه، حساسیت و سوابق موجود در منطقه، نیروگاه زیرزمینی می‌تواند نیازهای مربوط به ملاحظات پدافند غیرعامل را برآورده کند پس نتیجه گرفته می‌شود که احداث نیروگاه به صورت زیرزمینی می‌تواند سودمند باشد.

۶-۵ جمع‌بندی

در این فصل مقایسه نیروگاه‌های سطحی و زیرزمینی از دیدگاه‌های هزینه، ایمنی، تعمیرات و نگهداری و پدافند غیرعامل بررسی گردیده است. با توجه به اینکه اختلاف هزینه‌های احداث نیروگاه به روش‌های سطحی و زیرزمینی بیش از ۸۰ میلیارد ریال می‌باشد و هزینه‌های مربوط به تعمیر و نگهداری گزینه سطحی به مراتب کمتر می‌باشد و همچنین ظرفیت نیروگاه، کم و جزء نیروگاه‌های کوچک به شمار می‌رود (ظرفیت برابر ۳ واحد ۴۰ مگاواتی) بنابراین احداث نیروگاه به روش سطحی ترجیح داده می‌شود.

در این تحقیق به علت اینکه در مورد هندسه سازه‌ها اطلاعات دقیق در دست نبوده، تعیین ابعاد و فاصله سازه‌ها بر مبنای ابعاد تجهیزات هیدرومکانیکال و مقایسه با نیروگاه‌های مشابه بوده است و همچنین به علت انجام نگرفتن آزمایش‌های برجا، در مورد تنش‌ها و پارامترهای ژئومکانیکی ساختگاه عدم قطعیت وجود دارد که باعث گردیده پارامترهای ژئومکانیکی و تنش‌های برجای ساختگاه محتاطانه‌تر و در حالت بدبینانه در نظر گرفته شود که این خود باعث بالا رفتن هزینه‌های احداث نیروگاه به روش زیرزمینی گردیده است. بنابراین با توجه به موارد ذکر شده در بالا و عنایت به اینکه اختلاف هزینه‌های مربوط به احداث نیروگاه به روش‌های سطحی و زیرزمینی در مقایسه با هزینه‌های کلی پروژه (بدنه، سیستم انحراف، راه‌های دسترسی، سامانه انتقال آب، نیروگاه و ...) اندک می‌باشد و

همچنین با توجه به ملاحظات پدافند غیرعامل به واسطه مرزی و حساس بودن منطقه، گزینه زیرزمینی نیز می‌تواند یک گزینه قابل بررسی باشد.

جدول ۶-۲ خلاصه مقایسه گزینه‌های نیروگاه‌های سطحی و زیرزمینی از دیدگاه‌های هزینه، فنی، تعمیرات، نگهداری و پدافند غیرعامل

پدافند غیرعامل	فنی، تعمیرات و نگهداری	هزینه	
	✓	✓	گزینه سطحی
✓			گزینه زیرزمینی

فصل هفتم

جمع‌بندی، نتیجه‌گیری و پیشنهادات

۷-۱ جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

۱- برای بدست آوردن مقادیر مربوط به پارامترهای سنگ، بر روی نتایج حاصل از مطالعات آزمایشگاهی تحلیل آماری صورت گرفته که برای بالا بردن دقت، داده‌های غیر منطقی در تحلیل‌ها دخالت داده نشده‌اند.

۲- سیستم نگهداری که از طریق روش‌های تجربی بدست می‌آید با سیستم نگهداری طراحی شده بوسیله روش عددی تفاوت دارد؛ زیرا روش‌های تجربی برپایه فرضیاتی استوارند که این فرضیات در عمل به ندرت پیش می‌آید، اما روش‌های تحلیلی می‌تواند یک دید اولیه برای طراحی به طراح بدهد.

۳- به علت تشابه بسیار زیاد خصوصیات و پارامترهای ژئومکانیکی توده سنگ‌های اسلیت و فیلیت، مجموعه آنها به صورت یک واحد سنگی در نظر گرفته شده است. در بعضی از آزمایش‌ها نظیر تعیین مقاومت بار نقطه‌ای، اگرچه نتایج آزمایش بر روی ماده سنگ ناهمسانگردی را نشان می‌دهد اما رفتار توده سنگ به دلیل وجود سطوح ضعف پرشمار بر خلاف این نتایج می‌باشد و توده سنگ دارای رفتاری همسانگرد و همگن است.

۴- در این تحقیق از نرم‌افزار $FLAC^{3D}$ برای تحلیل پایداری و برآورد سیستم نگهداری استفاده شده است؛ از آنجایی که این نرم‌افزار سه‌بعدی می‌باشد، می‌توان همه جزئیات فضاهای حفر شده همراه با اندازه آنها را به صورت واقعی مدل کرد و تغییرات در همه ابعاد را مشاهده کرد. بنابراین محدودیت‌هایی که در مورد نرم‌افزارهای دوبعدی وجود دارند را می‌توان رفع کرد. از طرفی سنگ‌های منطقه به علت شیب‌توزیته ضعیف و تعداد دسته ناپیوستگی‌های نسبتاً زیاد حالت همسانگرد و هموزن دارند که محیط اطراف سازه‌ها را می‌توان محیط پیوسته یا شبه پیوسته در نظر گرفت و توسط این نرم‌افزار مدل کرد.

۵- رده‌بندی سنگ‌های ساختمانی توسط سیستم‌های طبقه‌بندی سنگ انجام شده است که مقدار RMR و Q برای توده سنگ‌های این ساختمانی به ترتیب برابر ۳۹ و ۰/۶۵ می‌باشد که جزء سنگ‌های ضعیف تا خیلی ضعیف در نظر گرفته می‌شوند.

۶- نوع، مقدار و چگونگی سیستم نگهداری طراحی شده در مدل‌سازی برای نیروگاه زیرزمینی بر مبنای شرایط و خصوصیات توده سنگ دربرگیرنده و نگاه کلی به تعداد زیادی از مغارهای نیروگاهی احداث شده در ایران و سایر کشورهای دیگر بوده است که نتایج طراحی تا حد زیادی با نمونه‌های واقعی مطابقت داشته است.

۷- سیستم نگهداری پیشنهادی طبقه‌بندی مهندسی سنگ برای مغار اصلی نیروگاه به صورت زیر می‌باشد:

RMR: پیچ‌سنگ‌های به طول ۵ تا ۶ متر و با فاصله‌داری ۱ تا ۱/۵ متر، شاتکریت مسلح به شبکه فولادی و به ضخامت ۱۰ تا ۱۵ سانتیمتر.

Q: پیچ‌سنگ‌های به طول ۷ متر و با فاصله‌داری ۱/۷ تا ۲/۱ متر، شاتکریت مسلح به شبکه فولادی و به ضخامت ۱۲ تا ۱۵ سانتیمتر.

و سیستم نگهداری طراحی شده از روش عددی شامل پیچ‌سنگ‌های به طول ۶ تا ۸ متر و با فاصله‌داری ۲/۲ متر و شاتکریت مسلح به شبکه فولادی به ضخامت ۲۱ سانتیمتر می‌باشد.

۸- مقدار جابجایی در سقف مغار در حالت بدون نصب سیستم نگهداری برابر ۱۱/۸ سانتیمتر است که با نصب سیستم نگهداری بهینه این جابجایی به مقدار مجاز (محاسبه شده از رابطه ساکورایی) یعنی ۳/۴۸ سانتیمتر رسانده شده است.

۹- مقدار پارامترهای طول، فاصله‌داری و قطر پیچ‌سنگ‌ها که به صورت تجربی و از روابط مربوطه محاسبه شده است به ترتیب برابر ۷/۴ متر، ۴/۵ متر و ۳۲ میلیمتر می‌باشد.

۱۰- با افزایش مدول تغییر شکل پذیری، چسبندگی و زاویه اصطکاک توده سنگ، جابجایی در سقف و دیواره مغار کاهش می‌یابد. اما شیب کلی نمودارهای مدول تغییر شکل پذیری و چسبندگی نسبت به زاویه اصطکاک بیشتر است، این امر نشان‌دهنده آن است که جابجایی در سقف و دیواره مغار نسبت به تغییرات مدول تغییر شکل پذیری و چسبندگی حساس‌تر است.

۷-۲ ارائه پیشنهادات

- ۱- با توجه موارد ذکر شده در قسمت جمع‌بندی فصل ۶، چنانچه از هزینه بالای احداث نیروگاه به روش زیرزمینی صرف نظر شود می‌توان در مورد ابعاد سازه‌های نیروگاه، بهینه‌سازی انجام داد، که کمتر گرفتن ابعاد سازه‌ها (به فرض آنکه از لحاظ کاربرد فنی محدودیت نداشته باشد) می‌تواند باعث شرایط پایداری بهتر و پایین آوردن حجم تحکیمات لازم و همچنین کاهش هزینه‌های کلی باشد.
- ۲- در صورت انتخاب گزینه زیرزمینی، باید اکتشاف تفصیلی، آزمایش‌های مکانیک‌سنگی برجا و آزمایش‌های آزمایشگاهی گسترده‌تری جهت دستیابی بهتر به شرایط تنش‌ها و اندازه‌گیری پارامترهای ژئومکانیکی توده سنگ‌های ساختگاه انجام گیرد.
- ۳- لازم به ذکر است که در این گونه مسائل، انتخاب را می‌توان با استفاده از روش‌های مدیریتی نظیر Fuzzy AHP, Fuzzy ELECTERE, Fuzzy TOPSIS و غیره انجام داد. در این روش‌ها، برای انتخاب گزینه مناسب، کلیه معیارهای موجود از قبیل محیط زیست، زمان‌بندی و غیره (که شامل مباحث این تحقیق نیستند) در نظر گرفته می‌شود و به معیارهای کیفی، مقدار داده می‌شود و پس از وزن‌دهی به معیارهای کمی و کیفی، مقایسه انجام می‌گیرد.

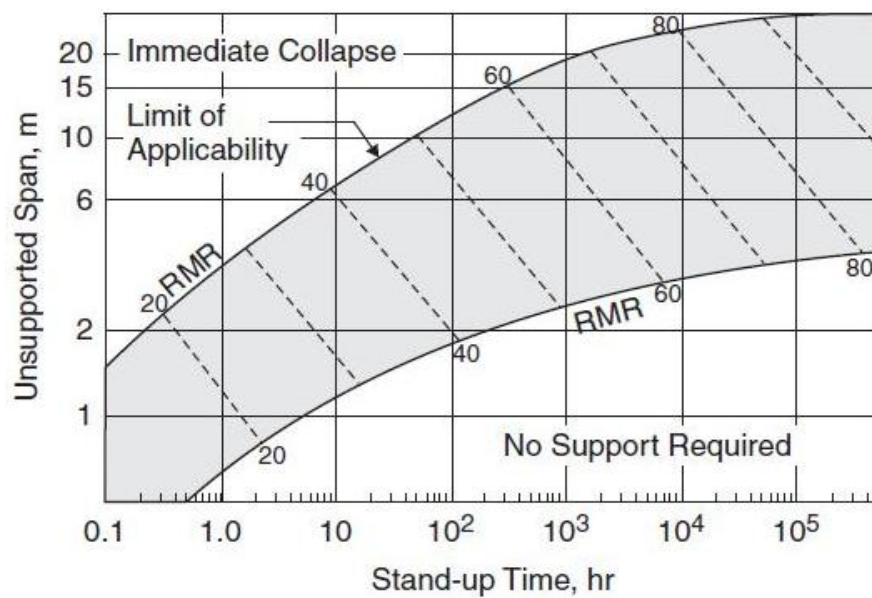
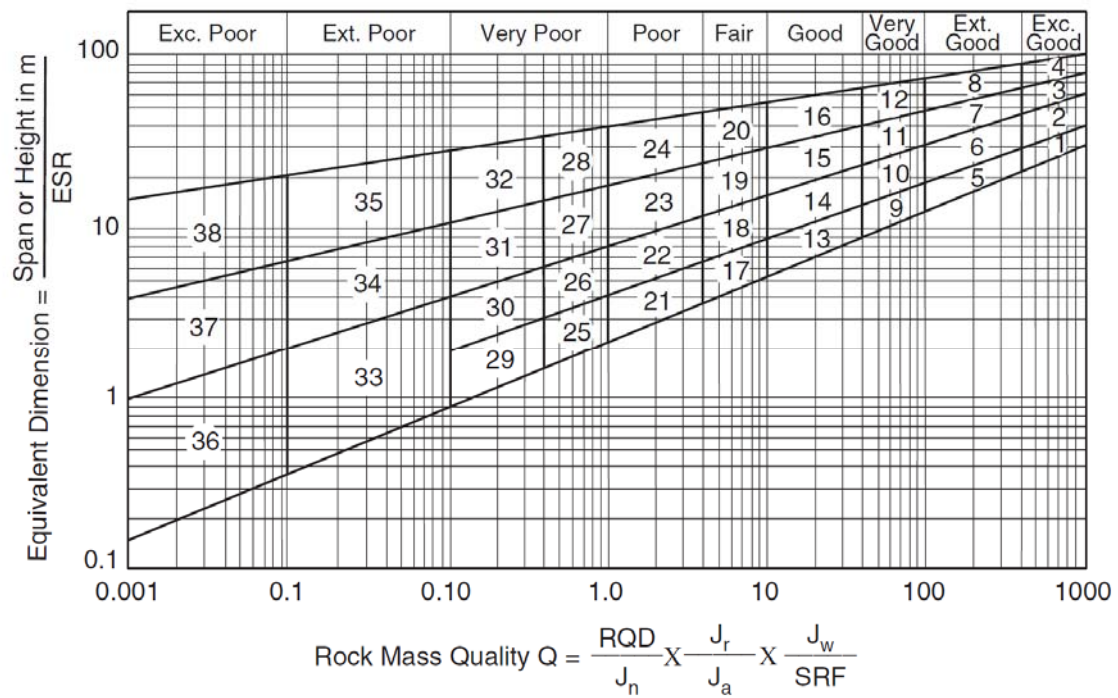
پیوست و ضمائم

طبقه‌بندی ژئومکانیکی توده سنگ‌های درزه‌دار

A: پارامترهای طبقه‌بندی و امتیاز آنها								
پارامتر			تغییرات مقادیر					
۱	مقاومت سنگ بکر	مقاومت نقطه‌ای	$> 10 \text{ Mpa}$	$4-10 \text{ Mpa}$	$2-4 \text{ Mpa}$	$1-2 \text{ Mpa}$		
		مقاومت تکمحوری	$> 250 \text{ Mpa}$	$100-250 \text{ Mpa}$	$50-100 \text{ Mpa}$	$25-50 \text{ Mpa}$	$5-10 \text{ Mpa}$	$1-5 \text{ Mpa}$
	امتیاز		۱۵	۱۲	۷	۴	۲	۱
۲	مغزه RQD		$\%90-\%100$	$\%75-\%90$	$\%50-\%75$	$\%25-\%50$	$< \%25$	
	امتیاز		۲۰	۱۷	۱۳	۸	۳	
۳	فاصله درزه		$> 2 \text{ m}$	$0.6-2 \text{ m}$	$200-600 \text{ mm}$	$60-200 \text{ mm}$	$< 60 \text{ mm}$	
	امتیاز		۲۰	۱۵	۱۰	۸	۵	
۴	شرایط گسستگی‌ها و درزه‌ها		سطوح خیلی زیر غیرممتد درزه با جدار بدون هوازدهی	سطوح کمی زیر گشودگی تر که ۱ میلی‌متر کمی هوازده در جدار درزه	سطوح کمی زیر گشودگی درزه کمتر از ۱ میلی‌متر، جدار خیلی هوازده	سطوح صاف با گشودگی کمتر از ۵ میلی‌متر یا گشودگی ممتد ۱ تا ۵ میلی‌متر	گشودگی بیش از ۵ میلی‌متر و نرم با درزه ممتد پهنای بیش از ۵ میلی‌متر	
			امتیاز		۳۰	۲۵	۲۰	۱۰
۵	آب زیرزمینی	دبی هر ۱۰ متر طول تونل	--	لیتر در دقیقه < 10	لیتر در دقیقه $10-25$	لیتر در دقیقه $25-125$	لیتر در دقیقه > 125	
		نسبت	یا	یا	یا	یا	یا	
		فشار آب در درزه	۰	$0-0.1$	$0.1-0.2$	$0.2-0.5$	> 0.5	
		شرایط کلی	کاملاً خشک	مرطوب	خیس	آب‌چکان	آب جاری	
	امتیاز		۱۵	۱۰	۷	۴	۰	
B: اصلاح امتیازات ناشی از راستای درزه‌ها								
جهات درزه و شیب			خیلی مناسب	مناسب	متوسط	نامناسب	خیلی نامناسب	
تونل و معادن			۰	-۲	-۵	-۱۰	-۱۲	
پی‌ها			۰	-۲	-۷	-۱۵	-۲۵	
شیب شیروانی‌ها			۰	-۵	-۲۵	-۵۰	-۶۰	
C: گروه توده سنگ، محاسبه شده از امتیاز کل								
RMR			$100-81$	$80-61$	$60-41$	$40-21$	< 21	
شماره گروه			I	II	III	IV	V	
شرح			سنگ خیلی خوب	سنگ خوب	سنگ متوسط	سنگ ضعیف	سنگ خیلی ضعیف	
D: مفهوم گروه سنگ								
شماره گروه			I	II	III	IV	V	
زمان متوسط ایستائی			دهنه ۱۵ متر ۲۰۰ سال	دهنه ۱۰ متر یک سال	دهنه ۵ متر ۱ هفته	دهنه ۳/۵ متر ۱۰ ساعت	نیم ساعت دهنه ۱ متر	
چسبندگی سنگ توده (Kpa)			> 40	$30-40$	$20-30$	$10-20$	< 10	
زاویه اصطکاک توده سنگ (درجه)			> 45	$35-45$	$25-35$	$15-25$	< 15	
E: خطوط عمده برای طبقه‌بندی ناپیوستگی‌ها								
اثر درزه‌ها و صفحات لایه‌بندی در تونل								
درزه‌های عمود بر محور تونل و سطح لایه‌بندی								
لایه‌بندی ۹۰-۴۵				۲۰-۴۵		۴۵-۹۰		
درزه‌های موازی محور تونل و سطح لایه‌بندی ۴۵-۲۰				۴۵-۹۰		صرف‌نظر از درزه‌ها لایه‌بندی ۲۰-۰		
متوسط				خیلی نامناسب		متوسط		

طبقه‌بندی پارامترهای کاربردی در شاخص حفاری تونل Q
روش بارتون و همکاران

شرح	مقدار	توضیحات
۱- عدد کیفی سنگ RQD الف: خیلی ضعیف ب: ضعیف پ: متوسط ت: خوب ث: عالی	RQD ۰-۲۵ ۲۵-۵۰ ۵۰-۷۵ ۷۵-۹۰ ۹۰-۱۰۰	۱- اگر RQD کمتر از ۱۰ (تا صفر) اندازه‌گیری یا گزارش شده کمیت عددی ۱۰ در ارزیابی Q به کار می‌رود. ۲- گام‌های ۵ برای RQD، ۹۰، ۹۵، ۱۰۰ و غیره به قدر کافی دقیق هستند.
۲- عدد گروه درزه‌ها الف: سنگ ماسیو، بدون درزه یا با چند درزه ب: یک گروه درزه پ: یک گروه درزه به اضافه درزه‌های تصادفی ت: دو گروه درزه ث: دو گروه درزه به اضافه درزه‌های تصادفی ج: سه گروه درزه چ: سه روه درزه به اضافه درزه‌های تصادفی ح: چهار گروه یا بیشتر درزه، درزه‌های تصادفی، به شدت درزه‌دار، خرد شده، غیره خ: سنگ‌های خرد شده، خاک مانند	Jn ۰/۵-۱/ ۲ ۳ ۴ ۶ ۹ ۱۲ ۱۵ ۲۰	۱- برای تلاقی‌ها ($3 \times Jn$) ۲- برای دروازه‌ها ($2 \times Jn$)
3- عدد زبری درزه‌ها - سطح تماس جدار سنگ - سطح تماس سنگ قبل از ۱۰ سانتی‌متر برش الف: درزه‌های غیرممتد ب: درزه‌های زبر غیرمنظم، موجدار پ: صاف و به ندرت موجدار ت: سطح صاف برش موجدار ث: زبر یا نامنظم، مستوی ج: صاف، مستوی چ: سطح صاف، مستوی ح: منطقه حاوی کانی رس به میزانی که جدار درزه‌ها در تماس با سنگ نیست خ: منطقه حاوی ماسه، شن یا سنگ شکسته به میزانی که جدار درزه در تماس با سنگ نیست	Jr ۴ ۳ ۲ ۱/۵ ۱/۵ ۱/۰ ۰/۵ ۱/۰ ۱/۰	توضیح: این تشریح بر اساس شکل ظاهری در مقیاس‌های کوچک و متوسط به کار می‌رود. ۱- اگر متوسط فاصله درزه‌ها بیش از ۳ متر باشد ۱/۰ اضافه شود. ۲- عدد $Jr = 0/5$ را می‌توان برای سطح مستوی درزه‌های ممند به کار برد



رابطه زمان پابرجایی با عرض دهانه و RMR (Singh et al, 2006)

ادامه جدول طبقه‌بندی پارامترهای کاربردی در شاخص حفاری تونل Q

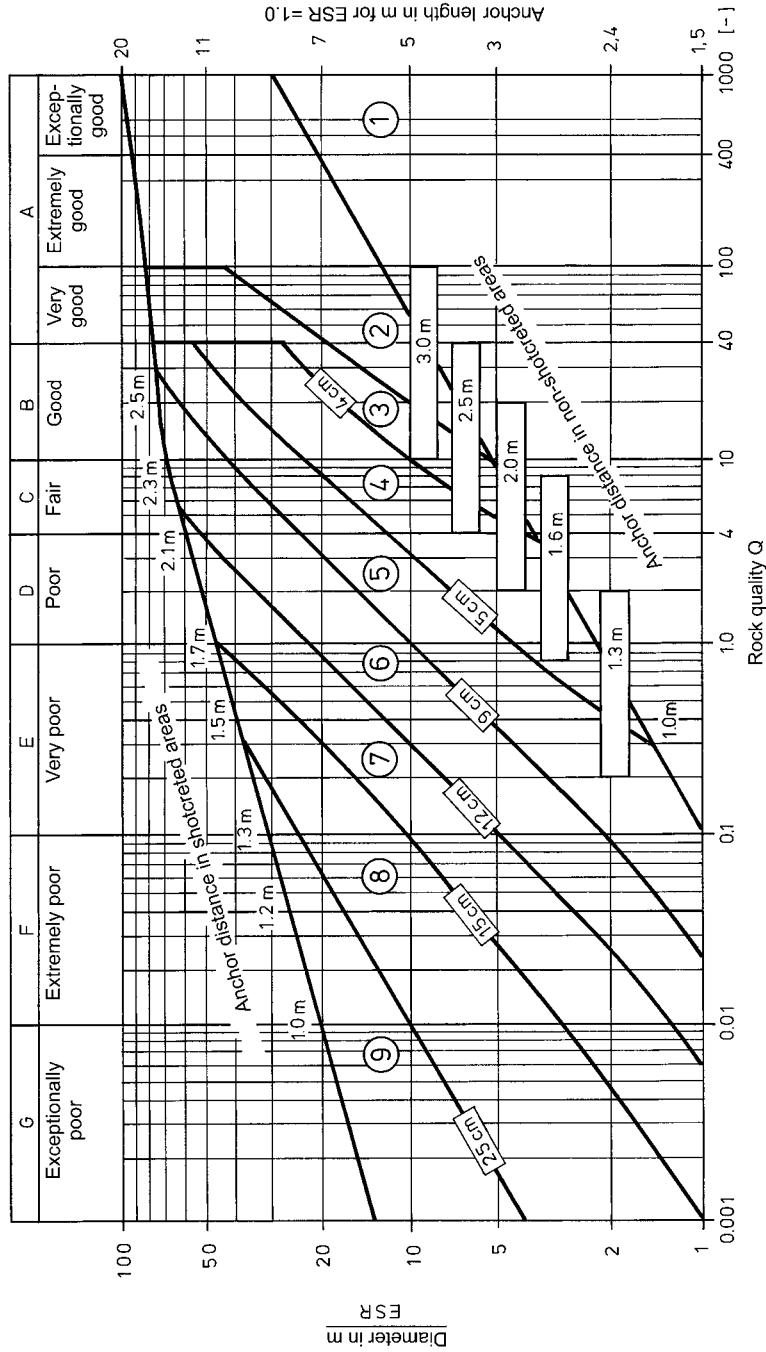
شرح	مقدار	توضیحات
4- عدد مربوط به آلتراسیون درزه الف: درزه‌های به خوبی بسته شده سخت، نرم نشده، با پر شدگی نفوذناپذیر از قبیل کوارتز، اپیدوت ب: دیواره‌های درزه دگرسان نشده‌اند، سطوح درزه فقط لک دارند. پ: دیواره‌های درزه کمی دگرسان، دارای پوشش کافی نشدنی، قطعات ماسه، خورده‌های سنگ‌های بدون رس ت: درزه‌ها با رویه رس اسه یا لای‌دار، ترک‌های ریز رس (غیرنرم) ث: درزه‌ها با رویه کافی رسی نرم شونده، کم اصطکاک از جمله کائولونیت یا میکا. همچنین کلریت، تالک، گچ، گرانیت و غیره پوشیده شده و کمی رس‌های قابل تورم دارند. - ویردرزه قبل از ۱۰۰ میلی‌متر برش چ: ماسه، پودر سنگ عاری از رس ح: پرشدگی با کانی‌های رس‌های به شدت تحکیم یافته غیر نرم شونده (ممتد ولی با ضخامت کمتر از ۵ میلی‌متر) خ: پرشدگی با کانی‌های رسی تحکیم یافته (متوسط تا کم) ممتد با مت‌کچوا از ۵ میلی‌متر د: پرشدگی با رس قابل تورم، مونت موریلونیت، ممتد ولی با ضخامت کمتر از ۵ میلی‌متر - مقادیر Ja بستگی به مقدار رس‌های تورم‌پذیر و تماس با آب دارد. - رویه درزه هنگام برش تماس ندارد. ذ: نواحی یا گروه‌های ناپیوسته یا شکسته ر: سنگ یا رس (به چ، ح، خ مراجعه شود برای نوع رس) ز: نواحی یا گروه‌های رس ماسه یا لای‌دار، قطعات کوچک رس (نرم نشونده) ژ: لایه‌های ممتد ضخیم رسی س: (بندهای چ، ح، خ را ملاحظه نمایند)	Ja ۰/۷۵ ۱/۰ ۲/۰ ۳/۰ ۴/۰ ۴/۰ ۶/۰ ۸/۰ ۸-۱۲/۱ ۸/۶ ۸-۱۲ یا ۵ ۱۰-۱۳ ۱۳-۲۰	Φr (-) ۲۵-۳۲ ۲۵-۳۰ ۲۰-۲۵ ۸-۱۶ ۲۵-۳۰ ۱۶-۲۴ ۱۲-۱۶ ۶-۱۲ ۶-۲۴ (-) ۶-۲۴
	Jw	فشار متوسط آب ^(۲) Kpa
	۱/۰۰	<۱۰۰
	۰/۶۶	۱۰۰-۲۵۰
	۰/۵	۲۵۰-۱۰۰۰
	۰/۳۳	۲۵۰-۱۰۰۰
	۰/۲-۰/۱	>۱۰۰۰
	۰/۱-۰/۰۵	>۱۰۰۰
5- ضریب کاهش آب درزه ^۱ (Jw) الف: حفاری در منطقه خشک یا جریان ورودی خیلی کم (کمتر از ۵ لیتر در دقیقه) به صورت موضعی ب: جریان ورودی متوسط تا همراه با شستن مواد پر کننده درزه‌ها پ: جریان ورودی زیاد یا با فشار بالا در سنگ مستعد با درزه‌های خالی ت: جریان ورودی یاد یا فشار بالا، شستگی زیاد در پر کننده درزه‌ها ث: جریان‌های تا حد غیرمنتظره زیاد و فشار بالا هنگام ترکیدن که با گذشت زمان کاهش پیدا می‌کند. ج: مانند بالا یا بدون کاهش قابل ملاحظه در زمان	SRF	
	۱۰	۶-۱ مناطق ضعیف که حفاری را قطع می‌کنند و ممکن است سبب ضعیف شدن توده سنگ در حفر تونل شود.
	۵	الف: وجود مکرر نقاط ضعیف شامل رس یا سنگ‌های با تخریب شیمیایی یا در برگرفته شده با سنگ‌های خیلی لق (با هر عمق)
	۲/۵	ب: یک منطقه ضعیف حاوی رس یا سنگ تخریب شده شیمیایی (عمق حفاری کمتر یا برابر ۵۰ متر)
	۷/۵	پ: یک منطقه ضعیف حاوی رس یا سنگ تخریب شده شیمیایی (عمق حفاری بیشتر از ۵۰ متر)
	۵	ت: مناطق برشی در سنگ مناسب (بدون رس) (عمق حفاری کمتر یا برابر ۵۰ متر)
	۲/۵	ث: مناطق برشی در سنگ مناسب (بدون رس) (عمق حفاری بیشتر از ۵۰ متر)
	۵/۰	ج: درزه‌های باز مثل سنگ با درز زیاد یا مانند قطعات حبه قند
		یادداشت: اگر مناطق برشی تنها حفاری را تحت تأثیر قرار داده و آنرا قطع نکند، این مقادیر را ۲۵ تا ۵۰ درصد کاهش دهید.

۱- ضرایب پ تا ج تخمین تقریبی اولیه هستند. در صورت پیش‌بینی زهکشی Jw افزایش پیدا می‌کند.

۲- مسائل خاص ناشی از تشکیل یخ در نظر گرفته نشده است.

ادامه جدول طبقه‌بندی پارامترهای کاربردی در شاخص حفاری تونل Q

شرح		
۲-۶ سنگ مناسب، مسائل مربوط به تنش سنگ: الف: کم تنش، در نزدیکی سطح ب: تنش متوسط پ: تنش زیاد، ساختمان خیلی فشرده‌ها ت: سنگ با شکستگی ملایم (توده سنگ) ث: سنگ با شکستگی از انفجار سنگین (توده سنگ)		
SRF	σ_c/σ_1	σ_c/σ_3
۲/۵	>13	>200
۱/۰	$13-0/66$	$200-10$
۰/۵-۲	$0/66-0/33$	۱۰-۵
-۰/۱۶	۵-۲/۵	
		۵-۱۰
۱۰-۲۰	$<0/16$	$<2/5$
یادداشت: در سنگ بکر^۱ که به شدت غیرهمگن باشد، اگر تنش‌های اندازه‌گیری شده در شرایط بکر $\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \leq 10$ باشد σ_c و σ_t را به σ_c ۰/۸ کاهش دهید، اگر $\frac{\sigma_1}{\sigma_2} > 10$ باشد σ_c و σ_t را به σ_c ۰/۶ و σ_t ۰/۶ کاهش دهید. توضیح اینکه σ_c مقاومت تک‌محوری و σ_t مقاومت کششی (بار نقطه‌ای) و σ_3 و σ_2 تنش‌های اصلی حداکثر و حداقل هستند. در چند مورد از ملاحظات عمق راس تونل از رویه کمتر از عرض (چشمه) بوده است. برای چنین مواردی SRF را از ۲/۵ به ۵ افزایش دهید (به بند چ فوق توجه گردد).		
۳-۶ سنگ‌های فشرده: جریان خمیری سنگ مناسب تحت اثر فشار زیاد از ناحیه سنگ	SRF	
الف: فشار ملایم درهم فشردگی سنگ	۵-۱۰	
ب: فشار سنگین درهم فشردگی سنگ	۱۰-۲۰	
۴-۶ سنگ‌های متورم: تورم شیمیایی در حضور آب صورت می‌گیرد.		
الف: فشار ملایم درهم فشردگی سنگ	۵-۱۰	
ب: فشار سنگین درهم فشردگی سنگ	۱۰-۱۵	



Reference value for the support in comparison to rock quality Q [7]

Support classes:

- ① Unsupported
- ② Single anchors
- ③ Systematic anchors
- ④ Systematic anchors (and unreinforced shotcrete, 4–10 cm)
- ⑤ Steel fibre shotcrete and anchoring, 5–9 cm
- ⑥ Steel fibre shotcrete and anchoring, 9–12 cm
- ⑦ Steel fibre shotcrete and anchoring, 12–15 cm
- ⑧ Steel fibre shotcrete and anchoring, > 15 cm
- ⑨ (steel reinforcement with shotcrete and anchoring)
In situ concrete internal shell

منابع فارسی

تقواییان، عباس، "بررسی قابلیت سیستم‌های نگهداری مغار نیروگاه سدهای مسجد سلیمان و کارون ۳ با استفاده از نتایج ابزار دقیق"، پایان‌نامه دوره کارشناسی ارشد مهندسی استخراج معدن، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس، تابستان ۱۳۷۹.

جلالی‌فر، حسین، "تأثیر پروفیل پیچ‌سنگ‌ها در ظرفیت انتقال بار"، مجموعه مقالات هشتمین کنفرانس تونل، دانشگاه تربیت مدرس، اردیبهشت ۱۳۸۸.

خزایی، جهانگیر، "کاربرد میل‌مهار در پایداری توده‌های خاک و سنگ"، پنجمین کنفرانس تونل، ۱۳۸۵.

دهقانی مقدم، مسعود، "طراحی و تحلیل پایداری تونل راه‌آهن شبیلی"، پایان‌نامه دوره کارشناسی ارشد مهندسی مکانیک سنگ، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس، اسفند ۱۳۸۳.

رمضان‌زاده، احمد، "طراحی و تحلیل پایداری مغار نیروگاه هیدروالکتریک کارون ۳"، پایان‌نامه دوره کارشناسی ارشد مهندسی مکانیک سنگ، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس، شهریور ۱۳۷۶.

سازمان پدافند غیرعامل، کمیته پدافند غیرعامل، نشریه شماره ۱، ۱۳۸۴.

شاهوردیلو، محمدرضا، "مروری بر روش اجرای میل‌مهارهای بلند در مغارهای پروژه طرح توسعه نیروگاه مسجدسلیمان"، ششمین کنفرانس تونل، دانشکده عمران دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، بهمن ۱۳۸۲.

شفیع‌زاده، نادیا، "طراحی، تحلیل پایداری و طراحی سیستم نگهداری مغار نیروگاه طرح سیاه-بیشه"، پایان‌نامه دوره کارشناسی ارشد مهندسی مکانیک سنگ، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس، زمستان ۱۳۸۲.

شرکت آزمون فولاد، "گزارش نتایج آزمایش‌های آزمایشگاهی مکانیک سنگ"، طرح سد و نیروگاه سردشت، ۱۳۸۹.

شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران، گزارش تصویری طرح سد و نیروگاه برق‌آبی کارون ۳، ۱۳۸۴.

شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران، گزارش تصویری طرح سد و نیروگاه برق‌آبی مسجد سلیمان، ۱۳۸۴.

شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران، قرارداد انجام خدمات فنی و مهندسی، احداث تونل‌های انحراف و احداث راه‌های دسترسی سد و نیروگاه سردشت به روش طرح و ساخت، جلد چهارم، مشخصات فنی عمومی و خصوصی سد و نیروگاه سردشت، ۱۳۸۶.

شرکت سهامی خدمات مهندسی برق (مشانیر)، "گزارش جلد ۱۰، زمین‌شناسی مهندسی، بازنگری و تدقیق مطالعات مرحله توجیهی طرح سد و نیروگاه سردشت"، اردیبهشت ۱۳۸۷.

شرکت سهامی خدمات مهندسی برق (مشانیر)، "گزارش جلد ۱۱، مکانیک سنگ، بازنگری و تدقیق مطالعات مرحله توجیهی طرح سد و نیروگاه سردشت"، اردیبهشت ۱۳۸۷.

شرکت مهندسی سپاسد، "مطالعات مرحله اول تونل بلند، گزارش زمین‌شناسی مهندسی سد و نیروگاه سردشت"، آذرماه ۱۳۸۸.

شرکت مهندسی سپاسد، "مطالعات مرحله دوم، گزارش زمین‌شناسی مهندسی تونل آب‌بر نیروگاه"، طرح سد و نیروگاه سردشت، آبان ۱۳۸۹.

شرکت مهندسی مشاور مه‌اب قدس، "فصل دهم، زمین‌شناسی، ژئوتکنیک"، گزارش بررسی، بازنگری و صحت‌گذاری مطالعات مرحله اول طرح سد و نیروگاه سردشت، ۱۳۸۹.

شرکت مهندسی مشاور مه‌اب قدس، "فصل یازدهم، مکانیک سنگ"، گزارش بررسی، بازنگری و صحت‌گذاری مطالعات مرحله اول طرح سد و نیروگاه سردشت، ۱۳۸۹.

شرکت مهندسی مشاور مه‌اب قدس، "گزارش بهگزینی اقتصادی"، مطالعات طراحی و عملیات اجرایی، طرح سد و نیروگاه سردشت، ۱۳۸۹.

شرکت مهندسی مشاور مه‌اب قدس، نقشه‌های سیستم آب‌بر نیروگاه، طرح سد و نیروگاه سردشت، ۱۳۸۸.

فهرست بهای رشته سدسازی سال ۱۳۸۷.

فهیمی‌فر، احمد، "سازه‌های زیرزمینی در سنگ"، تألیف: پروفیسور هوک و پروفیسور براون، ناشر: شرکت سهامی آزمایشگاه فنی و مکانیک خاک، چاپ اول، ۱۳۷۶.

قاسم‌پور، نادر و پناه‌بر، بهنام، "تحلیل پایداری زیرزمینی با استفاده از نرم‌افزار FLAC 3D"، انتشارات جهاد دانشگاهی، چاپ اول، ۱۳۸۸.

مدنی، حسن. "تونلسازی (جلد چهارم) طراحی و اجرای سیستم نگهداری" انتشارات دانشگاه صنعتی امیرکبیر، ۱۳۸۴.

نشریه شماره ۳۰۹، "راهنمای طراحی سازه‌های تونل‌های آبربر"، انتشارات سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، ۱۳۸۴.

همتیان، ج (۱۳۸۳)، "طراحی سیستم‌های نگهداری در معادن (تونل‌ها، چاه‌ها و کارگاه‌های استخراج)" چاپ دوم، انتشارات جهاد دانشگاهی.

منابع انگلیسی

Anandarajah. A, Lu.N, "Structural Analysis by Distinct Element Method", Journal of Engineering Mechanics, Vol. 117, No.9, September 1991.

Bobet.A, " Numerical Methods in Geomechanics", School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, USA, April 2010.

Buyang. L, "Boundary Element Method, A case study: the Helmholtz equation", 2005

Choi.S, "Computations in Tunneling: A Revisit to Numerical Modeling Programs", February 2006.

Coulthard. M.A "Applications of numerical modelling in underground mining and construction", Geotechnical and Geological Engineering 17: 373–385, 1999.

Forzano.G, Frassoni. A, Moro. T, Rossi. P.P, Vallino.G, "The Edolo Underground Power Station", International Symposium on Large Rock Cavern, Helsinki, august 1986.

Brown. W, "Engineering and Design Standard Practice for Shotcrete", US Army Corps of Engineers Washington, 2005.

Hoek. E, Wood. D. F, "Support in Underground Hard Rock Mines", Published in Underground Support Systems, Montreal; Canadian Institute of Mining and Metallurgy, Volume 35, 1987, pp. 1-6.

Hoek. E, Kaiser. P. K, Bawden. W. F, "Support of Underground Excavation in Hard Rock". May 1993.

Hoek, E, "Design of large underground caverns – a case history based on the Mingtan Pumped Storage Project in Taiwan", 2001.

Hoek. E, Carlos C.T, Diederichs. M, " Integration of geotechnical and structural design in tunneling", 56th Annual Geotechnical Engineering Conference, February 2008.

Hudson. J. A, Feng, X.T, "Updated flowcharts for rock mechanics modelling and rock engineering design", International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences. Vol. 44, 2007, pp. 174–195.

Hutchinson. D. J, Mark S. D, "Cablebolting in Underground Mines", Published by BiTech Publishers Ltd, 1996.

Itasca Consulting Group, Inc. 1993-2002

Jiang. Y, Tanabashi. Y, Xiao. J, Song. Z, "Excavation simulation for information-oriented construction of large powerhouse caverns at depth", Technology Roadmap for Rock Mechanics, ISRM 2003.

Jing. L, Hudson. J.A, "Numerical methods in rock mechanics", International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, Vol. 39, 2002, pp. 409–427.

Kozanis.S, Sakellariou.M, "The Finite Element Method", Presentation to the 1st symposium of nonlinear problems, Athens, National Technical University, 1999.

Miranda.T & Correia. A. G, Eclaircy-Caudron. S & Dias. D, Lima. C, "Numerical analysis of the Venda Nova II powerhouse complex", 2005.

Phienweij. N, Anwar. S, "Rock mass characterization for the underground cavern design of Khiritharn pumped storage scheme", Geotechnical and Geological Engineering, 2003, Vol. 23, pp. 175–197.

Sharifzadeh.M , Moradi Ghasr. A, "Numerical Simulation of Gas Storage Caverns in Qom Region",

Singh. B, Goel. R. K, "Tunnelling in Weak Rocks", Elsevier Geo-engineering book series, Volume. 5, 2006.

Singh. B, Goel. R. K, "Rock Mass Classification", Elsevier, 1999.

Stavropoulou1. M, Exadaktylos. G, Saratsis. G, "A Combined Three-Dimensional Geological-Geostatistical-Numerical Model of Underground Excavations in Rock", Rock Mech. Rock Engng, 2007, Vol.40 (3), pp. 213–243.

Trinh.Q, Broch. E, Lu. M, "2D versus 3D modelling for tunnelling at a weakness zone" Rock Engineering in Difficult Ground Conditions – Soft Rocks and Karst – Vrkljan, Taylor & Francis Group, London, 2010.

www.basissoft.com.sg/item/flac3D.htm

www.brighthub.com/environment/renewable/articles/hydroelectric power plant.

www.dsiunderground.com.

www.Rocscience.com.

Zhu. W. S, Sui. B, Li. X. J, Li. S.C, Wang. W. T, "A methodology for studying the high wall displacement of large scale underground cavern complexes and its applications ", Tunnelling and Underground Space Technology Vol. 23, 2008, pp. 651–664.

Abstract

Now large part of electric energy is produced via hydroelectrical power plants that they can be constructed via 2 methods of underground and surface depended on existing conditions. For being underground, it's necessary that to construct of large scale spaces. So because of being large of dimension, special sensitivity and high life, their design and stability analysis is very important.

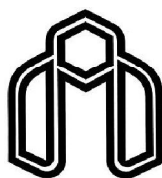
Stability analysis and problems related to stability of underground spaces that are one of parts of this study, it's a current and applied subject in Rock Mechanics and Geotechnic. Whereas development of manifold softwares and advanced computers for repetitive calculations, numerical methods for stability analysis of underground spaces in design phase and excavation phase are used extensively. Hence, using of three dimensional softwares can be useful in design, stability analysis and evaluation of underground spaces support.

Dam and Hydro Power Plant (HPP) of Sardasht is one of important civil projects of IRAN that its studies have began several decade ago and its outfit has began at 2008 August. Capacity of designed HPP for this dam is 120MW(3×40MW). Being underground or being surface of power plant is very important in Sardasht project because both factors such as construction of extensive network of underground excavations (main and transformer caverns, S-shaped shafts, surge tank and etc.), high cost of supporting because of weakness of surrounding rock mass and too topics related passive defense through sensitivity and history of this region, selection of method is very important.

In this study, using rock mechanics information and data related to surrounding rock mass, power plant capacity, caverns dimension and geological investigations that are collected via Mahab Ghodss and Moshanir consulting engineers and Sepasad engineering company and statistical analysis is carry out on them, underground spaces (main and transformer caverns, headraces tunnels and draft tubes) are modeled in FLAC^{3D} software, then underground and surface

power plants are compared viewpoints: stability, cost, technical and passive defense.

Keywords: Sardasht Hydro Power Plant, Feasibility Study, Stability Analysis, Finite Difference Method, FLAC^{3D} Software, Cavern, passive defense.



Shahrood University of Technology
Faculty of Mine, Petroleum and Geophysics

A Thesis Presented for Degree of Master of Science

Feasibility Studies to Construct Underground Space of SARDASHT Power Plant

Shaho Rahimi

Supervisor(s):

Dr Seyyed Mohammad Esmaiel Jalali

Dr Ahmad Ramezanzadeh

Advisor(s):

Dr Hasan Moomivand

March 2011