



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک

پایان نامه دوره‌ی کارشناسی ارشد مهندسی معدن - استخراج
تحلیل پایداری سه بعدی مغار نیروگاه طرح تلمبه ذخیره ای رودبار

مریم غلام زاده امیر

استاتید راهنما:

دکتر سیدرحمان ترابی

دکتر فرهنگ سرشکی

اساتید مشاور:

دکتر مرتضی قارونی نیک

مهندس ابوالفضل مهین راد

تابستان ۱۳۹۲

تقدیم به

خـدایی که آفرید

جـهـان را،

انسان را، عقل را،

علم را، معرفت را

و به کسانی که عشقشان را در وجود دمید.

مهربان فرشتگانی که

تمامی تجربه های یکتا و زیبای زندگی ام، مدیون حضور سبزه آنهاست

تشکر و قدردانی

تشکر و سپاس بی پایان مخصوص خدایی است که بشر را آفریده و به او قدرت اندیشیدن داده و توانایی های بالقوه را در وجود او قرار داده و او را امر به تلاش و کوشش نموده و راهنمایی را برای هدایت بشر فرستاده است.

پس از ارادت خاضعانه به درگاه خداوند بی همتا لازم است از آقایان دکتر ترابی و دکتر سرشکی به خاطر سعه صدر و رهنمودهای دلسوزانه که در تهیه این تحقیق مرا مورد لطف خود قرار دادند و راهنمایی های لازم را نمودند کمال تشکر و قدردانی را نمایم، که کمک هایشان مرا در رسیدن به هدف بسیار یاری نمود.

همچنین از استاد مشاور، آقای دکتر قارونی نیک و از همکاری آقای مهندس مهین راد و کلیه کارکنانی که در شرکت های آب و نیرو و مشانیر امکان تهیه اطلاعات این پایان نامه را فراهم نمودند، بسیار سپاسگزارم و آرزوی موفقیت از خداوند متعال برای ایشان خواستارم.

در نهایت باید از خانواده عزیزم تشکر و قدردانی نمایم که با صبر و حوصله و پشتیبانی معنوی خود، موفقیت مرا تضمین نمودند.

چکیده

مغار نیروگاه تلمبه ذخیره ای رودبار در استان لرستان و در مجاورت مخزن سد رودبار لرستان در ۹۲ کیلومتری جنوب شهر الیگودرز واقع شده است. به منظور ارزیابی پتانسیل تولید انرژی برقایی به ظرفیت ۱۵۰۰ مگاوات برای تنظیم برق شبکه سراسری در ساعات اوج مصرف برق (ساعات اولیه شب) طراحی و در حال اجرا می باشد. بدین منظور سازه زیرزمینی یعنی مغار اصلی حفر خواهد شد. طول، عرض و ارتفاع مغار نیروگاه به ترتیب برابر با ۱۲۰، ۲۴/۵ و ۵۰ متر است. مغار نیروگاه در سازند دالان قرار می گیرد که از نظر سنگ شناسی شامل توالی آهک و آهک دولومیتی است. در این تحقیق پایداری این سازه براساس مراحل حفاری به روش های تجربی، ساختاری و روش عددی مورد بررسی قرار گرفته است. همچنین در این تحقیق مغار نیروگاه در شرایط بدون نگهداری و با نگهداری اولیه به روش عددی تحلیل شده است. برای تحلیل عددی از نرم افزار FLAC 3D که بر مبنای روش FDM می باشد، استفاده شده است. در خروجی های نرم افزار به مقدار و میزان تغییر شکل های افقی، قائم و مقدار ضریب اطمینان در اطراف سازه و تحلیل سیستم نگهداری بکار گرفته شده در مغار نیروگاه توجه شده است. برای تحلیل پایداری مغار نیروگاه برای شرایط بدون نگهداری از روش کرنش بحرانی ساکورایی بهره گرفته شده است. از تحلیل پایداری مغار نیروگاه به کمک روش های فوق نتایج زیر بدست آمده است: برای تحکیم و پایداری مغار نیروگاه، نصب شاتکریت مسلح با دو لایه مش فولادی به ابعاد چشمه ۱۰*۱۰ سانتی متر و به ضخامت ۲۰ سانتی متر پیشنهاد شده است.

کلید واژه: مغار نیروگاه، تحلیل پایداری، طراحی سیستم نگهداری، نرم افزار FLAC 3D

فهرست مطالب

فصل اول :	۱
فصل ۱- مطالعات زمین شناسی و مکانیک سنگی طرح	۲
۱-۱- مقدمه	۲
۲-۱- اهمیت طرح مغار تلمبه ذخیره ای رودبار	۲
۳-۱- موقعیت جغرافیایی و راه دسترسی طرح رودبار لرستان	۳
۴-۱- اجزا و سازه های طرح تلمبه ذخیره ای رودبار	۶
۵-۱- زمین شناسی مهندسی ساختگاه	۷
۱-۵-۱- زمین شناسی ناحیه ای	۷
۲-۵-۱- زمین ریخت شناسی	۹
۳-۵-۱- چینه شناسی و سنگ چینه شناسی	۱۰
۶-۱- زمین ساخت عمومی	۱۵
۱-۶-۱- گسل اصلی معکوس زاگرس	۱۶
۲-۶-۱- گسل اسلام آباد	۱۶
۳-۶-۱- گسل چال حاتم	۱۶
۴-۶-۱- گسل اصلی رودبار	۱۷
۷-۱- هیدروژئولوژی	۱۷
منطقه مورد مطالعه در رژیم آب و هوایی کوهستانی و مرطوب با متوسط بارندگی حدود ۱۰۰۰ میلی متر در سال قرار دارد [۴].	۱۷
۸-۱- ویژگی های فیزیکی و مکانیکی سنگ	۱۸
۱-۸-۱- نتایج آزمایش های آزمایشگاهی	۲۰
۲-۸-۱- ارزیابی ژئومکانیکی توده سنگ	۲۳
فصل دوم :	۲۷
فصل ۲- روش های تحلیل پایداری فضاهاى زیرزمینی	۲۸

۲۸	۱- مقدمه
۲۸	۲-۲- روشهای تجربی
۳۱	۳-۲- روشهای مشاهده‌ای
۳۲	۲-۳-۱- روش کنترل مستقیم کرنش
۴۲	۲-۴- روشهای تحلیلی
۴۳	۲-۵- روش های عددی
۴۵	۲-۵-۱- روش اجزاء محدود
۴۶	۲-۵-۲- روش تفاضل محدود
۴۶	۲-۵-۳- روش اجزاء مرزی
۴۷	۲-۵-۴- روش اجزاء مجزا
۴۸	۲-۵-۵- روش تغییر شکل ناپیوسته
۴۹	۲-۶- مطالعات موردی
۶۲	فصل ۳- تحلیل های تجربی و ساختاری طرح
۶۲	۳-۱- طراحی بر اساس طبقه بندی مهندسی سنگ
۶۲	۳-۱-۱- طبقه بندی RMR
۶۳	۳-۱-۲- طبقه بندی Q
۶۷	۳-۲- ناپایداری های ساختاری در فضاهای زیرزمینی حفر شده در سنگ های سخت
۶۹	۳-۲-۱- تشخیص گوه های دارای پتانسیل گسیختگی
۷۲	۳-۲-۲- نگهداری لازم برای کنترل گسیختگی گوه
۷۶	فصل چهارم:
۷۸	فصل ۴- تحلیل های عددی
۷۸	۴-۱- مدل سازی عددی رفتار توده سنگ دربرگیرنده مغار نیروگاه
۷۸	۴-۲- انتخاب مناسب ترین روش عددی
۷۸	۴-۲-۱- انتخاب نرم افزار مناسب
۸۰	۴-۳- مدل سازی مغار نیروگاه رودبار با استفاده از نرم افزار FLAC 3D
۸۰	۴-۳-۱- هندسه مدل

۸۱ اعمال شرایط مرزی	۲-۳-۴
۸۲ انتخاب مدل رفتاری مناسب	۳-۳-۴
۸۵ خصوصیات مصالح	۴-۳-۴
۸۶ مدل سازی سیستم نگهداری مغار نیروگاه لرستان با استفاده از نرم افزار FLAC3D	۵-۳-۴
۸۷ مدل سازی مراحل حفر و نگهداری مغار نیروگاه رودبار با استفاده از نرم افزار	۶-۳-۴
۸۷ نحوه ایجاد تعادل در مدل مغار نیروگاه قبل از شروع عملیات حفر	۷-۳-۴
۸۹ تنش های برجا	۸-۳-۴
۹۰ تحلیل پایداری مغار نیروگاه سد رودبار قبل از نصب نگهداری اولیه ($k=1$)	۴-۴
۹۲ محاسبه کرنش های ایجاد شده در مغار نیروگاه رودبار	۱-۴-۴
۹۹ تحلیل پایداری مغار نیروگاه بعد از نصب نگهداری اولیه ($k=1$)	۵-۴
۱۰۴ تحلیل جابجایی ها برای کل مقطع مغار قبل از نصب نگهداری اولیه ($K=1$)	۶-۴
۱۰۸ تحلیل جابجایی ها برای کل مقطع بعد از نصب نگهداری اولیه ($K=1$)	۷-۴
۱۱۳ فصل ۵- نتیجه گیری	
۱۱۳ ۱-۵- نتیجه گیری	
۱۱۶ ۲-۵- پیشنهادها	
۱۱۷ فهرست مراجع	

فهرست جدول‌ها

- جدول ۱-۱: انواع و تعداد آزمایش‌های انجام گرفته [۲]. ۱۹
- جدول ۲-۱: چگالی و درصد تخلخل، مقدار رطوبت و شاخص دوام نمونه‌های سنگی [۲]. ۲۱
- جدول ۳-۱: محدوده تغییرات و میانگین مقاومت فشاری تک محوره و ضریب پواسون [۲]. ۲۲
- جدول ۴-۱: میانگین تخمین مقاومت فشاری تک محوره به روش PLT در حالت‌های خشک و اشباع [۲]. ۲۳
- جدول ۵-۱: میانگین شاخص کیفی توده سنگ ۲۴
- جدول ۶-۱: پارامترهای ژئومکانیکی توده سنگ‌های مرتبط با نوع سازند [۲]. ۲۵
- جدول ۱-۲: مشخصات فضا در نیروگاه زیرزمینی ادلو [۱۸]. ۵۰
- جدول ۲-۲: خصوصیات مکانیکی سنگ‌های مختلف منطقه [۱۸]. ۵۱
- جدول ۳-۲: پارامترهای مقاومتی توده سنگ [۲۰]. ۵۲
- جدول ۱-۳: پارامترهای ژئومکانیکی توده سنگ‌های مرتبط با سازند نوع دالان ۶۲
- جدول ۲-۳: پیشنهادات برای حفاری و نگهداری توده سنگ تونل‌ها بر اساس رده بندی RMR [۹]. ۶۳
- جدول ۳-۳: مقادیر نسبت نگهداری فضاهای زیرزمینی [۱۳]. ۶۴
- جدول ۴-۳: نگهداری تخمینی مورد نیاز با استفاده از مقدار Q [۱۵]. ۶۵
- جدول ۶-۳: نگهداری تخمینی مورد نیاز با استفاده از مقدار Q [۱۵]. ۶۶
- جدول ۷-۳: تحلیل نتایج طراحی‌های تجربی مغار نیروگاه ۶۷
- جدول ۸-۳: مشخصات دسته ناپیوستگی‌ها [۲]. ۶۹
- جدول ۱-۴: گام‌های مناسب در مدل‌سازی در نرم افزار FLAC 3D ۸۰
- جدول ۲-۴: مدل‌های رفتاری موجود به همراه کاربرد آنها در نرم افزار FLAC3D [۲۶]. ۸۴
- جدول ۳-۴: پارامترهای توده سنگ به کار گرفته شده در مدل [۲]. ۸۶
- جدول ۴-۴: خصوصیات شاتکریت مسلح با دو لایه مش فولادی نصب شده در مدل مغار نیروگاه رودبار ۸۷
- جدول ۵-۴: میزان تغییرات نسبت تنش افقی به قائم در برابر ارتفاع بر اساس روابط تجربی در مغار نیروگاه سد رودبار .. ۹۰

- جدول ۴-۶- محاسبه کرنش بحرانی در مغار نیروگاه بر اساس رابطه ارائه شده [۱۲]..... ۹۱
- جدول ۴-۷- محاسبه کرنش برشی بحرانی در مغار نیروگاه بر اساس رابطه ارائه شده [۱۲]..... ۹۲
- جدول ۴-۹- محاسبه ضریب اطمینان در قسمت های مختلف اطراف مغار بر اساس تراز هشدار خطر I ($k=1$)..... ۹۶
- جدول ۴-۱۰- محاسبه ضریب اطمینان در قسمت های مختلف اطراف مغار بر اساس تراز هشدار خطر II ($k=1$)..... ۹۶
- جدول ۴-۱۱- محاسبه ضریب اطمینان در قسمت های مختلف اطراف مغار بر اساس تراز هشدار خطر III ($k=1$)..... ۹۷
- جدول ۴-۱۲- کرنش های برشی ایجاد شده در قسمت های مختلف مغار $k=1$ ۱۰۰
- جدول ۴-۱۳- محاسبه ضریب اطمینان در قسمت های مختلف اطراف مغار بر اساس تراز هشدار خطر I ($k=1$)..... ۱۰۱
- جدول ۴-۱۴- محاسبه ضریب اطمینان در قسمت های مختلف اطراف مغار بر اساس تراز هشدار خطر II ($k=1$)..... ۱۰۱
- جدول ۴-۱۵- محاسبه ضریب اطمینان در قسمت های مختلف اطراف مغار بر اساس تراز هشدار خطر III ($k=1$)..... ۱۰۲
- جدول ۴-۱۶- جابجایی های بوجود آمده در طول های مختلف قبل از نصب نگهداری اولیه..... ۱۰۷
- جدول ۴-۱۷- جابجایی های بوجود آمده در طول های مختلف بعد از نصب سیستم نگهداری اولیه..... ۱۱۰
- جدول ۴-۱۸- درصد کاهش جابجایی ها بعد از اعمال نگهداری اولیه..... ۱۱۱
- جدول ۵-۱- پارامتر های توده سنگ بکار گرفته شده در مدل [۲]..... ۱۱۴
- فهرست مراجع..... ۱۱۷

فهرست شکل‌ها

- شکل ۱-۱: موقعیت جغرافیایی و راههای دسترسی به محدوده طرح نیروگاه تلمبه ذخیره ای رودبار لرستان [۲]. ۳
- شکل ۲-۱: موقعیت ساختگاه و گمانه های اکتشافی گزینه گله مویه طرح تلمبه ذخیره ای رودبار لرستان [۲]. ۵
- شکل ۳-۱: موقعیت ساختگاه و گمانه های اکتشافی گزینه چال حاتم طرح تلمبه ذخیره ای رودبار لرستان [۲]. ۵
- شکل ۴-۱: موقعیت ساختگاه تلمبه ذخیره ای رودبار لرستان در زمین شناسی ایران در پهنه زاگرس [۲]. ۸
- شکل ۱-۲: ارزیابی اندیس مقاومت زمین شناسی بر اساس توصیف شرایط زمین شناسی حاکم بر توده‌های [۵]. ۳۲
- شکل ۲-۲: نمودار تعیین Rf با استفاده از مقاومت فشاری تک محوره [۸]. ۳۳
- شکل ۳-۲: رابطه بین کرنش بحرانی (ϵ_{CT}) و کرنش شکست ϵ_f - [۹]. ۳۴
- شکل ۴-۲: رابطه بین کرنش های اندازه گیری شده و تراز های هشدار خطر (کرنش های مماسی) [۱۱]. ۳۷
- شکل ۵-۲: رابطه بین کرنش های اندازه گیری شده و تراز های هشدار خطر (کرنش های شعاعی) [۱۱]. ۳۷
- شکل ۶-۲: تراز های هشدار خطر برای ارزیابی پایداری تونل‌ها [۱۱]. ۳۹
- شکل ۷-۲: رابطه پیشنهادی ساکورایی بین کرنش بحرانی و مدول الاستیسیته [۱۲]. ۳۹
- شکل ۸-۲: رابطه بین کرنش بحرانی و مدول تغییر شکل پذیری (ساکورایی و آدائوچی) [۱۳]. ۴۲
- شکل ۱۰-۲: تقسیم زمین به سه مدل: (a) پیوسته، (b) ناپیوسته و (c) شبه پیوسته [۱۶]. ۴۳
- شکل ۱۱-۲: مشخصات هندسی مغار مخزن ذخیره نفت خام و مراحل اجرای آن [۲۱]. ۵۴
- شکل ۱۲-۲: روش حفاری و سیستم نگهداری [۲۱]. ۵۶
- شکل ۱-۳: گسیختگی گوه ها در اثر لغزش در دیواره و سقوط از سقف [۱۵]. ۶۸
- شکل ۲-۳: کنتور دیاگرام و نمایش تصویر استریوگرافیگ ناپیوستگی های موجود در توده سنگ در بر گیرنده مغار ۷۱
- شکل ۳-۳: گوه های تشکیل شده توسط دسته درزه های تعریف شده ۷۲
- شکل ۴-۳: مکانیزم های نگهداری میل مهار برای گوه های تشکیل شده در سقف و دیواره های حفره زیرزمینی [۱۵]. ۷۴
- شکل ۵-۳: الگوی اجرای میل مهار و شاتکریت برای پایدارسازی گوه های شماره ۳، ۴، ۶ و ۸ ۷۵
- شکل ۱-۴: هندسه مدل ساخته شده ۸۰

- شکل ۴-۲- اعمال شرایط مرزی (مرزهای ثابت، مرزهای غلته‌ای و مرز تنش) در مغار نیروگاه رودبار..... ۸۲
- شکل ۴-۳- وضعیت نیروهای نامتعادل کننده قبل از عملیات حفر در مدل..... ۸۸
- شکل ۴-۴- کانتور تنش‌های قائم قبل از شروع عملیات حفر در مدل..... ۸۸
- شکل ۴-۵- وضعیت ایجاد منطقه پلاستیک قبل از شروع عملیات حفر در مدل..... ۸۹
- شکل ۴-۶- مقطعی که عملیات ثبت جابجایی‌ها بر روی آن صورت گرفته است..... ۹۳
- شکل ۴-۷- شماره گذاری آرایش نقاط برای ثبت جابجایی..... ۹۴
- شکل ۴-۸- نمودار ضریب ایمنی - طول بر اساس تراز هشدار خطر I..... ۹۷
- شکل ۴-۹- نمودار ضریب ایمنی - طول بر اساس تراز هشدار خطر II..... ۹۸
- شکل ۴-۱۰- نمودار ضریب ایمنی - طول بر اساس تراز هشدار خطر III..... ۹۸
- شکل ۴-۱۱- نمودار ضریب ایمنی - طول بر اساس تراز هشدار خطر I..... ۱۰۲
- شکل ۴-۱۲- نمودار ضریب ایمنی - طول بر اساس تراز هشدار خطر II..... ۱۰۳
- شکل ۴-۱۳- نمودار ضریب ایمنی - طول بر اساس تراز هشدار خطر III..... ۱۰۳
- شکل ۴-۱۴- منطقه پلاستیک ایجاد شده برای حالت بدون نصب نگهداری اولیه..... ۱۰۴
- شکل ۴-۱۵- جابجایی‌های ایجاد شده در جهت افقی..... ۱۰۵
- شکل ۴-۱۶- جابجایی‌های ایجاد شده در جهت قائم..... ۱۰۶
- شکل ۴-۱۷- توزیع تنش‌های قائم..... ۱۰۶
- شکل ۴-۱۸- توزیع تنش‌های افقی..... ۱۰۷
- شکل ۴-۱۹- منطقه پلاستیک ایجاد شده بعد از نصب نگهداری اولیه..... ۱۰۸
- شکل ۴-۲۰- جابجایی‌های قائم صورت گرفته بعد از اعمال نگهداری اولیه..... ۱۰۸
- شکل ۴-۲۱- جابجایی‌های افقی صورت گرفته بعد از اعمال نگهداری اولیه..... ۱۰۹
- شکل ۴-۲۲- توزیع تنش‌های قائم بعد از نصب نگهداری اولیه..... ۱۰۹
- شکل ۴-۲۳- توزیع تنش‌های افقی بعد از نصب نگهداری اولیه..... ۱۱۰

شکل ۵-۱: الگوی اجرای میل مهار و شاتکریت برای پایدارسازی گوه های شماره ۳،۴،۶ و ۸..... ۱۱۵

فصل اول :

مطالعات زمین شناسی و مکانیک سنگی طرح

فصل ۱ - مطالعات زمین شناسی و مکانیک سنگی طرح

۱-۱- مقدمه

در حالی که بیش از ۱۶۰۰۰ هزار مگاوات پتانسیل برق آبی (هیدروالکتریک^۱) شناخته شده در کشور وجود دارد، آمار منتشر شده در سال ۷۳ قدرت نصب شده نیروگاه های برق آبی کشور را حدود ۱۹۰۰۰ مگاوات نشان می دهد که از این مقدار فقط حدود ۱۰ درصد یعنی ۱۹۵۳ مگاوات سهم نیروگاه های برق آبی موجود است [۱]. این درحالی است که عمر مفید نیروگاه های برق آبی در مقایسه با سایر نیروگاه ها (بخاری و گازی) به مراتب طولانی تر است. همچنین عدم نیاز به سوخت، مسائل محیط زیست و نیز چند منظوره بودن این نیروگاه ها (آبیاری زمین های کشاورزی با تأمین آب شرب، مهار سیلاب ها و تولید برق) از دیگر مزایای طرح های برق آبی محسوب می شود.

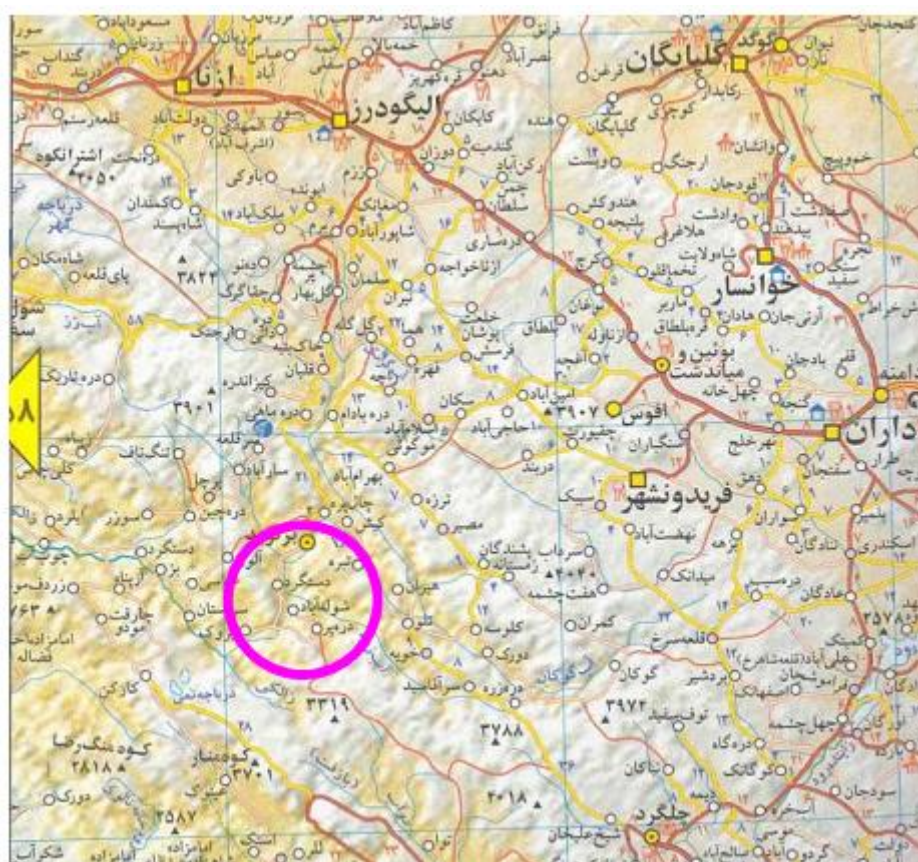
۱-۲- اهمیت طرح مغار تلمبه ذخیره ای رودبار

اعمال بار اضافی ناشی از مصرف انرژی برق بویژه در ساعات آغازین شب همواره مشکلاتی در مصرف و تولید این انرژی برای مصرف کننده و تولید کننده ایجاد نموده است. به منظور مرتفع ساختن مشکلات فوق احداث نیروگاه های تلمبه ذخیره ای یکی از بهترین روشها برای تنظیم بار شبکه سراسری برق محسوب می شود. این نیروگاه ها مشتمل بر دو مخزن می باشند که یکی در تراز پایین و دیگری در راقومی بالاتر قرار گرفته است. در این گونه طرح ها با ذخیره نمودن آب در مخزن بالایی طی ساعات عادی و کم بار شبکه می توان نسبت به آزاد سازی این آب و تولید انرژی در ساعات اوج مصرف اقدام نمود. طرح نیروگاه تلمبه ذخیره ای لرستان، در ارتفاعات مشرف به سد رودبار واقع در استان لرستان با هدف پیشتر اشاره شده در دست مطالعه و طراحی می باشد [۲]. هدف از مطالعات زمین شناسی، شناسایی ویژگی های ژئوتکنیکی و ژئومکانیکی سنگ بستر در بخش های مختلف اجزای طرح می باشد.

^۱ - Hydro Electric

۳-۱- موقعیت جغرافیایی و راه دسترسی طرح رودبار لرستان

منطقه مورد مطالعه نیروگاه تلمبه ذخیره ای رودبار لرستان در ۹۲ کیلومتری جنوب شهر الیگودرز و در محدوده سد رودبار لرستان در دست مطالعه می باشد. برای دستیابی به محل گزینه های مورد نظر طرح، می توان از طریق جاده قم-اراک-الیگودرز و طی جاده آسفالته حدود ۹۲ کیلومتری الیگودرز به سد رودبار لرستان استفاده نمود. موقعیت جغرافیایی و راههای دسترسی به منطقه در شکل (۱-۱) نمایش داده شده است.

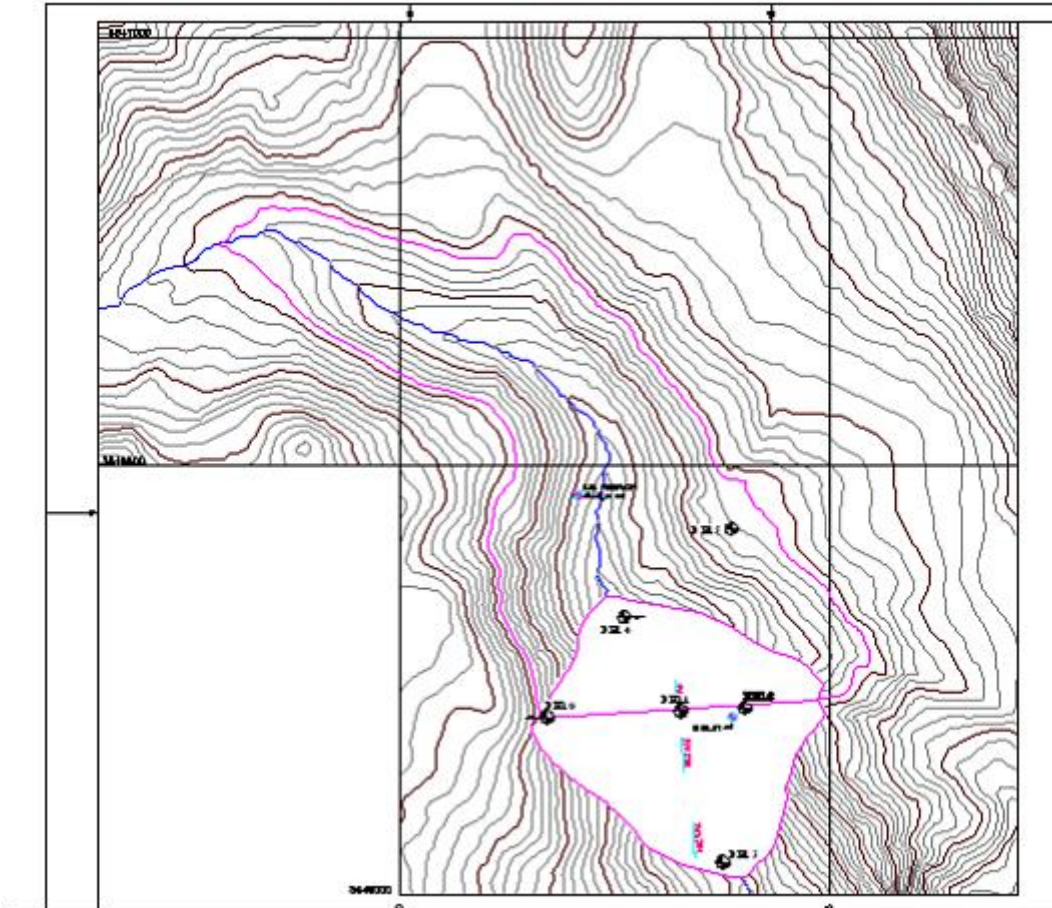


شکل ۱-۱: موقعیت جغرافیایی و راههای دسترسی به محدوده طرح نیروگاه تلمبه ذخیره ای رودبار لرستان [۲].

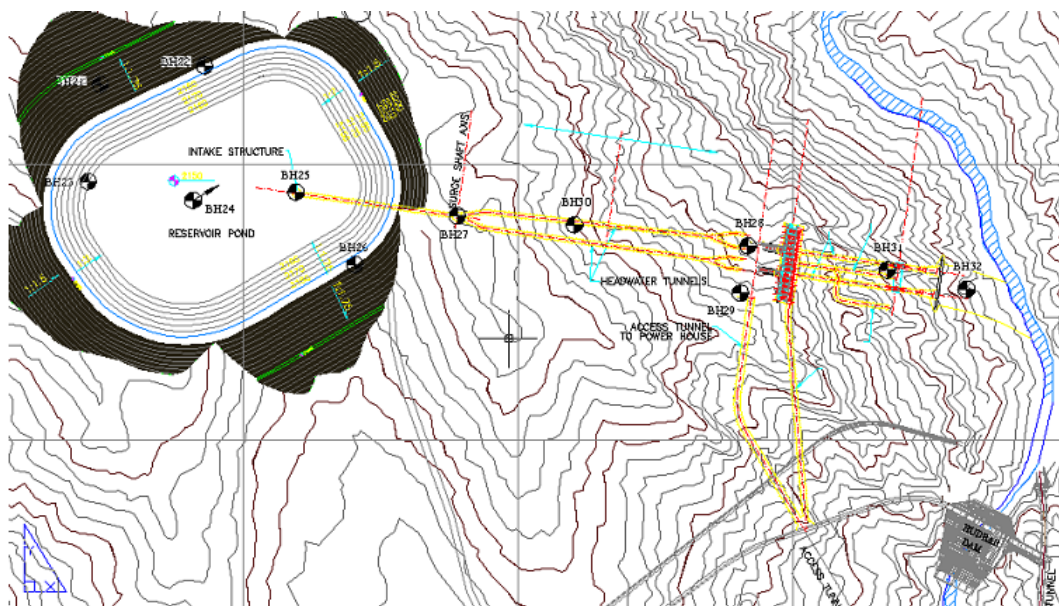
هدف از مطالعه طرح نیروگاه تلمبه-ذخیره ای سد رودبار لرستان، بررسی امکان احداث سیستم نیروگاه تلمبه ذخیره ای در محدوده سد مخزنی رودبار لرستان و ارزیابی پتانسیل تولید انرژی برقابی در این سیستم به ظرفیت ۱۵۰۰ مگاوات و با حجم مخزن ۱۱ میلیون متر مکعب می باشد.

شروع مطالعات مرحله اول در خصوص بررسی پتانسیل و انتخاب گزینه های مختلف احداث نیروگاه تلمبه-ذخیره ای در محدوده سد رودبار لرستان در ارتفاعات مشرف به سد رودبار لرستان واقع در استان لرستان از سوی شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران (آب و نیرو) در مهر ماه ۸۸ به شرکت مهندسی مشاور مهتاب قدس واگذار گردید و برنامه مطالعات اکتشافی در دو گزینه ساختگاه چال حاتم و گله مویه در دستور کار قرار گرفت و بر اساس نقشه های پایه موجود (نقشه های توپوگرافی به مقیاس ۱:۵۰۰) موقعیت گمانه ها تعیین و حفاری های اکتشافی انجام یافت.

موقعیت ساختگاه و گمانه های اکتشافی گزینه گله مویه و چال حاتم در شکل (۱-۲) و (۱-۳) نشان داده شده است.



شکل ۱-۲: موقعیت ساختگاه و گمانه های اکتشافی گزینه گله مویه طرح تلمبه ذخیره ای رودبار لرستان [۲].



شکل ۱-۳: موقعیت ساختگاه و گمانه های اکتشافی گزینه چال حاتم طرح تلمبه ذخیره ای رودبار لرستان [۲].

۴-۱ - اجزا و سازه های طرح تلمبه ذخیره ای رودبار

به طور معمول در یک طرح تلمبه ذخیره ای اجزا و سازه های طرح مشتمل بر موارد زیر می باشد [۱] و [۳]:

سد و مخزن بالا دست: سد و مخزن بالا دست با حجم ذخیره ۱۱ میلیون متر مکعب با پوشش ژئوممبرین یا بتن آسفالتی وظیفه ذخیره آب در طول ساعات غیر پیک را بر عهده دارند.

شفت مخزن و دو سازه آبگیر ورودی در منتهی الیه بخش شرقی مخزن بالادست. آب موجود در مخزن بالا دست در ساعات پیک از طریق این شفت به سایر اجزای پایین دست از جمله تونل سراب منتقل می شود. همچنین در ساعات غیر پیک این شفت به عنوان مجرای جهت پرکردن مخزن بالادست عمل می نماید.

دو سیستم آبرسان نیروگاه شامل دو شفت تحت فشار عمودی با پوشش بتنی و قسمتی فولادی که توسط سه راهی به پن استاک های فشار قوی افقی منتهی می گردد. و هر کدام به پمپ-توربین ها می رسد.

تونل سراب (تونل دسترسی و تخلیه نیرو): این تونل از انتهای شفت مخزن شروع شده و آب را وارد شفت قائم قبل از نیروگاه می نماید. این مسیر نیز در ساعات غیر پیک مجرای برای برگشت آب به سمت مخزن بالا دست می باشد.

شفت قائم: این شفت که در بخش پایانی تونل سراب طراحی شده است وظیفه ایجاد هد را دارا بوده و آب را وارد نیروگاه می نماید.

مغار نیروگاه: نیروگاه به عنوان مهمترین جز از یک طرح تلمبه ذخیره ای شامل ۶ واحد پمپ-توربین فرانسسیس است که در ساعات پیک توربین ها از آب وارد شده به نیروگاه برق تولید نموده و در سایر ساعات پمپ ها وارد عمل شده و آب مخزن پایین دست را به سمت مخزن بالادست هدایت می نمایند.

نیروگاه طرح تلمبه ذخیره ای لرستان با ابعاد $120 * 24/5 * 50$ متر در سنگ های آهک سازند دالان جانمایی شده است. در این محل روبراه سنگی ستبرایی نزدیک به ۳۹۰ متر دارد.

دو تونل پایاب منتهی به سازه های خروجی واقع در ساحل مخزن اصلی: این تونل آب را از نیروگاه به سمت مخزن پایین دست منتقل نموده و در ساعات غیر پیک از طریق آبگیر خروجی آب مخزن پایین دست را به پمپ های نیروگاه هدایت می کند.

مخزن پایین دست: این مخزن پایین ترین تراز را در میان اجزای طرح داراست و وظیفه ذخیره نمودن آب در ساعات پیک را بر عهده دارد.

۵-۱- زمین شناسی مهندسی ساختگاه

۱-۵-۱- زمین شناسی ناحیه ای

گستره مورد مطالعه در پهنه زاگرس شمالی یا زاگرس بلند واقع شده (نقل از اشتوکلین و رونتر ۱۹۶۷) که این زون در واقع یک نوار به شدت خرد شده به پهنای بین ۷۰ تا ۱۰۰ کیلومتر می باشد که از جنوب باختری به نوارچین خرده زاگرس و از شمال خاوری به گسله اصلی واژگون^۱ و پهنه سنندج-سیرجان محدود گردیده است (شکل ۱-۴). این زون دارای روند شمال باختری جنوب خاوری $N 130^{\circ}$ بوده و تحت تاثیر حرکات کرتاسه پسین (فرورانش) و پلیوسن (برخورد) قرار گرفته است.^۲

^۱ - Main Zagros Reverse Fault

^۲ - Braud, 1972

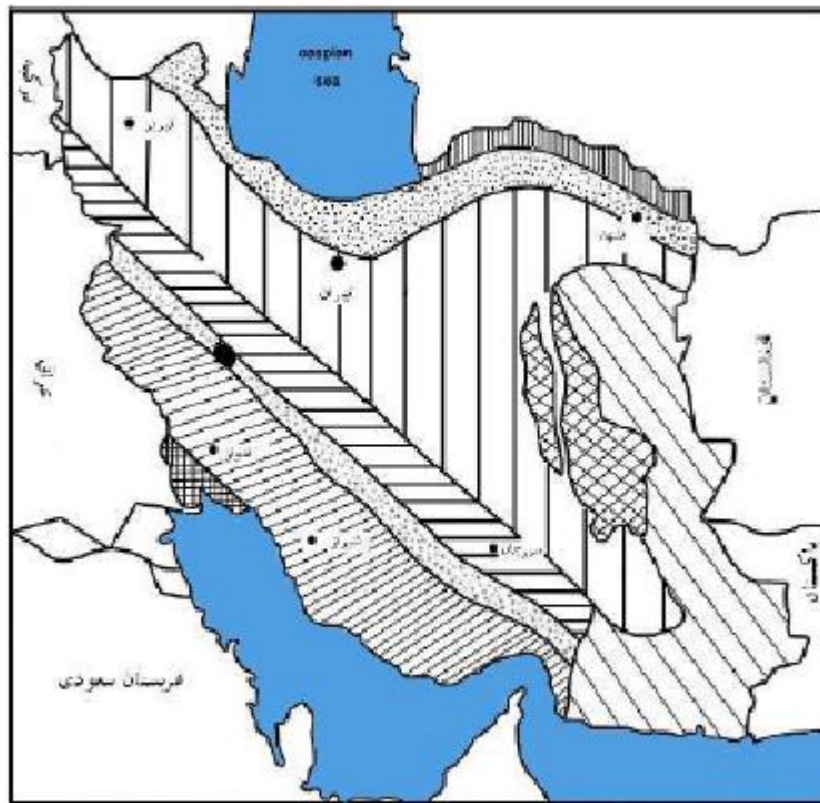
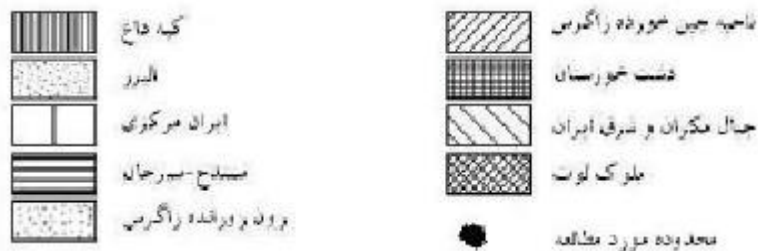


Figure 1-4: Geological map of Iran showing the distribution of various geological units.



شکل ۴-۱: موقعیت ساختگاه تلمبه ذخیره ای رودبار لرستان در زمین شناسی ایران در پهنه زاگرس [۲].

به طور کلی همزمان با بسته شدن دریا تتیس قدیمی (اواخر پرمین یا تریاس) در نواحی شمال ایران و ایجاد یک شکاف عمیق در امتداد زاگرس (گسله اصلی زاگرس)، اقیانوسی پدید آمد که به نام نئوتتیس خوانده می شود. این حوضه که یک حوضه ریفتی در مرز ورقه ایران و عربستان بوده تا ژوراسیک و اوایل کرتاسه به صورت حاشیه قاره ای ناپویا ادامه داشته است [۲]. در قسمت های عمیق این حوضه رسوبات سیلیسی - شیمیایی (رادپولاریت) به سن ژوراسیک تا کرتاسه و رسوبات کربناته تیپ بیستون نهشته شده اند، تا اینکه در کرتاسه بالایی (قبل از مایسترشتین) حوضه مزبور بسته شده و در اولین

مرحله جین خوردگی نمایان می شود. نهایتاً در نئوژن برخورد و کوتاه شدگی سبب چین خوردگی و گسلش بخش بالایی سنگ می گردد^۱.

کمبرند کوهزایی زاگرس مرتفع بدین ترتیب تحت تاثیر حرکات کوهزایی کرتاسه تا پلیوسن قرار گرفته است. فروانش صفحه اقیانوسی به زیر پوسته قاره ای تا زمان برخورد صفحات قاره ای ایران و عربی در حال انجام بوده است. به دنبال این فاز مولفه برشی حاصل از برخورد غالب و منتهی به گسلش امتداد لغز گردیده است. گسل اصلی معکوس زاگرس خط درز صفحات ایران مرکزی و عربی محسوب می شود. در کمربند تراستی زاگرس مرتفع گسل های امتداد لغز و تراستی فراوانی به چشم می خورد. این ناحیه هم اکنون نیز دارای برخاستگی است و بسیاری از گسل ها به عنوان گسل فعال واجد فعالیت در نظر گرفته می شوند.

گسل اصلی معکوس زاگرس با روندهای مشابهی همراهی می گردد که از جمله آنها می توان به گسل اصلی جوان زاگرس اشاره کرد. مکانیزم اصلی گسل اصلی جوان زاگرس امتداد لغز راستگرد با شیب نزدیک به قائم است. یک پاره از این گسل، تحت عنوان گسل سراوند-بزنوید، گسلی مهم و فعال محسوب می شود که از حدود یک کیلومتری جنوب غربی محدوده مخزن بالادست عبور می کند.

۱-۵-۲- زمین ریخت شناسی

در بخشی از زاگرس شمالی که گستره مورد بررسی در آن واقع شده مهمترین واحدهایی که رخنمون دارند شامل سازندهای آهکی-دولومیتی نظیر دالان سروک، سازندهای واجد لیتولوژی شکل پذیر نظیر شیل و مارن متشکل از سازندهای هرمز و میلا و سازندهای حد واسط (واجد لیتوژی آهک مارنی و مارن) نظیر سازند گرو می باشند. به دلیل اختلاف مقاومت و فرسایش پذیری بین سنگ های تشکیل دهنده این سازندها دو مورفولوژی متفاوت به وجود آمده که اولی کوه ها و ستیغ های بلند با مورفولوژی خشن و

^۱ - Berberian, 1995

دومی حالت تپه ماهوری با مورفولوژی نسبتاً ملایم می باشند بارزترین نمونه هریک از این مورفولوژی ها را می توان در محدوده گذر تونل آب بر نیروگاه سد رودبار لرستان (حد فاصل چال حاتم تا کیش) مشاهده کرد، محلی که رخنمون های پرتگاه مانند سازند دالان در مجاورت تپه ماهوری نسبتاً پرشیب سازندهای هرمز و میلا قرار دارند. شیب عمومی توپوگرافی دره ها در حدود ۶۰ تا ۷۰ درجه است و مرتفع ترین نقاط در محدوده مورد مطالعه مربوط به ستیغ های سازند دالان در هر دو ساختگاه چال حاتم و گله مویه هستند که در ساختگاه گله مویه ارتفاع آنها تا تراز ۲۳۰۰ متر از سطح دریا است.

الگوی زهکشی^۱ مشخص شده بر روی منطقه مورد مطالعه با توجه به نقشه های توپوگرافی و عکس های هوایی بر روی سنگ های فرسایش پذیر مارنی و گچی به صورت شاخه ای ظریف^۲ و بر روی سنگ های مقاوم آهکی به صورت راست گوشه^۳ می باشد. رودخانه رودبار لرستان مهم ترین رودخانه منطقه است که ضمن دریافت آب شاخه های فرعی سرانجام به رودخانه الکن می پیوندد.

۱-۵-۳- چینه شناسی و سنگ چینه شناسی

۱-۳-۵-۱- سازند هرمز (کامبرین زیرین)

کهن ترین سازند رخنمون یافته در محدوده مورد نظر را سازند هرمز تشکیل می دهد. این سازند با توجه به ماهیت سنگ چینه ای خود فاقد برش نمونه است و ردیف کاملی از آن در هیچ منطقه ای از زاگرس رخنمون ندارد.

به طور کلی درک زمین شناسی سازند هرمز دشوار است. چه در بلوک های متعدد همراه گنبد نمکی و چه در بلوک های همراه گنبد های نمکی متعدد، سنگ شناسی کاملاً متفاوتی آشکار می شود. اشتوکلین (۱۹۷۴) وجود چشمه های نمک زا را معرف وجود نمک های سازند هرمز قلمداد نموده و ردیف سنگ شناسی بعد از نمک ها را در سازند هرمز از پائین به بالا به شرح زیر توصیف می کند :

^۱ - Drainage Pattern

^۲ - Dendritic

^۳ - Rectangle

۱- دولومیت و آهک دولومیتی با تداخلی از برش ها و شیست های میکادار رنگارنگ خصوصا ارغوانی

۲- شیل های ارغوانی رنگ، میکا دار همراه با دولومیت های بین لایه ای

۳- ماسه سنگ های آرکوزیک ارغوانی تا صورتی

۴- ماسه سنگ های کواتزیک صورتی تا سفید

۵- دولومیت های سیلیسی تیره رنگ و آهک های سیاه یا آبی متمایل به سیاه واجد تریلوبیت و

استروماتولیت در تناوب با شیل های زرد و سبز و صورتی رنگ

۶- دولومیت و آهک در تناوب با شیل

۱-۵-۳-۲ سازند میلا (کامبرین-اردویسن)

نام این سازند را برای اولین بار اشتولین و همکارانش (۱۹۶۴) از میلا کوه در جنوب سمنان گذاشته اند،

در برش الگو این سازند ۵۸۵ متر می باشد و شامل ۵ بخش می باشد که به ترتیب از قدیم به جدید

عبارتند از:

- بخش پنجم :

این واحد سنگی در مجموع دارای ۱۲۹ متر رسوبات آواری سیلیسی فاقد فسیل می باشد.

- بخش چهارم :

به ضخامت ۹۶ متر آهک بلورین با میان لایه های ماسه سنگی ریز دانه آهکی و سیلتی و دارای

فسیل های، *Chuahgia* ، *Sinosaukia* ، *Iranpis sp* ، *Hyolite* می باشد.

- بخش سوم :

۸۲ متر آهک اسپاری خاکستر روشن و چند لایه روشن و چند لایه آهک گلاکونیک دار شامل فسیل

های براکیوپودی چون، *Billingsella sp* و برخی از تریلوبیت هاست.

- بخش دوم :

۱۸۹ متر تناوب دولومیت خاکستری و مارن های زرد فاقد فسیل

سازند میلا در برش الگو با یک لایه مارنی زرد رنگ بر روی کواتریت راسی قرار می گیرد و به صورت ناپیوستگی های فرسایشی در زیر سازند جیروود قرار گرفته است.

با توجه به محتویات فسیلی، سن این سازند کامبرین پسین-اردوئین پیشین می باشد. قسمت بالایی بخش چهارم این سازند گذر کامبرین به اردوئین را نشان می دهد.

سازند میلا در نواحی مختلفی از زون زاگرس بلند (زاگرس شمالی) از جمله زردکوه، کوه سبز و کوه لاجین و نیز محدوده مورد مطالعه دارای رخنمون می باشد.

در محدوده مورد مطالعه تناوبی از شیل های سبز زیتونی و آهک و یا دولومیت های بین لایه ای مشاهده شده است که ضخامتی در حدود ۳۰۰ متر دارند، رخنمون هایی از این سازند در جنوب روستای بزنوید بر روی بخش بالایی سازند لالون و نیز در شمال روستای کیش هفت خوانی در همبری گسله با سازندهای هرمز و دالان دیده می شود.

۱-۵-۳-۳-سازند دالان (پرمین)

سازند آهکی-دولومیتی دالان به سن پرمین بواسطه ماهیت لیتولوژیکی خود در محدوده زاگرس بلند معمولاً کوههای بلند و صخره ای را تشکیل می دهد. این سازند در مقطع نمونه به ۴ رخساره به شرح زیر تقسیم می شود :

الف- رخساره کربنات های ساحلی

ب- رخساره کربنات های ارگانیک ساحلی

ج- رخساره کربنات های دریای آزاد

د- رخساره کربناتی-تخریبی نزدیک ساحل

۱-۵-۳-۴ - سازند گرو (کرتاسه)

نام این سازند از تنگ گرو در کبیر کوه لرستان اتخاذ شده است. برش نمونه سازند گرو در ۱۰ کیلومتری شمال شرق دهکده قلعه دره در یال جنوب غربی کبیر کوه انتخاب شده است در برش نمونه ضخامت قابل اندازه گیری این سازند به ۸۱۴ متر می رسد و با توجه به ضخامت حفاری شده این سازند در چاه شماره یک کبیر کوه به نظر می رسد تقریباً ۸۲ متر از آن سازند در برش نمونه پوشیده بوده و غیر قابل اندازه گیری است. در هر حال ضخامت این سازند براساس شواهد موجود به ۸۹۶ متر می رسد (چینه سازی زاگرس عبدالرحیم هوشمند زاده).

از نظر لیتولوژی شامل :

۱- آهک فوقانی : آهک خاکستری و خاکستری رس دار، لا به لای آن شیل های آهکی سیاه رنگ

بیتومین دار

۲- شیل میانی : شیل سیاه رنگ آهکی پیریت دار همراه لایه آهک رس دار متبلور ریز دانه خاکستری

روشن

۳- آهک تحتانی : پائین شیل آهکی پیریت دار، تیره رنگ، آهک رسی خاکستری تیره، آهک

خاکستری روشن تا قهوه ای

لیتولوژی سازند گرو در مقطع تیپ (کبیر در جنوب غربی لرستان) از پنج واحد تشکیل یافته است که

از پایین به بالا عبارتست از :

۱- ۳۰۰ متر شیل تیره تا تیره کربن دار و آهک های رسی تیره رنگ پیریت دار.

۲- ۱۵۰ متر آهک های بسیار دانه ریز تیره همراه با شیل های کربناته .

۳- حدود ۱۲۲ متر شیل های خاکستری تا قهوه ای و آهک های رسی نازک لایه خاکستری تیره و به

به دنبال آن آهک های بسیار دانه ریز حكاوی نودول های چرتی سیاه رنگ .

۴- ۸۱ متر تناوب شیل های خاکستری و آهک های شیلی نازک لایه و دانه ریز .

۵- ۷۳ متر انتهایی شامل شیل گلوکونیتی و ماسه ای و آهک می باشد که ۲۰ متر انتهایی آن آهک ماسه ای و ندول چرتی است.

۱-۵-۳-۵- سازند سروک (کرتاسه)

نام این سازند از تنگ سروک در کوه تنگستان واقع در شمال باختری شهرستان بهبهان در استان خوزستان اقتباس شده است. برش نمونه آن شامل ۸۲۱/۵ متر آهک با لایه های نازک مارن که در بخش هایی گرهک های سیلیسی قهوه ای رنگ و یا میان لایه های نازک آهک سیلیسی می باشد. حد پایین آن کژدمی و حد بالایی آن سازند گورپی است.

۱-۵-۳-۶- سازند ایلام (کرتاسه)

برش نمونه این سازند در تنگ گراب واقع در یال جنوب غربی کوه سورگاه در پلانچ شمال باختری کبیر کوه اندازه گیری شده است. سنگ شناسی این سازند ۱۹۰ متر آهک های رسی ریز دانه خاکستری روشن تا تیره و لایه های نازک شیل در لایه های نازک شیل در لایه های آهک ها با لایه بندی منظم مشخص است. حد پایینی آن سازند سورگاه و حد بالایی آن سازند گورپی است.

۱-۵-۳-۷- سازند گورپی (کرتاسه)

نام این از کوه گورپی در شمال شهرستان مسجد سلیمان، گرفته شده است. به طور کلی در سازند گورپی دو بخش رسمی به نام های بخش آهک های امام حسن و بخش آهکی سیمره و یک بخش غیر رسمی منصوره وجود دارد، سن سازند گورپی در لرستان نئوکومین تا پالئوسن و در بعضی از نقاط خوزستان تا ماسترشتین است.

۱-۵-۳-۸ - سازندهای دوران سوم (کرتاسه)

از سازندهای دوران سوم که عمدتاً در محدوده دریاچه سد و نواحی مجاور آن برونزد دارند می توان به سازند کنگلومرایبی که در بخش هایی دارای واحدی از اهک های مارنی به رنگ خاکستری روشن نیز می شود و همچنین سازند آهکی آسماری اشاره کرد.

۱-۶ - زمین ساخت عمومی

وجود دگر ریختی های عظیم و گسترده در کمربند کوهزایی زاگرس عمدتاً تحت اثر دو رژیم زمین ساختی فشارشی و برشی ساده شکل گرفته است. از دیدگاه زمین ساخت ورقه ای رژیم فشارشی سبب فرورانش ورقه ای اقیانوسی به زیر ورقه قاره ای و همچنین چین خوردگی رسوبات حوضه زاگرس گردیده است. ادامه روند فرورانش پوسته اقیانوسی سبب تشکیل راندگی های متعدد شده و در نتیجه یک پهنه برشی وسیع همانند زاگرس شمالی را به وجود آورده است. اگر چه وجود مولفه برشی ساده را نباید در طول فرآیند فرورانش پوسته اقیانوسی زاگرس و برخورد دو پوسته قاره ای ایران مرکزی و غربی ادامه داشته است. از این زمان به بعد مولفه برشی بر فشارشی غلبه کرده و سبب شکل گیری گسل های راست لغزی همچون گسله اصلی جدید زاگرس و سیستم های گسیختگی مرتبط با آن شده است.

گستره مورد بررسی تقریباً در فاصله ۱۵ کیلومتری جنوب باختری گسل اصلی زاگرس یا N۱۳۰ قرار گرفته است. شکستگی های غالب ناحیه دارای روندی همانند روند زاگرس است که در واقع سایر روندها به نحوی به آن وابسته می باشند و تقریباً عمده گسل های واجد این روند ساز و کار واژگون دارند. شواهدی نظیر جا به جایی آنها به وسیله روندهای دیگر، فقدان خش لغزش و فرسودگی سطوح گسلی می تواند دلیلی بر قدیمی بودن آنها باشد. روند دومی که بسیار حائز اهمیت است و در شکل دهی سیستم های شکستگی گستره مورد بررسی نقش مهمی دارند روندهای ۱۴۵-۱۳۵ N می باشد که دارای ساز و کار راستالغز راست بر هستند. وجود شواهد لرزه ای، خش لغزش های فراوان و جابه جا کردن روندهای زاگرسی می تواند دلیلی بر جوان تر بودن آنها باشد. گسله اصلی این روند در واقع شکستگی حاصل از سیستم برشی زاگرس می باشد.

مطابق مطالعات مرحله دوم سد رودبار لرستان و بررسی های به عمل آمده گسل های مهم منطقه مورد مطالعه به شرح زیر است :

۱-۶-۱- گسل اصلی معکوس زاگرس

این گسل که بزرگترین گسل ایران و جنوب غرب آسیاست با امتداد NW-SE حاشیه شمال خاوری کمربند کوهزایی زاگرس را تشکیل می دهد. طول آن در خاک ایران بیش از ۱۲۰۰ کیلومتر است. گسل اصلی زاگرس یک گسل ساده نیست و از قسمت های مختلفی تشکیل شده که مقدار شیب آنها متفاوت است و هر یک در زمان متفاوتی فعالیت داشته است.

۱-۱-۶-۱- گسل سراوند-بزنوید

این گسل یکی از پاره های اصلی گسل اصلی جوان زاگرس است و به عنوان نزدیک ترین گسل اصلی به ساختگاه های سد و نیروگاه تلمبه ذخیره ای رودبار لرستان شناخته می شود. اعتقاد بر این است که گسل سراوند - بزنوید متعلق به کواترنر بوده و از نظر لرزه خیزی یک گسل فعال محسوب می شود.

۱-۲-۶-۱- گسل اسلام آباد

گسلی است با درازای پیرامون ۱۵ کیلومتر با راستای غرب-جنوب شرق که از مجاورت محل نیروگاه سد رودبار می گذرد و یک پرتگاه گسلی را در محل روستاهای اسلام آباد، محمدآباد و موچرلا می سازد.

۱-۳-۶-۱- گسل چال حاتم

این گسل با راستای شمال غرب-جنوب شرق، در حدود یک کیلومتری جنوب باختری ساختگاه سد و نیروگاه تلمبه ذخیره ای رودبار لرستان قرار دارد و از مخزن ساختگاه چال حاتم عبور می کند. این گسل در ادامه به سوی شمال، به گسل سراوند - بزنوید می پیوندد و به دلیل وجود پوشش سطحی ادامه آن به سمت جنوب نامشخص است. از نوع معکوس بوده و شیب آن مطابق شواهد به سوی باختر است.

۱-۶-۴ - گسل اصلی رودبار

این گسل در فاصله ۱۵۰ متری ساختگاه سد رودبار قرار گرفته و دارای امتداد NW-SE است. و از دامنه چپ مخزن سد و نیروگاه تلمبه ذخیره ای رودبار لرستان عبور می کند و به سوی شمال باختری به گسل سراوند - بز نوید می پیوندد.

۱-۷ - هیدروژئولوژی

منطقه مورد مطالعه در رژیم آب و هوایی کوهستانی و مرطوب با متوسط بارندگی حدود ۱۰۰۰ میلی متر در سال قرار دارد [۴].

این منطقه به واسطه قرارگیری در یک زون کاملاً تکتونیکی از یکسو و توسعه سازندهای کربناته از سوی دیگر و همچنین به دلیل بارش های جوی که عمدتاً به شکل برف بر ارتفاعات منطقه نازل می گردد شرایط مناسبی از دیدگاه شکل گیری سفره های آب زیرزمینی غنی فراهم آورده است. گرچه در محدوده ای وسیع تر از منطقه مورد بررسی، چشمه های کارستیک بزرگی چون چشمه آب سفید با دبی ۳ متر مکعب بر ثانیه تظاهر می کند و لی در کل و با در نظر گرفتن شرایط واحدهای آهکی منطقه توسعه کارست در محدوده محل گزینه های انتخابی گله مویه و چال حاتم قابل توجه نمی باشد. علت این امر را بایستی در ترکیبات کانی شناسی و سنگ شناسی واحدهای کربناته و توسعه بیشتر سنگ های دولومیتی و مارنی جستجو با وجود سنگ های آهکی رس دار چنین به نظر می رسد که چشمه های اصلی محدوده مورد مطالعه نظیر چشمه لی لی گان در بالادست محل سد رودبار لرستان و چشمه کیش هفتخوانی و چشمه محمودآباد با آبدهی حدود ۳/۵ تا لیتر بر ثانیه در محدوده خروجی تونل T_۲ سد رودبار عمدتاً از نوع کنتاکتی و یا گسله هستند. چشمه کمپ گله مویه با آبدهی تا ۵۰ لیتر بر ثانیه از نوع چشمه های نفوذی کنتاکتی بوده که آبدهی چندانی ندارند و از بارش های جوی تغذیه می شوند. مرفولوژی خشن و ناهموار موجود و عدم توسعه نهشته های درشت دانه در منطقه امکان شکل گیری سفره های آبدار گسترده در محدوده رودبار را کاهش داده است.

سازندهای با تراوایی بالا می توانند آبخوان های گسترده را به وجود آورند. با توجه به نوع لیتوژی سازندهای کربناته محدوده طرح و وجود سطوح ناپیوستگی مانند درزه و شکاف و گسل های فراوانی که در این سنگ ها وجود دارد، آب های سطحی و نزولات جوی از آنها عبور نموده و پس از رسیدن به لایه های نفوذ ناپذیر، چشمه هایی را با آبدهی متفاوت به وجود آورده اند. لازم به ذکر است که در محدوده مخزن بالادست گزینه چال حاتم هیچ چشمه ای مشاهده نشده است.

۱-۸- ویژگی های فیزیکی و مکانیکی سنگ

به منظور تعیین خصوصیات فیزیکی و مکانیکی سنگ و نیز پارامتر های ژئومکانیکی توده سنگها، آزمایش های مکانیک سنگ روی نمونه های اخذ شده از گمانه های اکتشافی انجام گردید. آزمایش های انجام شده به شرح جدول (۱-۱) می باشد:

جدول ۱-۱: انواع و تعداد آزمایش های انجام گرفته [۲].

تعداد	الف-آزمایش های فیزیکی
<p>۱۵۶ (۷۶+۸۰)</p> <p>۷۶</p> <p>۷۶</p> <p>۵۱</p> <p>در حال انجام</p>	<ul style="list-style-type: none"> - تعیین دانسیته در حالت های خشک و اشباع - تعیین درصد تخلخل - تعیین درصد جذب آب - تعیین شاخص دوام - تعیین شاخص تورم
	ب- آزمایش های مکانیک سنگی
<p>۱۴ (خشک) و ۲۳ (اشباع)</p> <p>۱۵ (خشک) و ۲۲ (اشباع)</p> <p>می بایست محاسبه شود</p> <p>۴۱</p> <p>می بایست محاسبه شود</p> <p>۲۰</p>	<ul style="list-style-type: none"> - تعیین مقاومت تک محوری در حالت خشک و اشباع - اندازه گیری مدول الاستیک (Et) در حالت خشک و اشباع - مدول الاستیک دینامیکی در حالت خشک و اشباع - تعیین ضریب پواسون استاتیکی در حالت خشک و اشباع - تعیین ضریب پواسون دینامیکی در حالت خشک و اشباع - آزمایش تعیین مقاومت فشاری محصور در حالت خشک و اشباع - تعیین مقاومت برشی سطوح اهره بر اشباع شده و ناپیوستگی های موجود در حالت های خشک و اشباع - اندازه گیری سرعت امواج S در حالت خشک و اشباع - اندازه گیری سرعت امواج P در حالت خشک و اشباع

۳ و ۱۰	- آزمایش مقاومت کششی غیر مستقیم در حالت اشباع (برزیلی)
۵۹ و ۵۹	- آزمایش بارگذاری نقطه ای در حالت خشک و اشباع
۶۰ و ۵۸	
۳۵	
۱۰۰+۴۵	

۱-۸-۱- نتایج آزمایش های آزمایشگاهی

۱-۱-۸-۱- چگالی خشک و طبیعی، درصد تخلخل، جذب آب و شاخص دوام

نتایج حاصل از تحلیل های آماری اطلاعات موجود، برای آزمایش های چگالی و درصد تخلخل، مقدار رطوبت و شاخص دوام نمونه های سنگی در جدول (۱-۲) ارائه گردیده است.

جدول ۱-۲: چگالی و درصد تخلخل، مقدار رطوبت و شاخص دوام های سنگی [۲].

نوع سازند	چگالی اشباع (kg/cm^3)	تخلخل (%)	جذب آب (%)	شاخص دوام (%) (سیکل اول)	شاخص دوام (%) (سیکل دوم)
دالان	۲/۷۵	۳/۹	۱/۴۵	میبایست محاسبه شود	۹۸/۵۹
گرو	۲/۷۱	۵/۱	۱/۹۸	میبایست محاسبه شود	۹۸/۹۶
ایلام-سروک	۲/۷۱	۴/۵۱	۱/۷۱	میبایست محاسبه شود	۹۹/۴۲
هرمز	۲/۶۸	۰/۸۳	۰/۳۱	میبایست محاسبه شود	۹۹/۱۷
هرمز نابرجا- DRM	۲/۶۷	۶/۱۶	۲/۴۳	میبایست محاسبه شود	نمونه اخذ نشده است

۱-۸-۲- آزمایش مقاومت فشاری تک محوره و ضریب پواسون

برای تعیین مقاومت فشاری نامحصور تعداد ۲۲ نمونه در حالت اشباع و ۱۴ نمونه در حالت خشک مورد آزمایش تک محوری^۱ قرار گرفتند. توزیع نرمال نتایج این آزمایش ها محاسبه و ترسیم شده است.

جدول ۱-۳: محدوده تغییرات و میانگین مقاومت فشاری تک محوره و ضریب پواسون [۲].

ضریب پواسون		مقاومت فشاری اشباع (MPa)		مقاومت فشاری خشک (MPa)		نوع سنگ
خشک	اشباع	میانگین	محدوده تغییرات	میانگین	محدوده تغییرات	
۰/۲۶	۰/۲۲	۸۰	۱۳۴/۶-۲۳	۱۰۶ (۸ داده)	۱۴۰-۶۱	دالان
۰/۲۷	۰/۲۷	۳۰	۴۳/۲-۱۱	۳۳ (۳ داده)	۵۷-۱۵/۲	گرو
۰/۲۵	۰/۲۱	۸۰	۱۱۳/۰۷-۳۱/۷	۱۲۲/۵ (۳ داده)	۱۵۵-۷۲	ایلام- سروک
۰/۲۵	-	۷۸	۷۸-۷۸	-	-	هرمز

با توجه به خردشدگی بالای نمونه ها در این اعماق، جهت تخمین مقاومت فشاری سنگ بکر از روش بارگذاری نقطه ای^۲ استفاده شده است. نتایج این آزمایش و تعیین مقاومت کشش غیر مستقیم به روش برزیلی در جدول (۱-۴) آمده است.

^۱- ucs

^۲- point Load Test

جدول ۱-۴: میانگین تخمین مقاومت فشاری تک محوره به روش PLT در حالت های خشک و اشباع [۲].

مقاومت کششی به روش برزیلی (MPa)		مقاومت فشاری به روش PLT (MPa)		نوع سنگ
اشباع	خشک	اشباع	خشک	
۶/۴	۸/۴	۵۹	۷۱/۴	دالان
-	-	۳۵	۴۱	گرو
-	-	۹۸	۱۱۶	ایلام-سروک
-	-	۶۶	-	هرمز
-	-	۳۲	-	هرمز نابرجا- DRM

۱-۸-۲- ارزیابی ژئومکانیکی توده سنگ

برای ارزیابی ژئومکانیکی توده سنگ ها از اطلاعات به دست آمده از حفاری ها، شاخص کیفی سنگ، جنس و نوع سنگ، نتایج آزمایشگاهی، آزمایش های برجا و برداشت های صحرایی استفاده می شود.

۱-۸-۲-۱- شاخص کیفی سنگ

یکی از عواملی که تاثیر به سزایی در رفتار توده سنگ دارد خصوصیات ساختاری توده سنگ، ویژگی هایی مانند سیستم های ناپیوستگی، شیستوزیته، گسل ها و بزرگ درزه ها در توده سنگ از عوامل موثر در تعیین پارامترهای ژئومکانیکی توده سنگ هستند. در جدول ۱-۵ میانگین شاخص کیفی برای هر یک از واحد های سنگی آورده شده است.

محدوده تغییرات RQD برای هر سازند، تغییرات میانگین شاخص کیفی توده سنگ برای گمانه های حفر شده در سازندها است.

جدول ۱-۵: میانگین شاخص کیفی توده سنگ

واحد سنگی	محدوده تغییرات RQD(%)	RQD. Ave(%)
دالان	۶۰-۶۹	۶۵
گرو	۸-۴۸	۳۳/۵
ایلام-سروک	۱۵-۵۸	۳۵
هرمز	۹-۲۲	۱۹

۱-۸-۲-۲- طبقه بندی مهندسی توده سنگ

یکی از روش های معمول ارزیابی توده سنگ ها، طبقه بندی آنها از دیدگاه مهندسی است که با استفاده از آن می توان پارامترهای ژئومکانیکی توده سنگ را به دست آورد. برای این منظور پارامترهای مقاومت فشاری، RQD، نفوذپذیری و مشخصات ناپیوستگی ها و شیب توزیته (از گمانه ها حفاری شده) و تاثیر جهت یافتگی درزه ها به عنوان الویت اول و چگالی، تخلخل، رطوبت به عنوان پارامترهای با الویت دوم مد نظر قرار گرفتند. برای طبقه بندی توده سنگ روش های ارائه شده توسط بیناوسکی، هوک و براون و جدول هوک، RMI و همچنین نتایج آزمایش های آزمایشگاهی، تحلیل های آماری و استفاده از منحنی های توزیع نرمال مورد استفاده قرار می گیرند. پارامترهای ژئومکانیکی توده سنگ های مرتبط با نوع سازندر جدول (۱-۶) ارائه شده است.

جدول ۱-۶: پارامترهای ژئومکانیکی توده سنگ های مرتبط با نوع سازند [۲].

مدول تغییر شکل پذیری (GPa)	زاویه اصطکاک داخلی	چسبندگی (MPa)	توصیف سنگ براساس روش GSI	Q	GSI	نوع سنگ
۴/۹-۸/۵	۳۰-۴۰	۰/۶-۰/۷	Very blockly- poor to fair surface condition (37-45)	۱/۹۴-۰/۸	۴۲-۵۰	دالان
۳-۵/۷۶	۳۱-۳۵	۰/۴-۰/۶	blockly- fair surface condition (44-55)	۵/۹۱-۱/۷۴	۴۹-۶۰	گرو
۳/۶-۵	۳۶-۴۰	۰/۲۶-۰/۳۲	Very blockly- fair to poor surface condition (35-40)	۱/۱۱-۰/۶۴	۴۰-۴۵	ایلام-سروک
-	-	-	blockly- poor to fair surface condition (30-40)	۱/۱۱-۰/۳۶	۳۵-۴۵	هرمز

فصل دوم :

روش های تحلیل پایداری فضاهاى زیرزمینى

فصل ۲- روش های تحلیل پایداری فضاهاى زیرزمینی

۲-۱- مقدمه

روشهای تحلیل پایداری فضاهاى زیرزمینی به سه دسته کلی روشهای تجربی، روشهای مشاهدهای و روشهای تحلیلی تقسیم می‌شوند که در اینجا به طور مختصر شرح داده می‌شوند:

۲-۲- روشهای تجربی

این روشها پایداری فضاهاى زیرزمینی را با استفاده از تحلیل‌های آماری مشاهدات زیرزمینی ارزیابی می‌کنند. طبقه‌بندی‌های مهندسی سنگ بهترین روش تجربی شناخته شده برای ارزیابی فضاهاى زیرزمینی در سنگ هستند. در حقیقت در بسیاری از پروژه‌ها طبقه‌بندی مهندسی سنگها به عنوان تنها معیار برای طراحی سازه‌های پیچیده زیرزمینی تلقی می‌شود. بیشتر تونلهایی که هم‌اکنون احداث می‌شوند از طبقه‌بندی سنگها برای طراحی استفاده می‌کنند. مهمترین این طبقه‌بندی‌ها عبارتند از: طبقه‌بندی ژئومکانیکی توده سنگ (RMR)، شاخص کیفی توده سنگ (Q)، اندیس مقاومت زمین شناسی (GSI) و شاخص توده‌سنگ (RMI) [۵].

هر یک از این روشها با توجه به مشخصه‌های توده‌سنگ برای آن امتیازی در نظر می‌گیرند. همچنین جدول‌ها و نمودارهای مخصوص به خود دارند که با مراجعه به آنها می‌توان با توجه به نوع سنگ، امتیاز آن را تعیین نمود و سپس سیستم نگهداری مناسبی را برای آن تعیین نمود. از آنجا که روشهای تجربی مذکور حاصل جمع‌آوری و تحلیل تجارب گذشتگان در تونلهای احداث شده می‌باشد و نتایج بدست آمده جنبه کاربردی دارند، زمانی بهترین جواب را می‌دهند که تونل موردنظر دارای شرایط روش مورد استفاده باشد. لذا باید حوزه کاربرد هر یک از این روشها مشخص گردد تا بتوان تشخیص داد که در هر مورد باید از چه روش طبقه‌بندی استفاده نمود.

بارتن و همکاران وی حوزه کاربرد روش‌های RMR و Q را توضیح داده‌اند. مواردی که در تقسیم‌بندی Q جمع‌آوری و تحلیل شده‌اند اکثراً تونلهای کم درزه و با سنگهای یکپارچه و در اعماق زیاد (جایی که تنش سنگ قابل توجه است) بوده و طبیعی است بهترین نتایج را در مورد چنین شرایطی خواهد داد. حال آنکه

تونلهایی که در تقسیم بندی RMR به عنوان مبنا انتخاب شده‌اند اکثراً کم عمق و دارای متوسط سه دسته درزه بوده‌اند.

در طبقه‌بندی RMR شش پارامتر زیر مورد استفاده قرار می‌گیرند که تمامی آنها در محل قابل اندازه‌گیری است و همچنین می‌توان آنها را از داده‌های گمانه‌ها و نقشه‌های زمین‌شناسی داخل فضاها یا زیرزمینی یا روباز بدست آورد:

الف) شاخص کیفی توده‌سنگ (RQD)

ب) مقاومت فشاری تک محوری

ج) فاصله‌داری ناپیوستگیها

د) وضعیت ناپیوستگیها

ه) وضعیت آب زیرزمینی

و) جهت‌یابی ناپیوستگیها

اندیس مقاومت زمین شناسی (GSI) توسط هوک پیشنهاد شد. مقاومت توده سنگ درزه‌دار به خواص قطعه‌های سنگ بکر و نیز به درجه آزادی این قطعه‌ها نسبت به لغزش و چرخش، تحت شرایط مختلف تنش بستگی دارد. این درجه آزادی از طریق شکل هندسی قطعه‌های سنگ بکر و همچنین شرایط سطوح جداکننده قطعه‌ها، کنترل می‌شود. توده‌سنگهایی که از قطعه سنگهای زاویه‌دار تشکیل شده و ناپیوستگی موجود در آن نیز از سطوح زبر و تمیز برخوردار می‌باشند، به مراتب مستحکم‌تر از توده‌سنگ‌هایی با قطعه‌های سنگی گرد گوشه و حاوی مصالح هوازده و دگرسان شده می‌باشند.

مبنای این روش استفاده از خواص ماده سنگ و نحوه توزیع درزه‌ها در داخل توده سنگ به منظور ارزیابی قابلیت دگرشکلی و مقاومت توده سنگ می‌باشد. یکی از ایرادات سیستم رده بندی GSI نیاز به تجربه زیاد و قضاوت مهندسی در استفاده از آن می‌باشد. در حال حاضر این سیستم رده بندی تنها روشی است که خواص مکانیکی توده سنگ نظیر پارامترهای مقاومتی هوک- براون (s, m) و یا پارامترهای

مقاومتی موهر کولمب (c، φ) و همچنین مدول دگرشکل پذیری مورد نیاز طراحی را بدست می‌دهد. در زیر نحوه بدست آوردن مقدار GSI بر اساس رده‌بندی سنگها تعیین شده است [۵].

برای بدست آوردن GSI با استفاده از شاخصهای RMR و Q بصورت زیر عمل می‌شود:

پس از تعیین مقدار RMR بر اساس نسخه ۱۹۸۹ در صورتیکه $RMR_{89} > 23$ مقدار GSI بصورت زیر محاسبه می‌شود [۶]:

$$GSI = RMR'_{89} - 5 \quad (1-2)$$

در رابطه (۱-۲) RMR'_{89} همان RMR_{89} است که در محاسبه آن امتیاز آب زیرزمینی برابر ۱۵ بوده و امتیاز تعدیل برای جهت‌یابی درزه‌ها نیز صفر در نظر گرفته می‌شود. در صورتیکه $RMR_{89} < 23$ ، با استفاده از مقدار Q، مقدار GSI از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$GSI = LnQ' + 44 \quad (2-2)$$

برای محاسبه مقدار Q' ، ضریب کاهش آب درزه (J_w) و ضریب کاهش تنش (SRF) را باید برابر ۱ در نظر گرفت تا معادل یک توده سنگ خشک، تحت تاثیر شرایط تنش متوسط گردد. در تعیین GSI می‌توان از مشاهدات صحرایی، ساختار توده سنگ و شرایط سطوح ناپیوستگی براساس شکل (۱-۲) استفاده نمود [۲]. شاخص توده سنگ^۱ (RMI) به منظور مشخص نمودن مقاومت توده‌های سنگ برای استفاده در طراحی سازه‌های سنگی ارائه شده است. سیستم RMI بر اساس پارامترهای ذاتی توده‌سنگ تعریف شده است و از ترکیب مقاومت تک محوری سنگ بکر و پارامتر درزه‌داری بدست می‌آید. این روش اندازه‌ای از کاهش مقاومت سنگ بکر را که توسط ناپیوستگی حاصل می‌شود به دست می‌دهد:

$$RMI = \sigma_c J_p \quad (3-2)$$

^۱ - Rock Mass Index

σ_c مقاومت فشاری تک محوری و J_p پارامتری است که متأثر از اندازه قطر بلوکهای حاصل از دسته درزه و ویژگیهای خود درزه شامل زبری درزه، هوازدگی و طول درزه می باشد [۶].

عمده ترین ضعف این روش ها این است که تمام خصوصیات توده سنگ را با هم ترکیب کرده و یک عدد به عنوان نماینده این خصوصیات معرفی می کند. در این حالت دو توده سنگ با رفتاری متفاوت ممکن است دارای یک مقدار در طبقه بندی باشند. اما به هر حال برای شروع آنالیز استفاده از داده های طبقه بندی توده سنگ اجتناب ناپذیر است ولی می توان این داده ها را بر اساس مشاهدات و روش آنالیز برگشتی به مقدار واقعی نزدیک تر کرد.

۲-۳- روشهای مشاهدهای







این روشها بر مبنای اندازه گیریهای آزمایشگاهی و برجا استوار می باشند. طراحی تونلها و فضاهای زیرزمینی با روشهای مشاهدهای شامل تفسیر داده های رفتارسنجی در مدت ساخت و اجرا می باشد. بنابراین یک روش طراحی مشاهدهای، طراحی همراه با پیشرفت کار می باشد. در این روشها تا حدودی از روشهای تجربی کمک گرفته می شود ولی بطور کلی اساس تحلیل و قضاوت مهندسی در مورد نحوه اجرای سازه و سیستم نگهداری بر اساس ابزاربندی و رفتارسنجی سازه موردنظر است.

در این مورد می توان از روش تونلسازی جدید اتریشی^۱ (NATM) و روش همگرایی- همجواری^۲ و روش محاسبه مستقیم کرنش (DSET)^۳ و روشهای مدلسازی فیزیکی می توان نام برد که همه این روشها تأکید بر رفتارسنجی فضاهای زیرزمینی در طول اجرا دارند .

^۱- New Austrian Tunneling Method

^۲- Convergence- Confinement Method

^۳- Direct Strain Evaluation Technique

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR BLOCKY JOINTED ROCKS		SURFACE CONDITIONS				
<p>From a description of the structure and surface conditions of the rock mass, pick an appropriate box in this chart. Estimate the average value of GSI from the contours. Do not attempt to be too precise. Quoting a range from 36 to 42 is more realistic than stating that GSI = 38. It is also important to recognize that the Hoek-Brown criterion should only be applied to rock masses where the size of individual blocks or pieces is small compared with the size of the excavation under consideration. When the individual block size is more than about one quarter of the excavation size, the failure will be structurally controlled and the Hoek-Brown criterion should not be used.</p>		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
STRUCTURE	DECREASING SURFACE QUALITY	→				
 INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90		N/A	N/A	N/A	
 BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70				
 VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60				
 BLOCKY/DISTURBED - folded and/or faulted with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets			50			
 DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				40		
 FOLIATED/LAMINATED - folded and tectonically sheared. Lack of blockiness due to schistosity prevailing over other discontinuities					30	
					20	
					10	
		N/A	N/A			

شکل ۲-۱: ارزیابی اندیس مقاومت زمین شناسی بر اساس توصیف شرایط زمین شناسی حاکم بر توده‌های [۵].

۲-۳-۱- روش کنترل مستقیم کرنش

برای تحلیل پایداری مغار نیروگاه سد رودبار لرستان از روش ارائه شده توسط ساکورایی بهره گرفته شده است. این روش با نام تکنیک کنترل مستقیم کرنش^۱ (DSCT) مرسوم می باشد. پیش از هرچیزی در روش (DSCT) بایستی با مفهوم کرنش بحرانی آشنا شد. در ابتدا کرنش بحرانی بر اساس نسبت بین مقاومت فشاری تک محوری و مدول تغییر شکل پذیری به صورت زیر تعریف شد [۷].

^۱- Direct Strain Control Technique

$$\varepsilon_{critical} = \frac{\sigma_C}{E} \quad (4-2)$$

در تکنیک کنترل مستقیم کرنش ارائه شده توسط ساکورایی، ابتدا کرنش بحرانی تعیین و سپس پارامتر

R_f (پارامتر نشان دهنده مقاومت شکست) مشخص می شود، سپس با استفاده از رابطه $\varepsilon_f = \frac{\varepsilon_{cr}}{1-R_f}$

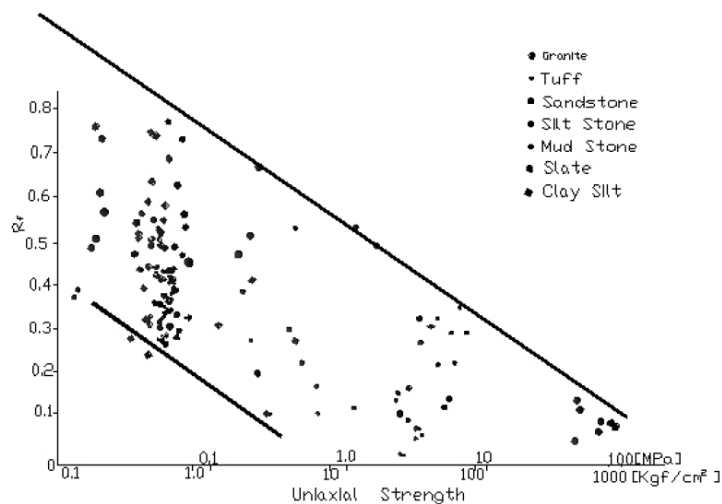
کرنش شکست تک محوره (ε_f) تعیین می گردد [۸].

باید توجه نمود که برای سنگ های غیر شکننده، عموماً کرنش بحرانی با کرنش شکست (ε_f) تفاوت

دارد. اما برای مواد شکننده که در آنها رابطه تنش و کرنش تقریباً خطی است، کرنش بحرانی تقریباً با

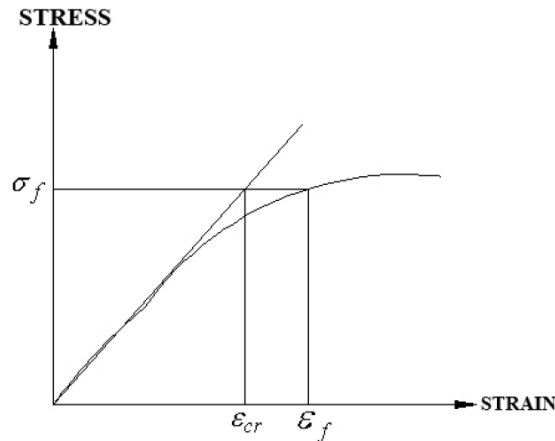
همان کرنش در نقطه شکست در نظر گرفته می شود.

با استفاده از شکل (۲-۲) مقدار R_f از روی مقادیر مقاومت فشاری تک محوری بدست می آید.



شکل ۲-۲: نمودار تعیین R_f با استفاده از مقاومت فشاری تک محوره [۸].

با توجه به نمودار شکل (۳-۲) مقدار کرنش بحرانی از روی منحنی تنش-کرنش بدست می آید.



شکل ۲-۳: رابطه بین کرنش بحرانی (ϵ_{cr}) و کرنش شکست ϵ_f - [۹].

۲-۳-۱-۱ - تراز هشدار خطر [۱۰]

همیشه سوالی که در ارزیابی پایداری فضاهای زیرزمینی وجود دارد، این است که چگونه می توان نتایج بدست آمده از آزمون های آزمایشگاهی را که بر نمونه های کوچک انجام می گیرد به شرایط برجا تعمیم داد. ولی باید توجه نمود که این امر بیشتر با محیط سنگی که خصوصیات تغییر شکل پذیری وابسته به محیط است اثر بیشتری دارد تا نسبت به محیط های خاکی، چرا که در محیط های خاکی کرنش بحرانی بدست آمده از نمونه های آزمایشگاهی تقریباً ۸ همان مقدار توده خاکهای برجا می باشد. در صورتی که در محیط های سنگی نیازمند بحث بیشتری است.

کرنش بحرانی توده سنگ های برجا را می توان با استفاده از کرنش بحرانی بدست آمده از ماده سنگ و طی روابط زیر ارائه نمود.

$$\epsilon_{cr} = \frac{\sigma_R}{E_R} = \frac{m\sigma_c}{nE} = \left(\frac{m}{n}\right) \epsilon_i \quad (۵-۲)$$

به طوری که در معادله فوق m و n به ترتیب فاکتور کاهش مقاومت فشاری تک محوره و مدول یانگ هستند.

مقدارهای m و n توسط آزمون های آزمایشگاهی و برجا تعیین می گردد. با توجه به آزمون های انجام گرفته در توده سنگ های مختلف نسبت این دو مقدار مابین ۱ و ۳ که بستگی به نوع سنگ دارد، تغییر می کند.

اما همیشه آزمون های برجایی وجود ندارد و در مهندسی سنگ از کرنش بحرانی به عنوان تراز هشدار خطر برای بررسی نتایج رفتارسنجی فضاهاى زیرزمینی استفاده می شود. باید توجه نمود که وقتی که از این روش استفاده می شود، تراز هشدار خطری را برای ارزیابی پایداری سازه در نظر گرفته می شود، در این صورت این تراز هشدار خطر به عنوان یک ضریب ایمنی است که بطور خودکار ضرایبی از ۱ تا ۳ را شامل می شود. قابل ذکر است که آزمون های آزمایشگاهی نشان می دهند که کرنش بحرانی تحت اثر محیطی مانند رطوبت و دما قرار نمی گیرد و این ویژگی سبب افزایش برتری آن در اصول مهندسی سنگ شده است.

برای ارائه رابطه بین کرنش های بحرانی بدست آمده برای نمونه های آزمایشگاهی و کرنش های بوجود آمده در اطراف فضای حفاری شده، کاربرد تراز هشدار خطر توسط ساکورای پیشنهاد گردید و به همین دلیل به خاطر بررسی کاربرد تراز هشدار خطر نیازمند تعیین پارامتر های مربوط به اندازه گیری های کرنش ها هستیم. کرنش های مماسی و شعاعی در تونل های مختلف به ترتیب توسط رابطه های ۲-۶ و ۲-۷ محاسبه می شوند [۷].

$$\varepsilon_{\theta} = \frac{U_c}{a} \quad (6-2)$$

$$\varepsilon_r = \frac{U_1 - U_2}{l} \quad (7-2)$$

در رابطه های (۲-۶) و (۲-۷) پارامتر های مورد استفاده به صورت زیر تعریف می شوند:

U_c (مقدار نشست اندازه گیری شده در سقف

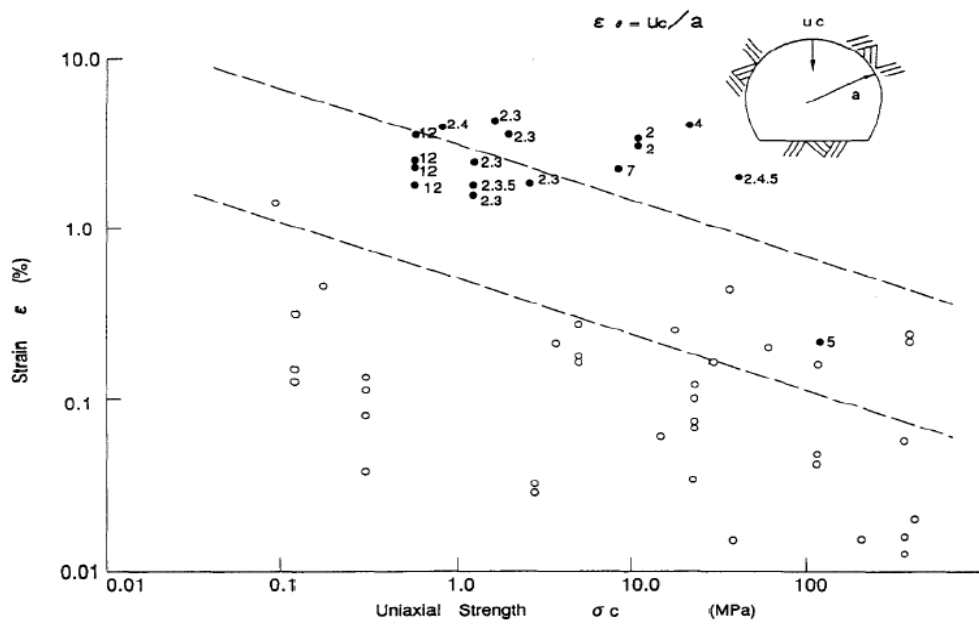
U_1 و U_2 جابجایی های اندازه گیری شده توسط کشیدگی سنج در دیواره ها

a شعاع تونل

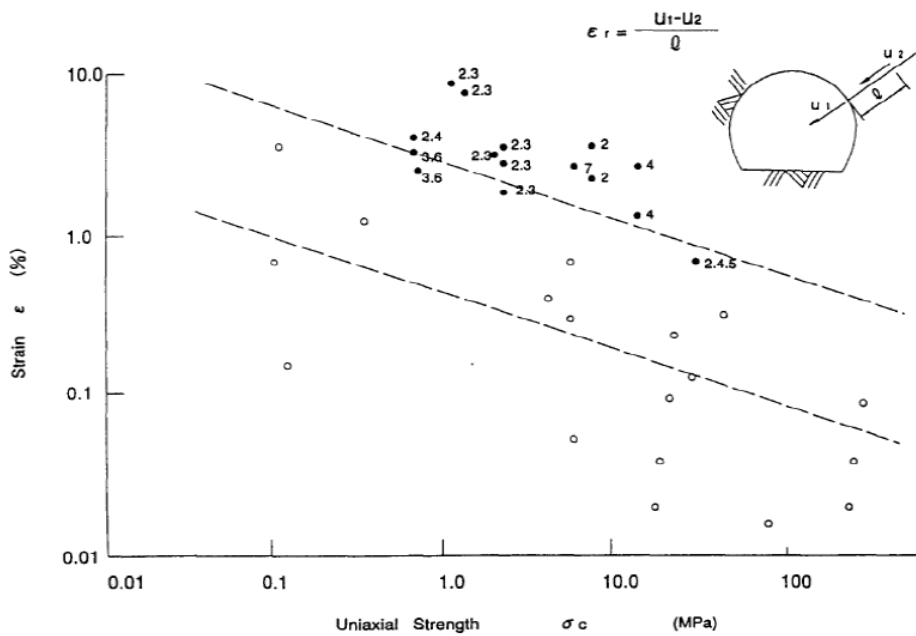
L طول اندازه گیری مابین نقاط کشیدگی سنج

کرنش های مماسی و شعاعی محاسبه شده توسط روابط (۲-۶) و (۲-۷) در ارتباط با مقاومت فشاری تک محوری خاکها و سنگها در شکل های (۲-۴) و (۲-۵) ترسیم شده اند. دو خط نشان دهنده حد بالا و حد پائین کرنش های بحرانی بدست آمده از آزمون های مختلف می باشد. اعداد در شکل ها در کنار هر نقطه بیان کننده ترکیبی از مشکلاتی است که در طول احداث سازه ممکن است پیش آید. نقاطی که هیچ عددی در کنار آنها نیست بیانگر این است که سازه های زیر زمینی مشکل خاصی از لحاظ نگهداری ندارند. مشکلاتی که ممکن است در طول احداث سازه های زیر زمینی شکل بگیرند، به صورت زیر می باشد:

- مشکلاتی در نگهداری جبهه کار با آن مواجه می شویم
- گسیختگی و شکست در نگهداری
- پیچش و خمش قاب های فولادی
- گسیختگی پیچ سنگ ها
- ریزش سقف
- آماس کف



شکل ۲-۴: رابطه بین کرنش های اندازه گیری شده و تراز های هشدار خطر (کرنش های مماسی) [۱۱].

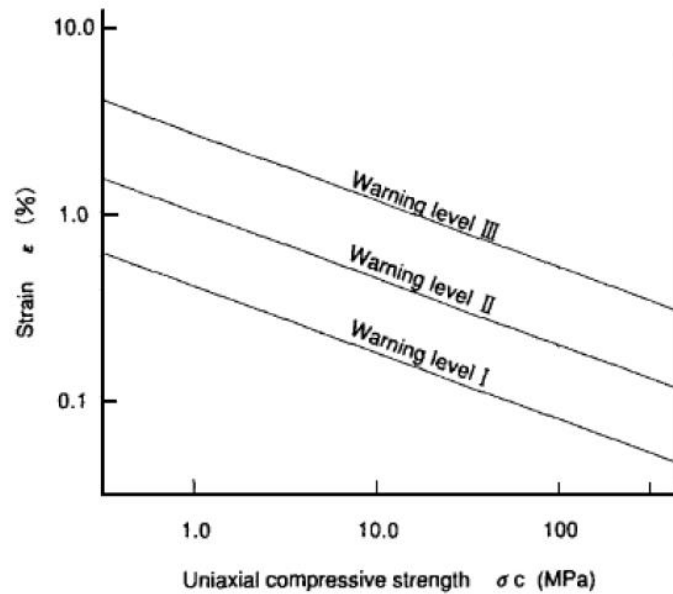


شکل ۲-۵: رابطه بین کرنش های اندازه گیری شده و تراز های هشدار خطر (کرنش های شعاعی) [۱۱].

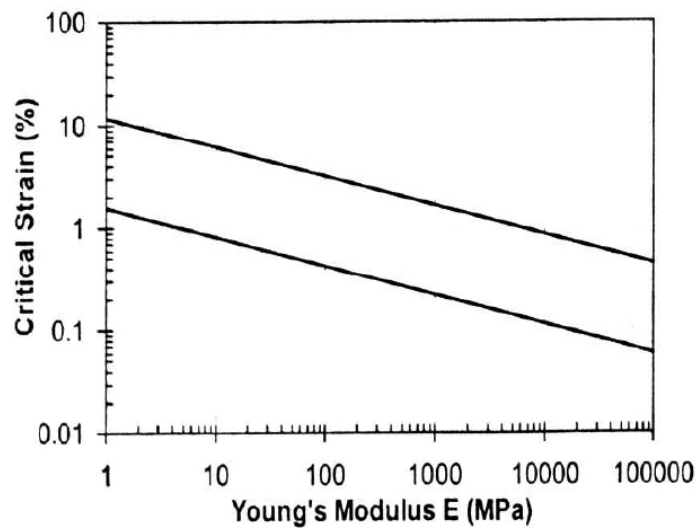
از این نمودار ها استنباط می شود که، وقتی کرنش های ایجاد شده در اطراف تونل ها کوچکتر از مرز پایینی کرنش بحرانی باشد، تونل پایدار است. به طوری که می توان آن را بدون هیچ مشکلی خاصی حفاری نمود. زمانی که کرنش ایجاد شده به مرز بالایی کرنش بحرانی می رسد تونل مملو از مشکلاتی است که نمونه ای از آن در قسمت قبل ذکر شد.

سرانجام ساکورایی نمودار جامعی برای بررسی پایداری تونل بر اساس کرنش بحرانی نسبت به مقاومت فشاری تک محوره و مدول تغییر شکل پذیری، را پیشنهاد داد که در شکل های (۶-۲) و (۷-۲) نشان داده شده است [۱۲].

بر اساس نمودار ارائه شده در شکل های (۶-۲) و (۷-۲) ساکورایی معتقد است زمانی که کرنش های ایجاد شده کمتر از خط تراز هشدار خطر I باشند، تونل ها هیچ گونه مشکلی از لحاظ پایداری ندارند و تونل زنی از هر لحاظ ایمن است. در صورتی تونل سازی با مشکل جدی مواجه می گردد که کرنش های ایجاد شده در سازه به سمت تراز هشدار خطر III میل نمایند [۱۱]. در چنین مواردی تونل سازی با مشکلات عدیده مواجه گردیده است که می توان آثار آن را بر روی سیستم نگهداری استفاده شده در تونل ها مشاهده نمود.



شکل ۲-۶: تراز های هشدار خطر برای ارزیابی پایداری تونل ها [۱۱].



شکل ۲-۷: رابطه پیشنهادی ساکورایی بین کرنش بحرانی و مدول الاستیسیته [۱۲].

۲-۱-۳-۲ - روابط ارائه شده برای محاسبه کرنش بحرانی

ساده ترین روش پیشنهاد برای محاسبه کرنش بحرانی استفاده از پارامتر های برجاست. بدین منظور کرنش بحرانی از رابطه (۲-۹) محاسبه می گردد. برای استفاده از این معادله تعیین مدول تغییر شکل

پذیری و مقاومت فشاری برجا ضروری می باشد و این مقادیر از طریق آزمایش های برجا در محل تعیین می گردد. ساکورایی برای محاسبه مقاومت فشاری توده سنگ مورد استفاده در رابطه (۸-۲) در صورت عدم آزمایش برجا رابطه (۸-۲) را پیشنهاد می نماید.

$$\sigma_{CR} = \frac{2C \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (8-2)$$

در رابطه (۸-۲) φ و C به ترتیب زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی توده سنگ است. در نتیجه کرنش بحرانی توده سنگ برجا را می توان از رابطه (۹-۲) بدست آورد [۸].

$$\varepsilon_{critical} = \frac{\sigma_{CR}}{E_R} \quad (9-2)$$

ساکورایی معتقد است که کرنش بحرانی تقریباً مستقل از درزه ها، محتوای آب و دما مستقل می باشد به همین جهت وی رابطه (۱۰-۲) را برای محاسبه کرنش بحرانی پیشنهاد می نماید [۱۱].

$$\varepsilon_{mass} = \varepsilon_r \left[\frac{E_r}{E_d} \right]^{0.3} \left[\frac{d}{S_{rock}} \right]^{0.2} \geq \varepsilon_{\theta} = \frac{U_a}{a} \quad (10-2)$$

در رابطه (۱۰-۲):

ε_r ، کرنش بحرانی ماده سنگ

ε_{θ} ، کرنش مماسی اطراف حفریات

S_{rock} ، میانگین فاصله داری درزه ها

E_r ، مدول الاستیک ماده سنگ

E_d ، مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ

ساکورایی و آدائوچی بر اساس مطالعات تجربی انجام گرفته بر روی تونل های مختلف تراز های هشدار خطر را به صورت روابط زیر ارائه دادند [۱۳]:

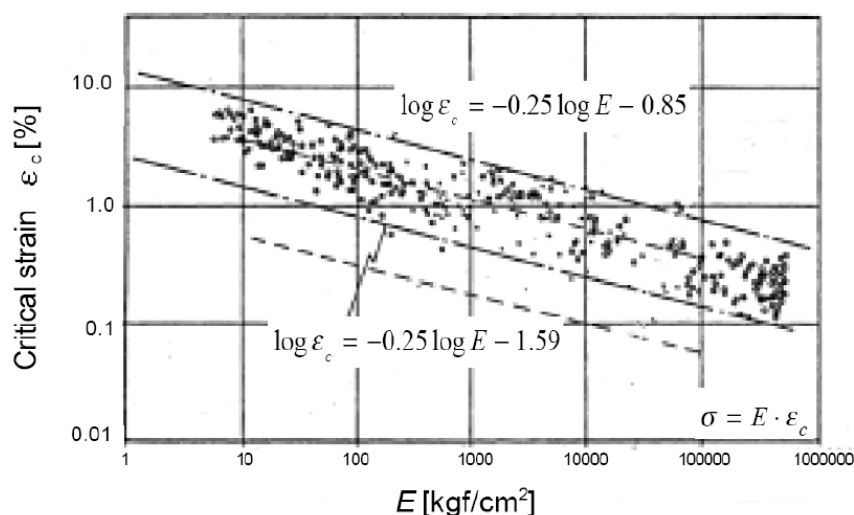
$$\log \varepsilon_{cr} = -0.25 \log E - 0.85 \quad \text{I تراز هشدار خطر (۱۱-۲)}$$

$$\log \varepsilon_{cr} = -0.25 \log E - 1.22 \quad \text{II تراز هشدار خطر (۱۲-۲)}$$

$$\log \varepsilon_{cr} = -0.25 \log E - 1.59 \quad \text{III تراز هشدار خطر (۱۳-۲)}$$

در روابط ارائه شده توسط ساکورایی و آدائوچی، E مدول تغییر شکلی پذیری توده سنگ بر حسب کیلوگرم نیرو بر سانتی مربع و ε_{cr} کرنش بحرانی بر اساس درصد می باشد. در تراز هشدار خطر I تونل مشکل ناپایداری ندارد. در تراز هشدار خطر III تونل پایداری کوتاه مدت نشان می دهد. تراز هشدار خطر II به عنوان مبنای طراحی نگهداری تونل های مهندسی پیشنهاد شده است.

در شکل (۸-۲) رابطه بین کرنش بحرانی و مدول تغییر شکل پذیری توسط ساکورایی و آدائوچی ارائه شده است.



شکل ۲-۸: رابطه بین کرنش بحرانی و مدول تغییر شکل پذیری (ساکورایی و آدائوچی) [۱۳].

برای به کار بردن مقادیر مجاز فوق در ارزیابی پایداری تونل ها لازم است جابجایی های پیرامون تونل اندازه گیری شود و کرنش های به وجود آمده در اطراف تونل محاسبه گردد.

۲-۴ - روشهای تحلیلی

در این روشها از تحلیل تنشها و دگرشکلیها در اطراف تونل استفاده می شود. این روشها شامل تکنیکهایی از قبیل جوابهای فرم بسته^۱ و روشهای عددی است.

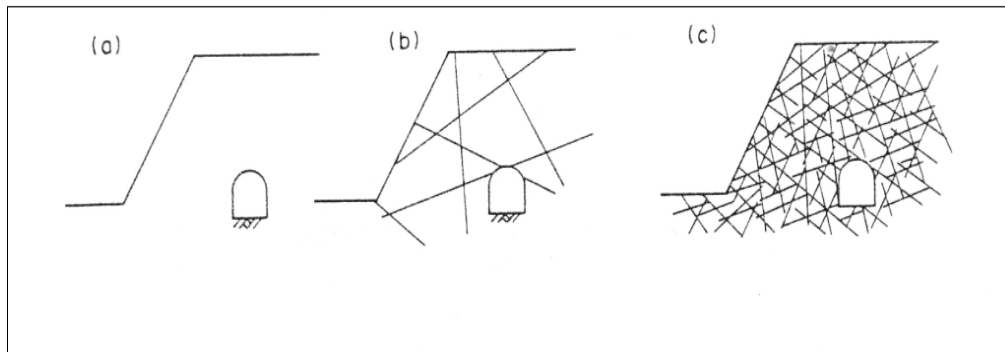
روش های فرم بسته، بر اساس ایجاد مدل های ریاضی منطبق بر ویژگی های حفاریات و تحلیل آنها بنا نهاده شده است. در این روش ها سنگ به عنوان محیطی پیوسته، همگن و همسانگرد در نظر گرفته شده است. در این روش ها بر مبنای رفتار سنگ در حالت الاستیک و الاستوپلاستیک، فرمول هایی ارائه شده است.

^۱ - Closed Form Solution

۲-۵- روش های عددی

چنانچه اثر نیرو و بارگذاری در این نقاط بررسی شده و پس از تعیین میزان تغییر شکل در این نقاط، برای سایر نقاط با روشهای درونیابی تغییر شکل محاسبه می‌گردد. در اغلب این مسائل محیط دارای شکل دلخواه می‌باشد که تحت بارگذاری ثقلی، نیروهای خارجی، تنشهای برجا، تغییرات درجه حرارت، فشار سیال، پیش‌تنیدگی، نیروهای دینامیکی و ... قرار گرفته و برای پیدا کردن تغییرشکلها از روابط تنش- کرنش در توده‌سنگ استفاده می‌شود. در سالهای اخیر به منظور طراحی فضاهای بزرگ مقطع (مغارها)، بیشتر از تحلیل های عددی استفاده شده است [۵۶]. محیط‌هایی که یک سازه در آنها و یا بر روی آنها ساخته می‌شود به سه دسته قابل تقسیم هستند (شکل ۲-۱۰):

۱- محیط پیوسته، ۲- محیط ناپیوسته، ۳- محیط شبه پیوسته .



شکل ۲-۹: تقسیم زمین به سه مدل: (a) پیوسته، (b) ناپیوسته و (c) شبه پیوسته [۱۶].

نوع اول ممکن است برای زمین‌هایی که از سنگ بکر بدون درزه و شکاف تشکیل شده‌اند به کار رود. نوع دوم نماینده سنگهای درزه دار است و طبقه سوم برای سنگهایی است که شدیداً خرد شده و یا هوازده هستند. به دلیل آنکه رفتار نهایی زمین‌های گروه سوم می‌تواند شبیه به رفتار زمینهای گروه اول

باشد، رفتار این زمینها را شبه پیوسته می نامند. رفتار مکانیکی دسته اول به کمک تئوری مکانیک محیط پیوسته قابل تحلیل است، در حالیکه برای زمینهای گروه دوم باید از تئوریهای مربوط به محیطهای ناپیوسته که توسط کوندال^۱، گودمن^۲، کاوایی^۳ و شی^۴ ارائه شده است استفاده شود [۷]. می توان برای تحلیل رفتار دسته سوم از تئوریهای محیطهای ناپیوسته استفاده کرد. ولی از آنجا که تعیین موقعیت، ابعاد و خواص مکانیکی همه سیستمهای درزه غیر ممکن به نظر می رسد، در عمل روش تحلیل محیطهای ناپیوسته برای تحلیل رفتار این نوع محیطها کاربرد عملی نخواهد داشت. با توجه به این که این زمینها تا حدی شبیه به محیطهای پیوسته رفتار می کنند، می توان از تئوری محیطهای پیوسته برای تحلیل رفتار آنها استفاده کرد. باید در نظر داشت که تاثیر ناپیوستگیها به صورت مناسبی در مدلسازی زمینهای دسته سوم به عنوان یک محیط پیوسته منظور شود. این فرآیند باعث ایجاد مدل پیوسته ای معادل با توده سنگ ناپیوسته و درزه دار خواهد شد [۷].

با در نظر گرفتن مطالب بالا، زمینهای گروه (a) و (c) را می توان به عنوان اجسام پیوسته در نظر گرفت، در حالی که زمینهای گروه (b) بایستی با نهایت دقت ممکن و با در نظر گرفتن همه درزه ها به طور جداگانه، در یک مدل ناپیوسته مدل شوند.

در حال حاضر در حل مسائل ژئوتکنیک کاربرد پنج روش عددی زیر بسیار رایج است :

۱- روش اجزاء محدود^۵ (FEM)

۲- روش تفاضل محدود^۶ (FDM)

۳- روش اجزاء مرزی^۷ (BEM)

۴- روش اجزاء مجزا^۸ (DEM)

¹ - Cundall

² - Goodman

³ - kawai

⁴ - Shi

⁵ - Finite Element Method

⁶ - Finite Difference Method

⁷ - Boundary Element Method

⁸ - Distinct Element Method

۲-۵-۱- روش اجزاء محدود

در این روش کل سازه ابتدا به زیر بخشهای اصلی^۲ تقسیم می‌شود که در هر زیر بخش رفتار مواد و مشخصات هندسی ثابت می‌باشد. سپس هر قسمت به اجزایی کوچکتر تقسیم می‌شود بنحویکه هر جزء از نظر مشخصات رفتاری در یک ناحیه خاص قرار می‌گیرد. هر جزء توسط گره‌های اطراف خود تعریف شده و ارتباط اجزاء از طریق گره‌های مشترک بوده و باید با مشخصات هندسی، سازه‌ای و رفتاری هر جزء تعریف گردد. سپس با توجه به این خصوصیات، یک ماتریس سختی کل برای هر زیر بخش اصلی و ترکیب ماتریس‌های سختی زیر بخشهای تشکیل دهنده ماتریس هدف یا ماتریس سختی عمومی مدل خواهد شد. سپس بر اساس یک معادله ماتریس کلی، پارامترهای مشخص را به پارامترهای نامشخص ارتباط می‌دهیم و از این طریق مقادیر تنشها و تغییر شکلها، ابتدا در نقاط تکیه‌گاهی و مرزی و سپس برای کلیه گره‌های شرکت کننده در مدل محاسبه می‌شود. لازم به ذکر است که روش FEM را روش ضمنی^۳ می‌نامند (ایجاد اشتراک یا پیوستگی بین اجزاء) بدین معنا که هنگام تحلیل در این روش ماتریس تشکیل می‌شود که در آن کل اجزاء با هم مرتبط شده و مشترکاً مدنظر قرار می‌گیرند. در این روش توده سنگ پیرامون فضای زیرزمینی بصورت یک محیط پیوسته در نظر گرفته می‌شود و ناپیوستگی‌ها بطور جداگانه شبیه سازی می‌گردد. در این روش رابطه تنش- کرنش با یک قانون مناسب توصیف می‌شود. در اثر تغییر در شرایط اولیه زمین نظیر فرآیند تونلسازی، تنش، کرنش و تغییر شکل در جزء‌ها ایجاد می‌شود. بطوریکه تنش، کرنش و تغییر شکل القا شده در یک جزء، در رفتار جزء‌های مجاور تاثیر می‌گذارد و به همین روال ادامه می‌یابد تا سایر جزء‌ها را تحت پوشش قرار دهد [۸].

¹ - Discontinuous Deformation Analysis

² - Substructure

³ - Implicit Approach

۲-۵-۲- روش تفاضل محدود

روش FDM در کل شبیه روش FEM است و شامل تقسیم مدل به زیر بخش و جزء می‌باشد. اما در اینجا برای تحلیل مدل، شرایط بارگذاری و تحلیل به صورت یک مرحله‌ای انجام نمی‌شود بلکه شرایط اعمال بار و تحلیل مدل در فواصل زمانی بسیار کوتاه انجام می‌شود و در هر مرحله فرض بر آنست که هر جزء مستقل عمل می‌کند. روش ارتباط معلومات با مجهولات مسئله بر مبنای روابط حرکت نیوتن در ریاضیات است. تفاضل محدود از قدیمی‌ترین تکنیک‌های حل معادلات دیفرانسیل با مقادیر اولیه و مقادیر مرزی می‌باشد. در روش تفاضل محدود هر مشتق در معادلات حاکم مستقیماً توسط یک عبارت جبری که تابع متغیرهای میدان (تنش یا تغییر مکان در نقاط دلخواه در فضا) می‌باشد، جایگزین می‌شود. تغییر مکان‌های جزئی گره‌ها به مختصات گره‌ها اضافه می‌شوند به نحوی که شبکه با مصالح ارائه شده آن حرکت می‌کند و تغییر مکان می‌دهد. نام این عمل، فرمول‌بندی لاگرانژی است که در این روش بکار گرفته می‌شود. تصور بعضی بر آن است که روش تفاضل محدود به شبکه‌های المانی مستطیلی محدود می‌شود که در واقع چنین نیست. روش FDM را روش صریح^۱ می‌نامند، بدین معنی که اجزاء به طور مجزا تحلیل شده و تأثیر آنها بر جزء بعدی مورد بررسی قرار می‌گیرد. نرم افزار FLAC بر اساس این روش عمل می‌کند [۱۶].

۲-۵-۳- روش اجزاء مرزی

این روش جدیدتر از دو روش قبلی است. در این روش محیط مدل به صورت پیوسته در نظر گرفته می‌شود، اما تفاوت آن با دو روش قبلی در آنست که تنها مرزهای اطراف سازه (محیط) به اجزاء کوچکتر (اجزاء) تقسیم می‌شود مگر اینکه در محیط سازه موردنظر تغییراتی در مشخصات مواد وجود داشته باشد که در نتیجه فصل مشترک این نواحی نیز بصورت اجزای مرزی باید مدل شود. در این روش در ابتدا واکنش جزء ها نسبت به شرایط بارگذاری خارجی محاسبه شده و رفتار جزء های مرزی براساس معادلات

^۱ - Explicit Approach

دیفرانسیل جزئی شبیه سازی و تحلیل می شود و اگر مقادیر تنشها و تغییر شکلها را در داخل محیط موردنظر خواسته باشیم با انتگرال گیری از معادلات دیفرانسیل جزئی بدست می آیند. البته در برخی برنامه‌ها، تفاوت‌هایی میان مرزهای خارجی و داخلی قائل می‌شوند و در تعریف مدل بایستی به این نکته توجه شود.

هم اکنون این روش برای شرایط بسیار ساده شده دوبعدی همچون محیط‌های الاستیک خطی و هموزن کاربرد دارد و برای مدلسازی نیاز به حجم و سرعت بالای کامپیوتر ندارد. زیرا تعداد اجزاء و اطلاعات ورودی و خروجی بسیار کمتر است و لذا تهیه مدل، تحلیل و تفسیر نتایج سریعاً قابل انجام است [۱۶].

۲-۵-۴- روش اجزاء مجزا

در این روش محدوده مسئله به مجموعه‌ای از بلوک‌ها، مشابه روش جزء محدود تقسیم می شود. تفاوت اساسی این روش با سایر روش های عددی در ناپیوسته بودن محیط مدلسازی است. بنابراین در این روش تاثیر عوارض ساختاری نظیر درزه‌های سنگی، لایه‌بندی، گسل‌ها و انواع ناپیوستگی‌ها بصورت سطوح تلاقی میان بلوک‌های مجزا قابل بررسی می‌باشد. فرمولاسیون و توسعه این روش بطور جدی در ۲۰ سال اخیر توسط تحقیقات کاندال آغاز گردید. این روش در ابتدا برای تحلیل دو بعدی توده‌سنگ در نظر گرفته شده بود، اما بعداً برای تحقیق در مورد جریان یافتگی ذرات، مطالعه میکروسکوپی در مواد با ساختار دانه‌ای و بررسی چگونگی توسعه ترک در سنگ‌ها و بتن، بسط داده شد. نیروها و جابجایی‌ها در محل تماس از محاسبه اثر حرکت بلوک‌ها بر یکدیگر حاصل می شود. اغتشاش ایجاد شده توسط عوامل بیرونی در مرزها، بصورت حرکت بلوک‌ها در سیستم بلوکی گسترش می‌یابد. این روند یک فرآیند دینامیکی است که سرعت توسعه آن تابعی از خواص فیزیکی سیستم بلوک‌های مجزا می‌باشد. پارامترهای عددی متناظر با رفتار دینامیکی توسط الگوریتم گام زمانی^۱ توصیف می‌شود. اندازه گام زمانی به گونه‌ای انتخاب می‌شود که بتوان در هر گام زمانی، سرعت‌ها و شتاب‌ها را ثابت در نظر گرفت.

^۱- Time Step

روش جزء مجزا بر این فرض استوار است که گام‌های زمانی به اندازه‌ای کوچک هستند که در هر گام زمانی منفرد، اغتشاش ایجاد شده، مهلت برای حرکت از یک جزء مجزا به جزء مجزای مجاور آن را نداشته باشد. طرح کلی این راه‌حل مشابه روش صریح تفاضل محدود است که برای تحلیل‌های عددی پیوسته بکار می‌رود. برای بلوک‌های صلب، جرم بلوک و سختی سطوح مشترک بین بلوک‌ها، حدود گام زمانی را تعیین می‌کند. در بلوک‌های تغییر شکل‌پذیر، ابعاد محدوده در نظر گرفته شده و سختی سیستم شامل ترکیبی از مدول سنگ بکر و سختی در محل تماس‌ها، میزان گام زمانی را مشخص می‌کند.

روند محاسبات در این روش به صورت ترکیبی از به کارگیری قانون نیرو-جابجایی در محل تماس‌ها و قانون دوم نیوتن در بلوک‌ها می‌باشد. با قانون نیرو-جابجایی و با در دست داشتن جابجایی‌ها، نیروها در محل تماس‌ها بدست می‌آیند. قانون دوم نیوتن نیز حرکت بلوک‌ها را که ناشی از اعمال نیرو بر آنهاست تعیین می‌کند. کلیت فرمولاسیون عددی، بر اساس قوانین حرکت نیوتن، قوانین بقای انرژی و اندازه حرکت می‌باشد. با وجودی که ممکن است خطاهایی در روند انتگرال‌گیری عددی در برنامه کامپیوتری بروز کند، با انتخاب گام‌های زمانی مناسب و کوچک و مختصات‌دهی دقیق، این خطاها کم می‌شوند. روش جزء مجزا با توجه به منطق شکل‌گیری آن، روش قدرتمندی برای آنالیز مسائل در توده سنگ‌های ناپیوسته یا مواد سنگی با رفتار غیرخطی می‌باشد. در این حالت ممکن است لغزش و جدایش در درزه‌ها رخ داده و در محدوده بین دو درزه، بلوک‌ها دچار انتقال و چرخش شوند یا جریان یافتگی پلاستیک در قسمت‌های پیوسته اتفاق افتد [۱۶].

۲-۵-۵- روش تغییر شکل ناپیوسته

در سالهای ۱۹۸۴ و ۱۹۸۵، گودمن و شی^۱ از طریق محاسبات معکوس یک سیستم بلوکی به واسطه اندازه‌گیری جابجایی‌ها و کرنش‌ها، مدل پسرود DDA را معرفی نمودند [۱۶]. در مقام مقایسه، DDA در میان روش‌های عددی دیگر هم خانواده روش جزء مجزا می‌باشد. در این روش شکل‌گیری بلوک‌ها مشابه مش‌بندی در روش جزء محدود است. اجزاء یا بلوک‌هایی که در DDA بکار می‌روند می‌توانند هر شکل

^۱ - Shi and Goodman

محدب یا مقعری داشته باشند. همانطور که اشاره شد این روش اختصاصاً برای محیط ناپیوسته توسعه یافته است [۱۶].

۲-۶- مطالعات موردی

مهندسين طراح سازه های بزرگ زیرزمینی، به منظور بررسی فعالیت های انجام شده، آگاهی از مشکلات و نقاط ضعف این فعالیت ها و نیز چاره جویی های انجام شده در رفع معضلات، به مطالعات موردی مراجعه می کنند. تجربیات حاصل از اجرای سازه های مختلف در شرایط متفاوت، در چارچوب مطالعات موردی منتقل می گردد. از این رو برای اهداف این تحقیق لازم است مطالعات گسترده ای بر روی پروژه های انجام شده در جهان صورت گیرد تا تصویری کلی از جزئیات سیستم های نگه داری و روش های اجرای به کار رفته فراهم گردد.

۲-۶-۱- مغار نیروگاه زیرزمینی مائونگ^۱ [۱۷].

شکل و ابعاد مغار نیروگاه مائونگ به شرح زیر می باشد:

مغار نیروگاه به شکل نعل اسبی بوده و ابعاد آن به شرح ذیل می باشد:

طول ۱۱۲ متر، عرض ۲۰ متر و ارتفاع ۴۰ متر

وضعیت زمین شناسی توده سنگ دربرگیرنده مغار نیروگاه مائونگ به شرح زیر می باشد:

مغار نیروگاه در عمق ۲۵۰ متر از سطح زمین در داخل توفهای برشی بیگونگ با خمیره رسی و سیلتی قرار گرفته است.

نتیجه طبقه بندی مهندسی سنگ ها به روش Q سنگهای منطقه نیروگاه را بین ۱ و ۷ یعنی سنگ بد تا متوسط نشان می دهد. مدول الاستیسیته سنگ ۲/۵ گیگا پاسکال و نسبت پواسون آنها ۰/۲ می باشد.

^۱- Maung

آزمایشات مقاومت فشاری تک محوری، مقاومت سنگ ها را ۱۰۰ مگا پاسکال نشان می دهد. وضعیت تنش منطقه به صورت تنش ثقلی با $K_0 = 1,0.5$ در نظر گرفته شده است.

نگهداری طراحی شده شامل کابل های پیش تنیده با ظرفیت ۱۵۰ تن و طول ۱۸ متر به فاصله بندی $3/5 * 3/5$ متر، میل مهار با طول ۴ تا ۶ متر با فاصله داری $1/5 * 1/5$ متر و قطر ۲۵ میلی متر و شاتکریت با ضخامت ۱۵ سانتی متر همراه با مش فولادی و پوشش بتنی با ضخامت ۱ متر است [۱۴].

۲-۶-۲- مغار نیروگاه زیرزمینی ادولو^۱ [۱۸].

محل اجرا: ایتالیا

ابعاد مغار های نیروگاه:

نیروگاه دارای سه مغار با ابعاد در جدول (۲-۱) می باشد:

جدول ۲-۱- مشخصات فضا در نیروگاه زیرزمینی ادولو [۱۸].

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

خصوصیات مکانیک سنگی مغار نیروگاه زیرزمینی ادولو در جدول ۲-۲ ارائه شده است:

^۱- Edollo

جدول ۲-۲- خصوصیات مکانیکی سنگ های مختلف منطقه [۱۸].

نوع سنگ	مقاومت فشاری (MPa)	مدول الاستیته (GPa)	زاویه اصطکاک (درجه)	چسبندگی (MPa)
سنگ نوع یک	۶۴	۲۰	۴۳	۱۵
سنگ نوع دو	۴۵	۱۲/۵	۴۳	۱۰

مولفه های اصلی تنش منطقه عبارتند از:

تنش اصلی حداکثر برابر با ۲۴/۹ مگاپاسکال و تنش اصلی حداقل برابر با ۱۵/۶ مگاپاسکال می باشد.

سیستم نگهداری استفاده شده در مغار های نیروگاه به صورت زیر می باشد:

برای نگهداری سقف از بتن مسلح به صورت طاق قوس دار و برای نگهداری دیوارها از میل مهارهایی با طول ۶ متر و با فاصله بندی ۱/۵ * ۳ متر همراه با شبکه فولادی استفاده شده است.

۲-۶-۳- مغار نیروگاه دوم سد شهید عباسپور [۱۹].

ابعاد : ارتفاع : ۵۲ متر ، عرض : ۲۹ متر و طول : ۱۴۵ متر

وضعیت زمین شناسی مغار نیروگاه دوم سد شهید عباسپور به شرح زیر می باشد :

نیروگاه در سازند آسماری قرار گرفته است که از نظر سنگ شناسی توالی از آهک و آهک دولومیتی میباشد.

سیستم نگهداری استفاده شده برای مغار نیروگاه دوم سد شهید عباسپور به صورت زیر می باشد:

برای افزایش پایداری مغار نیروگاه ، نصب میل مهار هایی به طول ۸ متر و با فاصله بندی ۱/۵ تا ۲ متر و به قطر ۲۵ میلیمتر پیشنهاد شده است.

همچنین نصب شاکریت مسلح با توری به ضخامت ۵ تا ۱۰ سانتی متر توصیه شده است.

۲-۶-۴- مغار نیروگاه کارون ۳ [۲۰].

ابعاد : ارتفاع : ۴۸/۳ متر ، عرض : ۲۵ متر و طول : ۲۵۱/۴ متر

وضعیت زمین شناسی مغار نیروگاه کارون ۳ به شرح زیر می باشد :

مغار نیروگاه در سازند آسماری قرار گرفته است که از نظر سنگ شناسی توالی از آهک و آهک مارنی می باشد.

جدول ۲-۳- پارامتر های مقاومتی توده سنگ [۲۰].

زاویه اصطکاک (درجه)	نسبت پوآسون	زاویه اتساع (درجه)	مقاومت چسبندگی (MPa)	مقاومت کششی (MPa)	مدول تغییر شکل پذیری (GPa)
۴۲	۰/۲۵	۰	۱/۶۵	۰/۰۱۳۶	۸

سیستم نگهداری استفاده شده برای مغار نیروگاه کارون ۳ به صورت زیر می باشد:

میل مهار های مکانیکی و با مهار های ترکیبی و پیش تنیده با قطر ۳۶ میلیمتر و ظرفیت باربری ۱۰۰

تن و پیش تنیدگی ۲۰ تن با الگوی زیر به عنوان طرح بهینه و پایدار انتخاب و معرفی شده است :

سقف : میل مهار با طول ۸ متر و فاصله داری ۱/۲۵ * ۲ متر

دیواره چپ : میل مهار با طول ۸ متر و فاصله داری ۱/۵ * ۲ متر

دیواره راست : میل مهار با طول ۸ و ۶ متر و فاصله داری ۱/۵ * ۲ متر

۲-۶-۵- مغار مخزن زیرزمینی ذخیره نفت خام [۲۱].

ابعاد : ارتفاع : ۲۰ متر ، عرض : ۱۵ متر و طول : ۱۱۲ متر

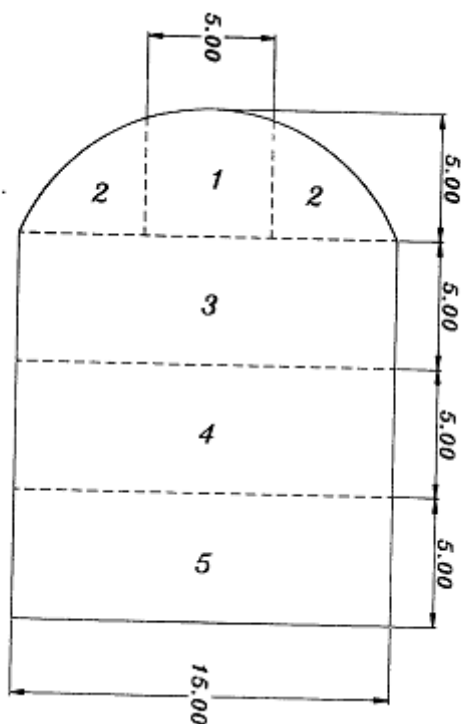
وضعیت زمین شناسی مغار مخزن زیرزمینی ذخیره نفت خام به شرح زیر می باشد :

سنگ های منطقه مغار غالباً گرانودیوریت متعلق به دوران ژوراسیک فوقانی می باشند. سنگ های منطقه جزء سنگ های سخت محسوب شده و تازه و غیر هوازده می باشند. محل حفر مخزن اصلی مغار در عمق ۴۲ الی ۶۲ متری از سطح زمین قرار دارد.

روش حفاری و سیستم نگهداری استفاده شده برای مغار مخزن زیرزمینی ذخیره نفت خام به صورت زیر می باشد:

حفاری محفظه اصلی مخزن همانطور که در شکل (۲-۱۱) نشان داده شده است در ۵ مرحله انجام پذیرفت. ابتدا قسمت تاج و وسط سقف مغار و سپس طرفین سقف برداشته شدند و حفاری بقیه مراحل به صورت پله ای ادامه یافت.

نگهداری سقف و دیواره ها با استفاده از راک بولت های ۳ تا ۵ متری و شاتکریت به ضخامت ۱۰ الی ۱۵ سانتیمتر انجام می پذیرفت. تحلیل پایداری مغار اصلی به روش اجزاء محدود انجام شده است. در هنگام حفر مغار با نصب ابزار دقیق (نظیر اکستنسومتر) جا به جایی دیواره ها اندازه گیری شده است و نتایج حاصل با نتایج به دست آمده از روش اجزاء محدود مطابقت داشته است.



شکل ۲-۱۰: مشخصات هندسی مغار مخزن ذخیره نفت خام و مراحل اجرای آن [۲۱].

۲-۶-۶- مخزن بزرگ زیرزمینی مین استریم^۱ [۲۱].

ابعاد: ارتفاع: ۱۹/۲ متر، عرض: ۲۹/۳ متر و طول: ۸۳/۲ متر

وضعیت زمین شناسی مخزن بزرگ زیرزمینی مین استریم خام به شرح زیر می باشد:

جنس سنگ ها در محل ساختگاه مخزن زیرزمینی تا عمق ۱۲۰ متر از سطح زمین دولومیت می باشد.

سنگ های منطقه عموماً مربوط به دوران کامبرین تا سیلورین می باشند. مخزن زیرزمینی در عمق ۱۰۹ متری از سطح زمین ساخته شده است.

روش حفاری و نگهداری در مخزن بزرگ زیرزمینی مین استریم خام به شرح زیر می باشد:

^۱- Main stream

حفاری این مخزن زیرزمینی به صورت پله ای (تاج و پایه)^۱ صورت گرفته است. در ابتدا یک تونل اکتشافی در سقف حفر گردیده و با عریض نمودن این تونل قسمتی از سقف مخزن حفاری شده است (شکل ۲-۱۲).

در مراحل بعدی دو طرف این تونل تعریض گردید تا عرض مطلوب فضای زیرزمینی به ست آید. نگهداری این فضای زیرزمینی به وسیله راک بولت همراه با شاتکریت و شبکه فولادی و در نهایت یک پوشش بتن مسلح به خاطر ضریب ایمنی بیشتر در طول عمر این فضا تامین گردید. مقطع این مخزن زیرزمینی و روش نگهداری آن در شکل (۲-۱۲) نشان داده شده است. جزئیات بیشتر وسائل نگهداری به شرح زیر می باشند.

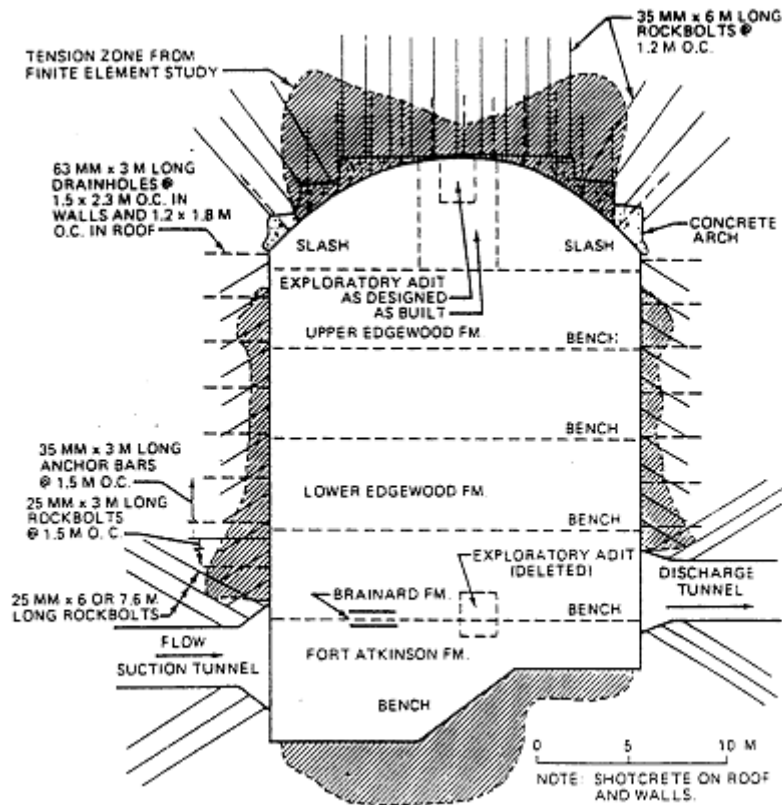
سقف : راک بولت به طول ۳ متر، فاصله داری $1/2 * 1/2$ m و قطر ۳۵ mm

دیواره ها : راک بولت به طول ۳ متر ، فاصله داری $1/5 * 1/5$ m و قطر ۲۵ mm

شاتکریت : به ضخامت ۱۵۰ میلی متر همراه با شبکه فولادی

پوشش نهایی : بتن مسلح به ضخامت ۲۰۰ میلی متر

^۱ - Heading & Benching



شکل ۲-۱۱: روش حفاری و سیستم نگهداری [۲۱].

۲-۶-۷- نیروگاه آبی فرارا^۱ [۲۱].

ابعاد: ارتفاع: ۲۵ متر، عرض: ۲۹ متر و طول: ۱۴۵ متر

وضعیت زمین شناسی نیروگاه آبی فرارا به شرح زیر می باشد:

محفظه اصلی نیروگاه در سنگ هایی از جنس گنایس بنا شده است. این سنگ ها تقریباً توده ای و با درزه های نسبتاً کم می باشند.

روش حفاری و نگهداری در نیروگاه آبی فرارا به شرح زیر می باشد:

^۱- Ferrera

حفاری فضای زیرزمینی به روش موسوم به آلمانی انجام گردید. در این روش ابتدا طرفین فضای زیرزمینی خالی شده و بعد از نگهداری و اجرای پوشش بتنی، سنگ های باقیمانده، در قسمت میانی زیرزمینی برداشته می شود و باقیمانده پوشش تاج سقف تکمیل می گردد.

۲-۶-۸- نیروگاه زیرزمینی چایرا^۱ [۲۱].

ابعاد : ارتفاع : ۴۵ متر ، عرض : ۲۲/۵ متر و طول : ۱۱۱ متر

وضعیت زمین شناسی نیروگاه زیرزمینی چایرا به شرح زیر می باشد :

توده سنگ در برگیرنده مغار نیروگاه، از گرانیت - آمفیبولیت با دانه های متوسط تشکیل شده است. مغار نیروگاه در عمق ۳۴۰ متری از سطح زمین واقع شده است. درزه ها عموماً با رس پر شده اند.

سیستم نگهداری نیروگاه زیرزمینی چایرا به شرح زیر می باشد :

نگهداری مغارها به وسیله یک لایه شاتکرینت به ضخامت ۱۵ الی ۲۰ سانتیمتر و کابل بولت های بلند، به طول ۱۰ الی ۱۲ متر با ظرفیت باربری مقاومت ۱۱۰۰ الی ۱۳۰ تن انجام پذیرفت. پراکندگی کابل بولت ها در سقف مغارها، یک کابل به ازای ۱۰/۶ الی ۱۶/۸ متر مربع سطح می باشد. در میان کابل ها، راک بولت هایی به طول ۴/۵ متر برای پایداری بیشتر سقف نصب گردیده است.

۲-۶-۸- مغار نیروگاه کیامبر^۲ [۲۱].

^۱- Chaira

^۲- Kiambere

ابعاد : ارتفاع : ۳۳/۵ متر ، عرض : ۲۰ متر و طول : ۴ متر

وضعیت زمین شناسی نیروگاه زیرزمینی کیامبر به شرح زیر می باشد :

ساختگاه نیروگاه در منطقه ای قرار دارد که سنگ های آهکی، گنیس و شیست تشکیل شده است. مغار اصلی نیروگاه در داخل سنگ های گنیس واقع شده است. منطقه ای که مغار در آن قرار دارد از اطراف با غسل های متعدد محصور است.

روش حفاری و نگهداری در نیروگاه زیرزمینی کیامبر به شرح زیر می باشد :

حفاری مغار در هفت مرحله صورت پذیرفت و جمعاً در نزدیکی سقف برداشته شد و اینکار با نصب ابزار دقیق در سقف و مراقبتهای ویژه انجام گردید. در این راستا برای حفاری سقف و اطراف آن از انفجار کنترل شده استفاده گردید. پس از حفاری سقف و مشاهده پایداری آن، طرح استفاده منظم از راک بولت برای نگهداری سقف تغییر یافت و فقط در مناطقی که لازم بود نصب گردید. سراسر سقف به وسیله لایه ای به ضخامت ۵۰ میلیمتر از شبکه فولادی و شاتکریت پوشانده شد.

۲-۶-۹- نیروگاه زیرزمینی فورتونا^۱ [۲۱].

ابعاد : ارتفاع : ۳۵ متر ، عرض : ۲۴ متر و طول : ۸۰ متر

وضعیت زمین شناسی نیروگاه زیرزمینی فورتونا به شرح زیر می باشد :

در منطقه ساختگاه نیروگاه سه نوع سنگ تشخیص داده شد که عبارتند از آندزیت متمایل به آبی، آگلومرای قرمز متمایل به قهوه ای و توف. در محل احداث مغار نیروگاه ۸۵ درصد سنگ ها آندزیت، ۱۵ درصد آگلومرا و حدوداً یک درصد توف بودند.

روش حفاری و نگهداری در نیروگاه زیرزمینی فورتونا به شرح زیر می باشد :

^۱- Fortuna

به علت مشکلات اجرایی و تغییر وضعیت و کیفیت سنگ های داخل مغار، پس از حفاری قسمتی از مغار، تغییراتی در توالی مراحل حفاری مغار و دیگر فضاهاى زیرزمینی پروژه به وجود آمد. در طرح اولیه نگهداری مغار اجرای راک بولت به طول ۷ متر در سقف و به طول ۵/۵ متر در دیواره ها همراه با شاتکریت توصیه شده بود. اما مشکلات پیش بینی نشده در کیفیت سنگ ها و نتایج حاصل از به کارگیری ابزار دقیق در کنترل حرکت سقف و دیواره ها، در مراحل نخستین حفاری مغار این طرح تغییر یافت.

۲-۶-۱۰- نیروگاه زیرزمینی سی راتا^۱ [۲۱].

ابعاد : ارتفاع : ۵۰ متر ، عرض : ۲۸ متر و طول : ۲۵۰ متر

وضعیت زمین شناسی نیروگاه زیرزمینی سی راتا به شرح زیر می باشد :

مغار نیروگاه در سنگ های برشی واقع شده است که از توف های آندزیتی و زون های برشی تشکیل شده است. طبقه بندی مهندسی سنگ ها به روش بینیاوسکی (RMR) نشان می دهد که سنگ های منطقه خوب تا متوسط ارزیابی می شوند. قسمت های خرد شده و زون های برشی نیز به عنوان سنگ های ضعیف تا خیلی ضعیف طبقه بندی شده اند. فاصله درزه ها در این سنگ غالباً نزدیک و بین ۱۰ الی ۳۰ سانتیمتر می باشد.

روش حفاری و نگهداری در نیروگاه زیرزمینی سی راتا به شرح زیر می باشد :

حفاری مغار نیروگاه در ۱۲ مرحله به صورت پله ای انجام پذیرفت. در هر مرحله به خاطر صدمه کمتر دیواره های مغار ابتدا قسمت مرکزی هر پله برداشته شد و سپس با استفاده از انفجار کنترل شده دو طرف هر پله حفاری گردید. پس از حفاری هر قسمت از سقف یا دیواره فوراً در آن قسمت وسائل نگه

^۱- Cirta

داری نصب گردیدند. سیستم نگهداری این مغار ترکیبی از کابل بولت ها، راک بولت و شاتکریت پیش بینی شده است.

۲-۶-۱۱- پروژه ایجاد مخزن آب زیرزمینی وان کورتلند^۱ [۲۱].

ابعاد: ارتفاع: ۱۲/۵ متر، عرض: ۱۴/۵ متر و طول: ۱۹۰ متر

وضعیت زمین شناسی مخزن آب زیرزمینی وان کورتلند به شرح زیر می باشد:

سنگ دربرگیرنده این مجموعه زیرزمینی غالباً گنایس گرانیتی موسوم به یانکر می باشد. زون گسله ای در فاصله ۹۰۰ الی ۱۵۰۰ متری از محل ساختگاه قرار دارد.

روش حفاری و نگهداری در مخزن آب زیرزمینی وان کورتلند به شرح زیر می باشد:

عملیات حفاری این مغار با حفر تکیه گاه سقف مغار شروع گردید. روش حفاری همان روش سنتی چالزنی و انفجار بود. سپس کناره های تاج مغار به صورت تمام مقطع حفاری گردید.

سقف: نگهداری با شبکه فولادی و راک بولت هایی به طول ۲/۴ الی ۴/۵ متر

دیواره ها: بولت هایی به طول ۳ متر و قطر ۲۵ میلیمتر

البته مغار های مختلفی نظیر: مغار مسجد سلیمان [۲۲]، مغار اکویوشینو^۲ [۲۳]، مغار وهر^۱ [۲۴] و ... نیز از نظر تحلیل پایداری و طراحی سیستم نگهداری توسط محققین مختلف مورد بررسی قرار گرفته است.

^۱- Van Cortland

^۲- Okuyoshino

فصل سوم :

تملیل های تجربی و سافتاری طرح

فصل ۳ - تحلیل های تجربی و ساختاری طرح

۳-۱- طراحی بر اساس طبقه بندی مهندسی سنگ

یکی از مهم ترین روش های طراحی تونل ها و مغار ها، استفاده از رده بندی های مهندسی توده-سنگ می باشد. بر اساس برداشت های صحرایی و بررسی های زمین شناسی مهندسی صورت گرفته، همچنین شرایط سیستم شکستگی های منطقه، امتیاز های حاصله در هر یک از روش های رده بندی مهندسی توده سنگ به صورت جدول (۳-۱) خلاصه می گردد:

جدول ۳-۱- پارامترهای ژئومکانیکی توده سنگ های مرتبط با سازند نوع دالان

سیستم طبقه بندی	RMR ₈₉		RQD		Q	
	مقدار	توصیف	مقدار	توصیف	مقدار	توصیف
سنگ آهک دولومیتی	۴۲-۵۰	نسبتا خوب	۶۰-۶۹	نسبتا خوب	۰/۸-۱/۹۴	بسیار ضعیف

۳-۱-۱- طبقه بندی RMR

شاخص امتیاز توده سنگ مورد مطالعه RMR برابر ۵۸ می باشد. با توجه به امتیاز حاصل شده توده سنگ در گروه سه (متوسط) قرار می گیرد. حال بر اساس جدول (۳-۲) نگهداری پیشنهادی برای این شرایط شامل میل مهارهای سیستماتیک با طول ۴ متر و با فاصله داری ۲-۱/۵ متر در سقف و دیواره ها به همراه استفاده از شبکه سیمی^۱ در سقف. علاوه بر این، این جدول استفاده از ۵۰-۱۰۰ میلی متر شاکریت در قسمت تاج یا سقف و ۳۰ میلی متر در دیواره ها را پیشنهاد می نماید. خاطر نشان می-

^۱ - Wire Mesh

گردد که این پیشنهاد برای تونل هایی با دهانه حدود ۱۰ متر می باشد و در نتیجه از مقادیر حاصله تنها می توان به عنوان تخمین اولیه ای برای طراحی نگهداری مغار مورد نظر استفاده نمود.

جدول ۳-۲- پیشنهادات برای حفاری و نگهداری توده سنگ تونل ها بر اساس رده بندی RMR [۹].

Rock mass class	Excavation	Rock bolts (20 mm diameter, fully grouted)	Shotcrete	Steel sets
I - Very good rock RMR: 81-100	Full face, 3 m advance.	Generally no support required except spot bolting.		
II - Good rock RMR: 61-80	Full face , 1-1.5 m advance. Complete support 20 m from face.	Locally, bolts in crown 3 m long, spaced 2.5 m with occasional wire mesh.	50 mm in crown where required.	None.
III - Fair rock RMR: 41-60	Top heading and bench 1.5-3 m advance in top heading. Commence support after each blast. Complete support 10 m from face.	Systematic bolts 4 m long, spaced 1.5 - 2 m in crown and walls with wire mesh in crown.	50-100 mm in crown and 30 mm in sides.	None.
IV - Poor rock RMR: 21-40	Top heading and bench 1.0-1.5 m advance in top heading. Install support concurrently with excavation, 10 m from face.	Systematic bolts 4-5 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh.	100-150 mm in crown and 100 mm in sides.	Light to medium ribs spaced 1.5 m where required.
V - Very poor rock RMR: < 20	Multiple drifts 0.5-1.5 m advance in top heading. Install support concurrently with excavation. Shotcrete as soon as possible after blasting.	Systematic bolts 5-6 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh. Bolt invert.	150-200 mm in crown, 150 mm in sides, and 50 mm on face.	Medium to heavy ribs spaced 0.75 m with steel lagging and forepoling if required. Close invert.

۳-۱-۲- طبقه بندی Q

بارتن و همکارانش، ۳۸ گروه نگهداری را برای استفاده در سیستم نگهداری دائم سازه های زیرزمینی با مقادیر Q مختلف ارائه کرده اند. می توان طول میل مهارهای مورد نیاز را با توجه به ابعاد سازه (B) و نسبت نگهداری سازه (ESR) به دست آورد [۹].

$$L = 2 + 0.15 \times \frac{B}{ESR} = 2 + 0.15 \times \frac{24.5}{1} = 5.675 \text{ متر} \quad (۱-۳)$$

که در آن:

L : طول میل مهار (متر)

B : عرض سازه (متر) است.

مقادیر ESR برای انواع مختلف فضاهای زیرزمینی از روی جدول (۳-۳) بدست می آید.

جدول ۳-۳- مقادیر نسبت نگهداری فضاهای زیرزمینی [۱۳].

S. No.	Type of excavation	ESR
1	Temporary mine openings, etc.	3-5
2	Vertical shafts:	2.5
	(i) circular section	2.0
	(ii) rectangular/square section	
3	Permanent mine openings, water tunnels for hydropower (excluding high pressure penstocks), pilot tunnels, drifts and headings for large excavations, etc.	1.6
4	Storage rooms, water treatment plants, minor road and railway tunnels, surge chambers, access tunnels, etc. (Cylindrical cavern?)	1.3
5	Oil storage caverns, power stations, major road and railway tunnels, civil defence chambers, portals, intersections, etc.	1.0
6	Underground nuclear power stations, railway stations, sports and public facilities, factories, etc.	0.8

Note: ESR should be increased by 1.5 times and Q by 5Q and Q_w by 5 Q_w for temporary supports.

علاوه بر این با استفاده از جداول ۳-۵ الی ۳-۷ می توان سیستم نگهداری پیشنهادی با در نظر گرفتن روش طبقه بندی Q را تعیین نمود. برای این منظور ابتدا باید مقدار بعد معادل را بدست آورد [۲۶].

می دانیم:

$$D_e = \frac{\text{ارتفاع دیواره یا قطر فضاي زیرزمینی}}{ESR} \quad (۲-۳)$$

مغار مورد بررسی دارای قطر ۲۴/۵ متر می باشد. در نتیجه بعد معادل این مغار برابر است با:

$$D_e = \frac{24.5}{1} = 24.5m$$

در فصل قبل گزارش شد که، برای توده سنگ آهک دولومیتی مقدار Q برابر است با: ۱/۹۴. بر این اساس فاصله داری میل مهارها در صورت استفاده از شاتکریت بین ۱/۳ تا ۱/۷ متر و در صورت عدم استفاده از المان تحکیم شاتکریت بین ۱ تا ۱/۳ متر پیشنهاد شده است. همچنین با در نظر گرفتن جدول (۳-۷) می توان طول میل مهارها و ضخامت شاتکریت مورد نیاز را به ترتیب برابر ۵/۶۷۵ متر و ۱۵۰ میلی متر تخمین زد. علاوه بر این جداول (۳-۴) الی (۳-۶) استفاده از قاب های فلزی با فاصله ۱ تا ۲/۵ متر را پیشنهاد می نماید .

جدول ۳-۴- نگهداری تخمینی مورد نیاز با استفاده از مقدار Q [۱۵].

Q Value	<0.01	0.01-0.1	0.1-1.0	1-10	10-100	100-1000	
Description	Poor			Poor	Fair	Good	
	Exception	Extremely	Very			OK/Very	Ext./Exc.
Equivalent span/ height	No rock support						
	0.15	0.25-0.8	0.8-2	2-5	5-12	12-30	
4-100				4 <---- Spot bolting ----> 100			
1.5-70			0.15 <---- Systematic bolting ----> 50				
0.3-60		0.3 <----- Bolts and shotcrete -----> 60					
0.15-50	0.15 <----- Bolts and fibercrete -----> 50						
3-40	3 <-- Cast concrete lining --> 40						

جدول ۳-۵- فشار نگهداری و دهانه تخمینی با استفاده از مقدار Q [۱۵].

Rock mass quality, Q value	<0.01	0.01-0.1	0.1-1.0	1-10	10-100	100-1000
Support pressure (kg/sq cm)	5-30	3-15	1-7	0.5-3	0.1-2	0.01-0.2
Unsupported span (m)	≤0.5 m	0.5-1.0 m	1.0-2 m	2-4 m	4-12 m	>12 m

جدول ۳-۶- نگهداری تخمینی مورد نیاز با استفاده از مقدار Q [۱۵].

Q Value		<0.01	0.01-0.1	0.1-1.0	1-10	10-100	100-1000	
Description		Poor			Poor	Fair	Good	
		Exception	Extremely	Very			OK/very	Ext./Exc.
Bolt spacing	Shotcreted		1.0-1.3 m	1.3-1.7 m	1.7-2.3 m	2.3-3.0 m	N/R	
	No shotcrete			1.0-1.3 m	1.3-2.0 m	2.0-4.0 m	N/R	
Typical shotcrete thickness		300 mm	250 mm	150 mm	120 mm	90 mm	N/R	
Span or height (m) /ESR	Bolt length (m)	l <--- 150 mm shotcrete ---> 50						
		l <----- 120 mm shotcrete -----> 70						
		l <----- 90 mm shotcrete -----> 80						
		1.5 <- 50 mm shotcrete -> 60						
1	1.2	150 mm	110 mm	75 mm				
2	1.5	200 mm	140 mm	90 mm	45 mm			
5	2.4	250 mm	175 mm	120 mm	60 mm	40 mm	N/R	
10	3.0	300 mm	225 mm	150 mm	90 mm	40 mm		
20	5		300 mm	210 mm	120 mm	50 mm		
30	7			300 mm	135 mm	75 mm		
50	11				150 mm	100 mm		
100	20							
Steel ribs		0.5 m	0.5-1.0 m	1.0-2.5 m	2.5-5 m	N/R		

همچنین می توان دهانه خود نگهدار را با استفاده از رابطه ۳-۳ محاسبه نمود [۱۲].

$$\text{حداکثر دهانه بدون نگهداری} = 2ESR \times Q^{0.4} \quad (3-3)$$

که در نتیجه با دانستن مقدار ۱/۹۴ برای Q و ۱ برای ESR، حداکثر دهانه خودپایدار حدوداً ۲/۶ متر خواهد بود که از بازه پیشنهادی در جدول (۳-۷) کمی بیشتر می باشد.

نتایج تحلیل های تجربی بر روی مغار نیروگاه در جدول (۳-۸)، ارائه شده است.

جدول ۳-۷- تحلیل نتایج طراحی های تجربی مغار نیروگاه

سیستم طبقه بندی یا رابطه تجربی	دهانه خود نگهدار (m)	طول میل مهار (m)	فاصله داری میل مهار (m)	ضخامت شاتکریت (mm)
RMR	-	۴	۱/۵-۲	۵۰-۱۰۰
Q	۲	۵/۶۷۵	۱/۳-۱/۷	۱۵۰

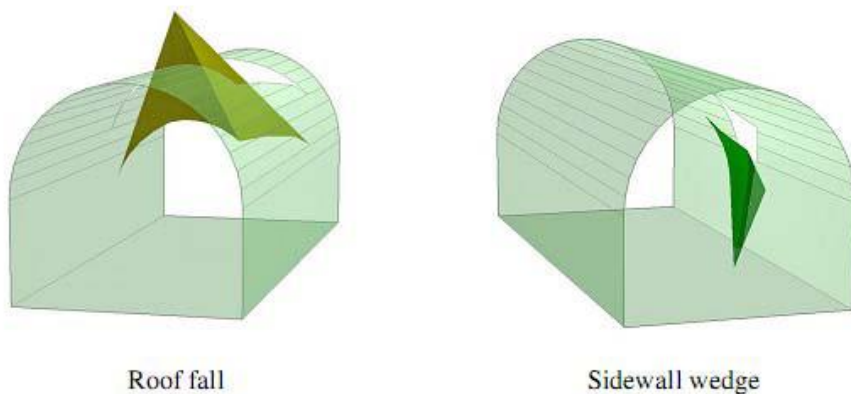
۳-۲- ناپایداری های ساختاری در فضاهای زیرزمینی حفر شده در سنگ های سخت

در فضاهای زیرزمینی حفر شده در توده سنگ های درزه دار که در عمق نسبتاً کمی از سطح زمین قرار دارند، معمولی ترین شکل گسیختگی آنهايي هستند که شامل سقوط گوه ها از سقف یا لغزش آنها از دیواره ها می باشند. این گوه ها بوسیله تقاطع ساختارهای زمین شناسی مانند سطوح لایه بندی و درزه ها، که سبب ایجاد جدایش در توده سنگ و در نتیجه تجزیه آنها به اجزای مجزا ولی قفل شده در یکدیگر، تشکیل می شوند. زمانی که یک سطح آزاد توسط حفر یک فضای زیرزمینی ایجاد می گردد، محدودیت ها و عوامل بازدارنده از توده سنگ های اطراف حذف می شود. یک یا چند گوه تشکیل یافته در این حالت امکان سقوط و یا لغزش را از این سطوح ایجاد شده پیدا می نمایند. البته شرط این مطلب آن است که یا ناپیوستگی ها و صفحات لغزش موجود پیوسته باشند و یا شرایط به گونه ای رقم بخورد که نواحی سنگی متصل کننده دو بلوک، در راستای ناپیوستگی شکسته شود [۱۲].

در صورتیکه این گوه های لق تحکیم نگردند، پایداری دیواره ها و سقف حفره ایجاد شده به سرعت رو به تحلیل می رود. هر گوه ای که امکان لغزش و یا سقوط را دارد، می تواند موجب کاهش محدودیت ها و

عوامل بازدارنده و نیز قفل شدگی موجود در بین قطعات توده سنگ شده که این مساله خود سبب فراهم شدن زمینه برای سقوط گوه های دیگر می شود. این فرایند گسیختگی تا زمانی ادامه خواهد یافت که یا به طور طبیعی کمانش^۱ در توده سنگ رخ دهد و مانع ریزش بیشتر شود و یا فضای ایجاد شده، از مواد سقوط کرده پر گردد [۱۴].

ناپایداری گوه ها به علت لغزش و سقوط به ترتیب در دیواره و سقف در شکل (۳-۱) ارائه شده است.



شکل ۳-۱: گسیختگی گوه ها در اثر لغزش در دیواره و سقوط از سقف [۱۵].

مراحلی که برای مقابله با این مساله باید بررسی گردد، به شرح زیر است:

۱. تعیین میانگین شیب و جهت شیب دسته ناپیوستگی های عمده در توده سنگ.
۲. تشخیص گوه های دارای پتانسیل لغزش یا سقوط از دیواره ها یا سقف فضای زیرزمینی.
۳. محاسبه فاکتور ایمنی این گوه ها بر اساس نوع گسیختگی.
۴. محاسبه مقدار تقویت مورد نیاز برای رساندن فاکتور ایمنی گوه ها به سطح قابل قبول [۱۵].

^۱ - Arching

۳-۲-۱- تشخیص گوه های دارای پتانسیل گسیختگی

شکل و اندازه گوه های دارای پتانسیل گسیختگی در توده سنگ اطراف یک فضای زیرزمینی بستگی به اندازه، شکل و جهت داری فضای زیرزمینی و نیز جهت داری دسته ناپیوستگی های عمده دارد. هندسه سه بعدی مساله لزوم انجام یک سری محاسبات نسبتاً طاقت فرسا را ضرورت می بخشد. در حالی که می توان این محاسبات را با دست انجام داد ولی استفاده از یک برنامه کامپیوتری مناسب تر خواهد بود. یکی از این برنامه ها برنامه UNWEDGE است که به طور ویژه برای استفاده در فضاهای زیرزمینی واقع در سنگ های سخت، طراحی شده است [۱۵].

توده سنگ دربرگیرنده ی مغار نیروگاه، دارای چهار دسته ناپیوستگی عمده است. ناپیوستگی J_1 به عنوان ناپیوستگی غالب در این ناحیه عمدتاً دارای طولی کمتر از ۳ متر و بازشدگی تا ۱۰ میلیمتر است. در سطوح باز این درزه ها آثار پرشدگی مواد سطحی با سطوح نامنظم دیده می شود. ویژگی ناپیوستگی های موجود در جدول (۳-۹) نشان داده شده است.

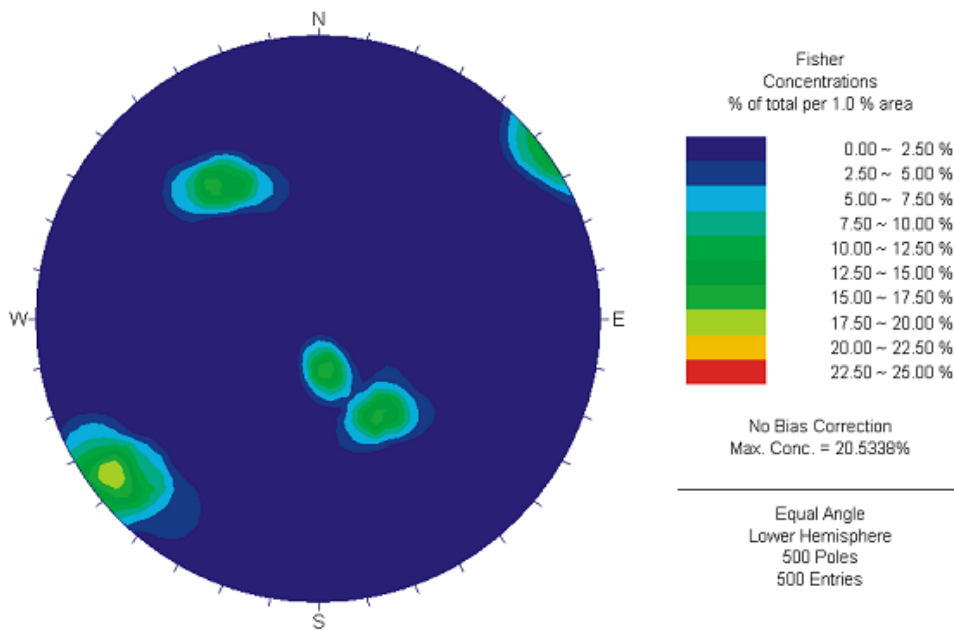
جدول ۳-۸- مشخصات دسته ناپیوستگی ها [۲]

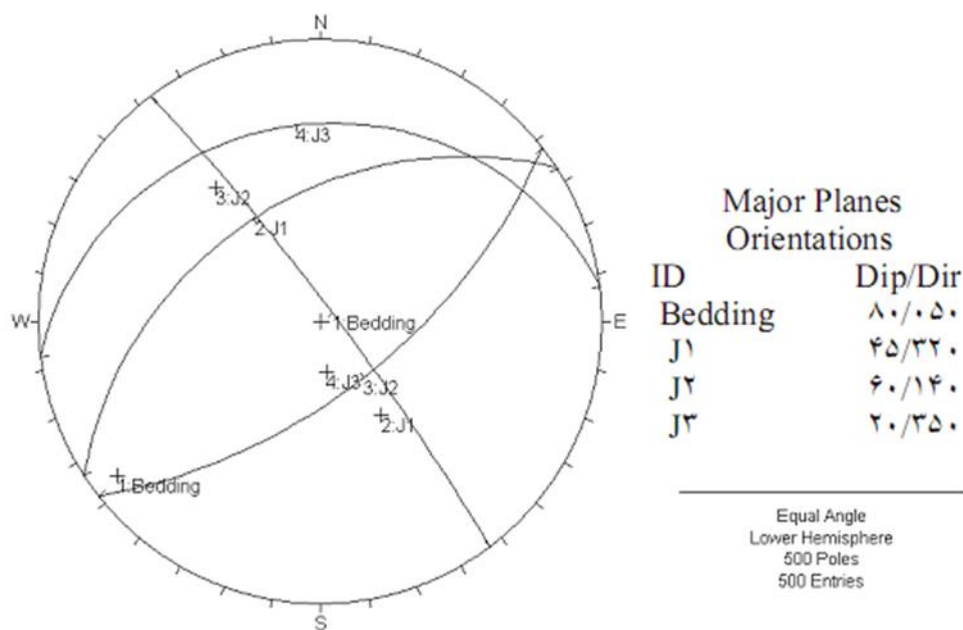
وضعیت آب	زبری	بازشدگی	پرشدگی	فاصله داری	طول	جهت شیب (درجه)	شیب (درجه)	ناپیوستگی
نمناک	زبر مسطح	۰/۲۵-۱۰	لوم و گوژ	۶-۶۰	۳-۱۰	۵۰	۸۰	Bedding
نمناک	زبر نامسطح	۰/۵-۱۰	لوم	۲۰ -۲۰۰	۱-۳	۳۲۰	۴۵	J_1
نمناک	زبر مسطح	۰/۵-۱۰	لوم	۶۰ -۲۰۰	<۱	۱۴۰	۶۰	J_2

J ₃	۲۰	۳۵۰	۱-۳	۲۰-۶۰	لوم	۰/۵-۱۰	زبر مسطح	نمناک
----------------	----	-----	-----	-------	-----	--------	-------------	-------

در شکل (۲-۳) دیاگرام و تصویر استریوگرافیک ناپیوستگی های موجود در توده سنگ در بر گیرنده مغار نیروگاه، ارائه شده است.

JOINT VENTURE



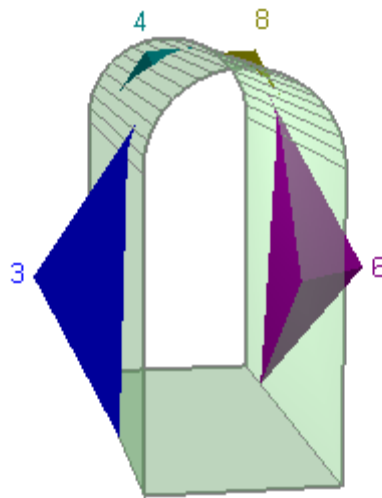


شکل ۳-۲: کنتور دیاگرام و نمایش تصویر استریوگرافیک ناپیوستگی های موجود در توده سنگ در بر گیرنده مغار

فرض بر آن است که همه ناپیوستگی ها صفحه ای و پیوسته هستند و نیز مقاومت برشی سطوح با زاویه اصطکاک $\theta = 30^\circ$ و مقاومت چسبندگی صفر مشخص می گردد. این خصوصیات مقاومت برشی بر مبنای توصیه نرم افزار UNWEDGE بسیار محافظه کارانه است ولی شروع معقولی برای بیشتر آنالیزهای از این دست می باشد.

اطلاعات چهار دسته ناپیوستگی به همراه مشخصات مقطع حفره، پلانچ و امتداد آن در برنامه UNWEDGE وارد می گردد. سپس برنامه موقعیت و ابعاد بزرگترین گوه هایی که امکان تشکیل یافتن در سقف، کف و دیواره های حفره را دارند، تعیین می نماید.

در شکل (۳-۳) ناپایدارترین گوه ها مشاهده می شود.



شکل ۳-۳: گوه های تشکیل شده توسط دسته درزه های تعریف شده

۳-۲-۲- نگهداری لازم برای کنترل گسیختگی گوه

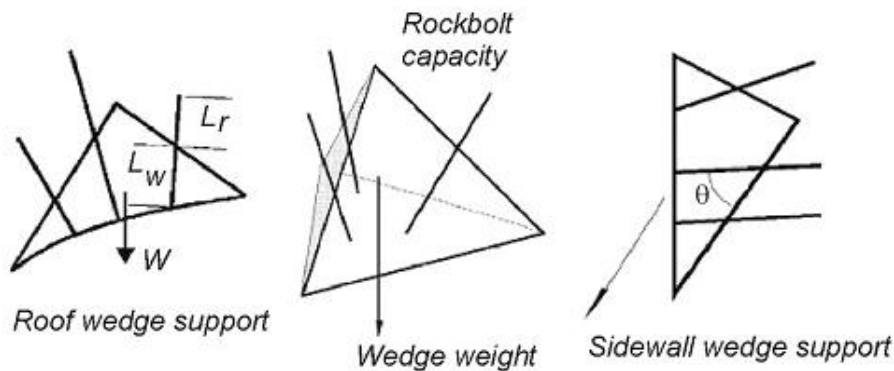
یکی از مشخصه های گسیختگی گوه ها در سنگ های بلوکی این است که قبل از وقوع گسیختگی مقدار بسیار کمی جابجایی در توده سنگ رخ دهد. در حالت سقوط گوه از سقف، گسیختگی می تواند در اولین زمانی که زیر تمام قسمت تحتانی گوه خالی شد، صورت گیرد. در حالتی که گوه ها در دیواره قرار دارند، جابجایی به میزان چند میلی متر بر روی یک سطح یا خط فصل مشترک دو صفحه، می تواند برای غلبه بر مقاومت حداکثر این سطوح کافی باشد و گسیختگی اتفاق افتد. این بدان معنی است که حرکت در راستای سطوح باید به حداقل برسد. در نتیجه سیستم نگهداری باید یک عکس العمل سخت در برابر جابجایی از خود نشان دهد. این بدان معنی است که میل مهار هایی که به صورت مکانیکی درگیر می شوند باید حتماً پیش تنیده شوند ولی میل مهار های تمام تزریقی یا دیگر ابزاری که به طور پیوسته با سنگ درگیر می شوند نیاز به پیش تنیدگی ندارند [۱۱].

۳-۲-۱- میل مهار زنی گوه ها

زمانیکه گوه به طور واضح قابل شناسایی باشد، باید المان های تحکیمی را به صورت یکنواخت نسبت به مرکز ثقل گوه توزیع نمود. این عمل باعث می شود تا جلوی هر گونه چرخش گرفته شود. چرخش گوه باعث کاهش فاکتور ایمنی می گردد [۱۵].

باید در انتخاب میل مهارها به طول و موقعیت نصب آنها دقت نمود. برای کابل های تزریقی، طول L_w در داخل گوه و طول L_T در داخل سنگ واقع در پشت گوه باید به گونه ای باشد که کفایت درگیر شونده را مانند آنچه در شکل (۳-۴) نشان داده شده است، تضمین نماید. در حالتی که میل مهارها یا کابل ها به صورت صحیح تزریق شده اند، این طول ها باید به طور معمول ۱ متر باشد. در مواردی که از کیفیت دوغاب اطمینان وجود ندارد، از طول های درگیر شونده بیشتر استفاده می شود. زمانیکه از میل مهار های مکانیکی با صفحه برابر استفاده می شود، باید از کفایت درگیر شونده با سنگ اطراف جهت توزیع مناسب بار، اطمینان حاصل شود. این شرایط به طور خودکار در برنامه UNWEDGE کنترل می شود.

در شرایطی که گوه در دیواره وجود دارد، بولت ها و کابل ها باید به گونه ای نصب گردند تا افزایش مقاومت برشی سطوح لغزش را به همراه داشته باشند. این بدان معناست که بیشتر میل مهار ها و کابل های به کار رفته در این حالت باید سطح یا سطوح لغزش را قطع نمایند و تعداد کمتری از آنها باید صفحه جدایش را تقویت نمایند. مطابق شکل (۳-۴) میل مهار ها و کابل ها در صورت امکان باید با زاویه θ بین 15 تا 30 درجه نسبت به صفحه لغزش نصب گردند. این زاویه بیشترین مقاومت برشی را در طول سطح لغزش بوجود می آورد [۱۵].



شکل ۳-۴: مکانیزم های نگهداری میل مهار برای گوه های تشکیل شده در سقف و دیواره های حفره زیرزمینی [۱۵].

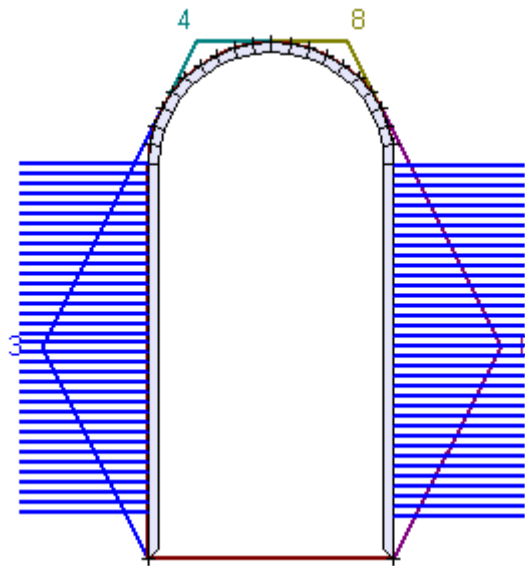
برنامه UNWEDGE تنظیماتی را برای طراحی برخی از نگهداری های به کار رفته در فضاهای زیرزمینی فراهم می آورد. این نگهداری ها شامل میل مهار های سیستماتیک، با استفاده از تعیین موقعیت نصب یا به صورت قائم نسبت به سطح حفره، و میل مهار زنی موردی، که در آن موقعیت و طول میل مهار توسط کاربر برای هر یک به طور جداگانه تعیین می شود. میل مهاری مکانیکی با صفحه باربر یا میل مهارهای تمام تزریقی و یا کابل ها می توانند در این برنامه مورد استفاده قرار گیرند. علاوه بر این یک لایه شاتکریت می تواند روی سطح فضای زیرزمینی اعمال گردد.

در بیشتر حالات عملاً تعیین هر یک از گوه های تشکیل شده در محیط فضای زیرزمینی ممکن نمی باشد. در نتیجه روش معمول در طراحی نگهداری میل مهار، اجرای میل مهارها با استفاده از یک الگوی مشخص است، بگونه ای که همه گوه های احتمالی را نگهداری نماید. در این مثال بزرگترین ابعاد گوه های احتمالی تعیین شده است. علاوه بر این به دلیل عدم قفل شدگی گوه ها، تصمیم بر آن شد تا از تنش های برجا صرف نظر گردد. در نتیجه گوه ها و فاکتورهای ایمنی حاصله آنها تخمین های بسیار محافظه کارانه ای می باشند [۱۵].

در شکل (۳-۵) الگوی اجرای میل مهار و شاتکریت نشان داده شده است. در این الگو، از میل مهارهای تمام تزریقی با ظرفیت ۱۵ تن و طول ۱۳ متر و شاتکریت به ضخامت ۱۰ سانتی متر با مقاومت برشی ۲

مگاپاسکال استفاده شده است که در یک شبکه ۱ در ۱/۵ متر نصب شده اند. این الگو برای گوه شماره ۴ و ۸ ایجاد شده در سقف به ترتیب ضریب اطمینان برابر با ۲۱/۶ و ۱۴/۹ ایجاد کرده است. همچنین فاکتور ایمنی در گوه های شماره های ۳ و ۶ ایجاد شده در دیواره ها، بعد از نصب راک بولت ها به ترتیب برابر با ۳/۲ و ۲/۳ می باشد.

نحوه آرایش نصب میل مهار ها و شاتکریت در شکل (۳-۵) ارائه شده است.



شکل ۳-۵: الگوی اجرای میل مهار و شاتکریت برای پایدارسازی گوه های شماره ۳، ۴، ۶ و ۸

فصل چهارم :

تَمَلِیلِ هَایِ عَدَدِی

فصل ۴ - تحلیل های عددی

۴-۱- مدل سازی عددی رفتار توده سنگ دربرگیرنده مغار نیروگاه

به واسطه پیشرفت سریع فن آوری کامپیوتری و قابلیت دسترسی به آن بکار گیری روش های عددی عمومیت یافته اند. اساس این روش ها، شبیه سازی یک محیط با بینهایت درجه آزادی (مانند توده سنگ) توسط محیطی با درجه آزادی محدود در تعداد معینی از نقاط می باشد. چنانچه اثر نیرو و بارگذاری در این نقاط بررسی شده و پس از تعیین میزان تغییر شکل در این نقاط، برای سایر نقاط با روش های درون یابی تغییر شکل محاسبه می گردد [۱۱]. محیط هایی که یک سازه زیرزمینی در آنها ساخته می شود به سه دسته پیوسته، ناپیوسته و شبه پیوسته قابل تقسیم هستند.

۴-۲- انتخاب مناسب ترین روش عددی

در بسیاری از موارد مدل سازی اهمیت شناخت محیط پیوسته و ناپیوسته تأثیر بسیار زیادی در فرایند شبیه سازی مساله خواهد گذاشت، پس لازم است از معیار هایی برای شناسایی انواع محیط ها استفاده شود. اگر توده سنگ کم درزه و دارای حفاری های نسبتاً بزرگی باشد، در چنین حالتی می توان مدل را پیوسته فرض نمود بنابراین فرضیه پیوستگی درست خواهد بود، در چنین مواقعی روش تفاضل محدود و روش اجزا محدود مفید واقع خواهد شد.

در مغار مورد مطالعه، توده سنگ دارای ۴ دسته ناپیوستگی می باشد، لذا توده سنگ شبه پیوسته در نظر گرفته شده است.

۴-۲-۱- انتخاب نرم افزار مناسب

از آنجایی که محیط مورد مطالعه به صورت شبه پیوسته در نظر گرفته شد، بنابراین نرم افزار انتخاب شده بایستی دارای شرایط زیر باشد:

- مدل سازی شرایط پیوسته توده سنگ

- امکان مدل سازی حفاری چند مرحله ای
- امکان وارد کردن مدل های رفتاری مختلف
- امکان مدل سازی انواع سیستم های نگهداری
- امکان مدل سازی مدل های با حافظه (حجم بالا) زیاد در مدت زمان قابل قبول

با توجه به نیاز های فوق از نرم افزار FLAC 3D به منظور مدل سازی رفتار توده سنگ دربرگیرنده مغار نیروگاه رودباراستفاده شده است.

نرم افزار سه بعدی FLAC یک برنامه کامپیوتری صریح^۱ است. این نرم افزار در سال ۱۹۸۶ توسط پیتر کندال^۲ برای تحلیل مهندسی انواع سازه های ژئوتکنیکی نوشته شده است. با این نرم افزار می توان سازه های متشکل از خاک و سنگ یا هر ماده دیگری را شبیه سازی و تحلیل کرد. همچنین می توان رفتار مصالح را در مرحله بعد از تسلیم و یا تغییر شکل های پلاستیک تجزیه و تحلیل نمود. رفتار هر جزء، متأثر از نیرو های وارده بر آن، شرایط مرزی و رابطه رفتاری (رابطه تنش- کرنش مصالح) است، که برای آن جزء تعریف می شود. اگر تنش وارده بر مصالح زیاد باشد، رفتار مصالح وارد مرحله پلاستیک شده و حالت کرنش های بزرگ اتفاق می افتد، که در این حالت مصالح تغییر شکل زیاد داده و شروع به حرکت می کنند.

۴-۲-۱-۱- اصول مدل سازی در نرم افزار FLAC 3D

مدل سازی در مکانیک سنگ به دلیل محدودیت در خصوصیات ماده و اطلاعات موجود، تفاوت قابل توجهی با سایر موضوع های مهندسی مکانیک دارد. باید به این نکته توجه کرد که مدل سازی در مکانیک سنگ یک فرایند تکراری می باشد. مدل را هرگز نباید بصورت یک جعبه سیاه در نظر گرفت به طوری که مدل ساز فقط اطلاعات اولیه را در آن وارد کند و نتایج خروجی را بدست آورد. برای مدل سازی عددی مناسب در نرم افزار FLAC 3D هفت مرحله مطابق با جدول (۴-۱) توصیه می شود [۱۱]

^۱- Explicite

^۲- Peter Cundall

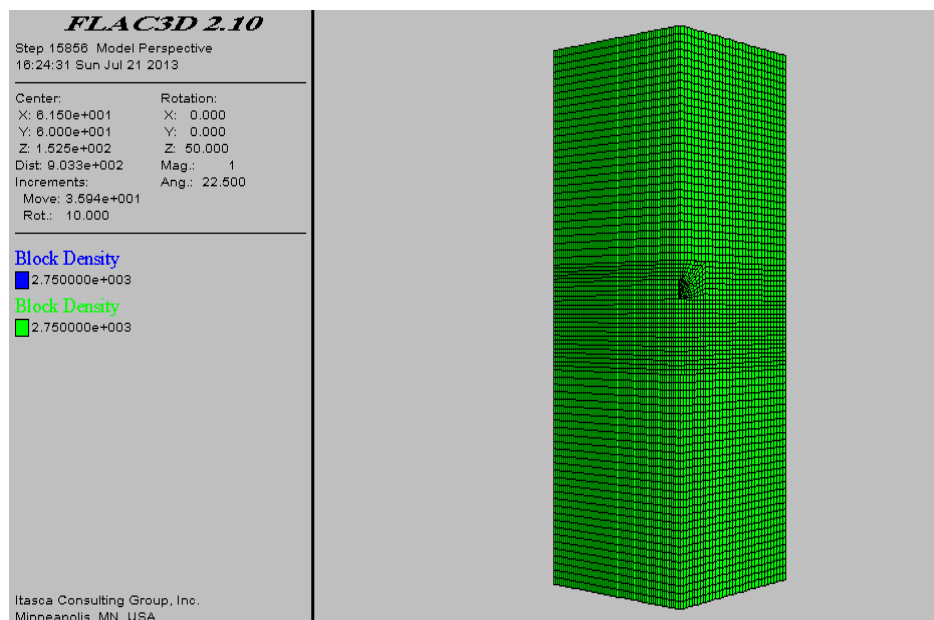
جدول ۱-۴- گام های مناسب در مدل سازی در نرم افزار FLAC 3D

تعیین هدف برای تحلیل مدل	گام اول
ایجاد تصویر ذهنی از سیستم فیزیکی	گام دوم
ایجاد و اجرای مدل های ساده	گام سوم
گردآوری اطلاعات مخصوص مسأله	گام چهارم
تهیه مدل با جزئیات بیشتر	گام پنجم
انجام محاسبات مدل	گام ششم
ارائه نتایج جهت تفسیر	گام هفتم

۳-۴- مدل سازی مغار نیروگاه رودبار با استفاده از نرم افزار FLAC 3D

۱-۳-۴- هندسه مدل

هندسه مدل به ابعاد $305 \times 123 \times 120$ متر، به صورت شکل (۱-۴) ساخته شده است.



شکل ۱-۴- هندسه مدل ساخته شده

۴-۳-۲- اعمال شرایط مرزی

در نرم افزار هایی که بر مبنای تفاضل محدود و اجزاء محدود می باشند، بر خلاف نرم افزار های مبتنی بر روش اجزاء مرزی، مرز های مصنوعی^۱ (مرزهایی که در عمل وجود ندارند ولی بر نتایج تأثیر می گذارند) تأثیر قابل توجهی در شرایط فیزیکی مدل بر نتایج تحلیل های عددی می گذارند. به طوری که باعث ایجاد خطاهای انکارناپذیری می گردند. برای غلبه بر این مشکل در نرم افزار $FLAC^{3D}$ که بر پایه روش تفاضل محدود می باشد، با توجه به پیشنهاد سازنده نرم افزار، مرزهای مصنوعی ۱۰ برابر دورتر از مرزهای حقیقی^۲ (مرز جداره های اصلی حفاری مانند جداره های تونل) است. البته مواردی وجود دارد که ایجاب می نماید با توجه به بعد و حجم نرم افزار این فاصله تقلیل پیدا نموده، که این امر نیاز به سعی و خطای فراوان برای بدست آوردن مرزهای با حداقل تأثیر باشند که کار بسیار دشوار و وقت گیری می باشد [۱۱].

در نرم افزار $FLAC^{3D}$ این قابلیت وجود دارد که شرایط مرزی در مرز مصنوعی به صورت تنش و جابجایی اعمال نماید. در این تحقیق سعی در اعمال شرایط مرزی به صورت مرزهای جابجایی ثابت در کف مدل به صورت مرزهای ثابت^۳ و اعمال شرایط مرزی غلتکی^۴ در کناره های مدل شده است. در قسمت بالایی بلوک با توجه به فشار وارده از روبرو مرز قسمت بالایی به صورت یک مرز تنش با بار معادل γZ که در آن γ چگالی توده سنگ و Z ارتفاع روبرو می باشد، اعمال گردیده است.

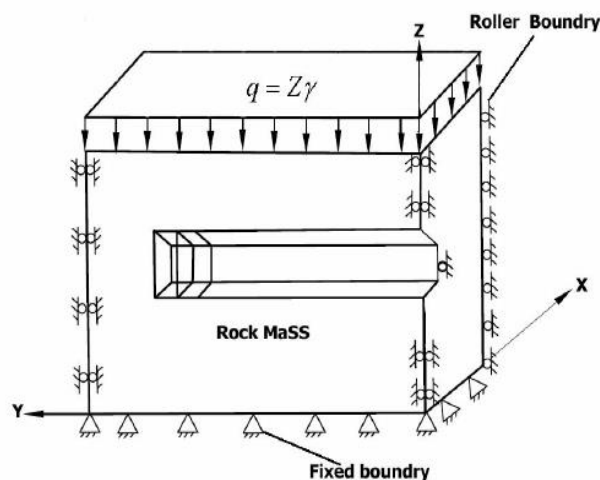
در شکل (۴-۲) نحوه اعمال شرایط مرزی در مدل سه بعدی ارائه شده است.

^۱- Artificial Boundary

^۲- Real Boundary

^۳- Fixed Boundary

^۴- Roller Boundary



شکل ۴-۲- اعمال شرایط مرزی (مرزهای ثابت، مرزهای غلته‌کی و مرز تنش) در مغار نیروگاه رودبار

در سازه‌هایی که در زمین حفر می‌شوند، تنش‌های برجا بیش از هر پارامتر دیگری حائز اهمیت بوده است. در نرم افزار $FLAC^{3D}$ توجه ویژه‌ای به اعمال تنش‌های برجا شده است، به طوری که یکی از شرایط صحیح مدل سازی در این نرم افزار اعمال تنش‌های برجا می‌باشد. عمق قرار گیری مدلی که شامل مغار نیروگاه رودبار در مدل عددی در حدود ۳۹۰ متری از سطح زمین می‌باشد. تنش‌های برجای قائم به صورت حاصل ضربی از چگالی و ارتفاع روباره در نظر گرفته می‌شود (تنش‌های ثقلی). با توجه به چگالی توده سنگ که در حدود 2750 kg/m^3 مقدار تنش برجای قائم معادل $7/35$ مگاپاسکال در مدل وارد گردیده است. تنش برجای افقی در جهت X, Y به صورت حاصل ضربی از تنش قائم طی تحلیل‌های تجربی در مدل وارد گردیده است.

۴-۳-۳- انتخاب مدل رفتاری مناسب

در نرم افزار $FLAC^{3D}$ امکان مدل سازی ۱۱ نوع مدل رفتاری مصالح سنگی و خاکی وجود دارد که عبارتند از: مدل حفاری^۱، الاستیک همسانگرد^۲، الاستیک ارتوتروپیک^۳، الاستیک همسانگرد اریب^۴، مدل

^۱- Null

^۲- Elastic Isotropic

^۳- Elastic Orthotropic

^۴- Elastic-Transversely Isotropic

دراگرپراگر^۱، موهر کولمب^۲، مدل درزه های فراگیر^۳، مدل موهر کولمب نرم شونده و سخت شونده^۴، مدل درزه های فراگیر نرم شونده و سخت شونده^۵، رفتار پلاستیک دوگانه^۶ و مدل cam-clay اصلاح شده^۷. هر یک از مدل های رفتاری ذکر شده با توجه به خصوصیات زمین شناسی و یک سری از آزمایش های شاخص برای شناسایی پارامتر های لازم در مدل رفتاری انتخاب می شود. جدول (۲-۴) خلاصه ای از مدل های رفتاری موجود در نرم افزار سه بعدی $FLAC^{3D}$ به همراه موارد کاربرد و محیط های پیشنهاد شده را نشان می دهد.

مدل الاستیک-پلاستیک کامل موهر- کولمب که یک مدل رایج در کارهای ژئوتکنیکی و مکانیک سنگ می باشد، برای مدل سازی مغار نیروگاه انتخاب شد. این مدل توانایی بررسی رفتار سنگ در حالت پلاستیک و در نتیجه قابلیت بررسی گسیختگی پلاستیک سنگ را دارا می باشد. در این مدل مقادیر تنش های اصلی بررسی شده و با مقاومت کششی ماده مقایسه می گردند و در صورتی که از آنها بزرگتر باشند، کلیه مولفه های تنش در زون مورد نظر برابر صفر قرار داده می شود، به این معنی که فرض می شود زون مورد نظر کاملاً در کشش گسیخته شده است. در صورتی که زون مورد نظر در کشش گسیخته نگردد باید در جاری شدن پلاستیک ماده را چک نمود. در واقع مدل موهر- کولمب نماینگر موادی است که تنها در اثر برش به حد تسلیم می رسند.

¹- Drucker-Prager

²- Mohr-Coulomb

³- Ubiquitous-joint

⁴- Strain-hardening/softening Mohr-Coulomb

⁵- Bilinear strain-hardening/softening Ubiquitous-joint plasticity

⁶- Double-yield plasticity

⁷- Modified Cam-Clay plasticity

جدول ۴-۲- مدل های رفتاری موجود به همراه کاربرد آنها در نرم افزار $FLAC^{3D}$ [۲۶].

مدل رفتاری	مصالح معرف	مورد کاربرد
تهی، پوچ	فضای خالی	حفاری ها و نواحی که مصالح در مراحل بعدی اضافه می شود
الاستیک	محیط های همگن و الاستیک پیوسته	مواد ساخته شده (آلیاژها) بارگذاری زیر حد مقاومت
ارتوتروپیک الاستیک	مصالح دارای سه صفحه الاستیک متقارن دو به دو عمود	بازالتهای ستونی که تحت تاثیر بار کمتر از حد مقاومت هستند
الاستیک همسانگرد اریب	مصالح لایه ای باریک با رفتار الاستیک ناهمسانگرد	مصالح صفحه ای تحت تاثیر بار کمتر از مقاومت خود
دراگر پراگر	دارای کاربرد محدود درس های نرم با اصطکاک ناچیز	برای مقایسه با روشهای اجزای محدود ضمنی
موهر کولمب	مصالح دانه ای سست و سیمانی، بتن، خاک و سنگ	مدل معمول برای مکانیک خاک و سنگ
موهر کولمب نرم شونده و سخت شونده	مواد دانه ای با رفتار غیرخطی	مطالعه رفتارهای پس از گسیختگی
درزه های فراگیر	مصالح لایه ای باریک با مقاومت ناهمسانگرد	حفاری لایه های نزدیک هم
درزه های فراگیر سخت شونده و نرم شونده	مصالح لایه ای با رفتار غیر خطی	مطالعه رفتارهای پس از گسیختگی در مصالح با لایه بندی
مدل تسلیم مضاعف	مصالح دانه ای به طوری که فشارمنجر به کاهش حجم می گردد	خاکریزهایی که تحت تاثیر فشار آب قرار دارند
Cam-clay اصلاح شده	تغییر شکل پذیربو مقاومت برشی تابعی از تغییر حجم است	سازه های ژئوتکنیکی احداث شده در خاک های رسی

۴-۳-۴ - خصوصیات مصالح

خصوصیات مورد استفاده در نرم افزار $FLAC^{3D}$ شامل خصوصیات تغییر شکل پذیری و خصوصیات مقاومتی مصالح می شود. انتخاب خصوصیات مصالح مشکل آورترین بخش در فرآیند مدل سازی می-باشد.

۴-۳-۴-۱ - چگالی

این خصوصیت دارای بعد جرم تقسیم بر حجم است و شامل شتاب ثقلی نمی باشد. در برخی موارد وزن واحد حجم یک ماده در دسترس است. اگر وزن واحد حجم دارای بعد نیرو تقسیم بر حجم باشد، این مقدار قبل از ورود به نرم افزار باید بر شتاب ثقلی تقسیم شود.

۴-۳-۴-۲ - مدول تغییر شکل پذیری

این خصوصیت ناشی از خصوصیات ذاتی مصالح است. برای وارد نمودن مدول تغییر شکل پذیری از ثابت های الاستیک دیگری به نام مدول برشی (G) و مدول حجمی (K) استفاده می شود. علت استفاده از این ثوابت الاستیک این است که این ثوابت نسبت به ثابت های E, ν با جنبه های اساس رفتار مصالح بیشترین تطابق را نشان می دهند. مقادیر مدول حجمی و مدول برشی از روابط (۴-۲) و (۴-۲) بدست می آید:

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (۴-۱)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (۴-۲)$$

۳-۴-۳-۴- تعیین خصوصیات توده سنگ

براساس مطالعات صحرایی انجام شده مقدار GSI حدود ۵۰ و مقدار σ_c حدود ۸۰ MPa برآورد شده است. بنابراین مطالعه پارامترهای توده سنگ با استفاده از نرم افزار RocData و براساس داده های آزمایشگاهی و شاخص طبقه بندی GSI تعیین شده است. از خصوصیات عمده توده سنگ که بایستی تعیین گردند، می توان به مدول تغییرشکل پذیری، مقاومت چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی و مقاومت کششی توده سنگ اشاره نمود. که این داده ها در جدول (۳-۴) ارائه شده است:

جدول ۳-۴- پارامترهای توده سنگ به کار گرفته شده در مدل [۲].

مقاومت کششی (MPa)	زاویه اصطکاک (degree)	مدول الاستیسیته (GPa)	مدول برشی (GPa)	مدول بالک (GPa)	چسبندگی (MPa)
۰/۲۰۵	۴۱/۳	۸/۹۵	۳/۵۵	۶/۲۲	۱/۶۲

۳-۴-۵- مدل سازی سیستم نگهداری مغار نیروگاه لرستان با استفاده از نرم افزار $FLAC^{3D}$

برای تقویت توده سنگ و پایدار سازی فضای حفاری شده از اجزاء سازه ای برای مدل سازی سیستم نگهداری استفاده گردید. بدین منظور المان شاتکریت با استفاده از فرمان SHELL در این نرم افزار مدل شده است. جدول (۴-۴) خصوصیات شاتکریت را که در مدل سازی بکار رفته است نشان می دهد. شاتکریت همراه با دو لایه مش فولادی (به قطر ۲۲ میلیمتر) با اندازه چشمه های ۱۰*۱۰ سانتی متری استفاده شده است.

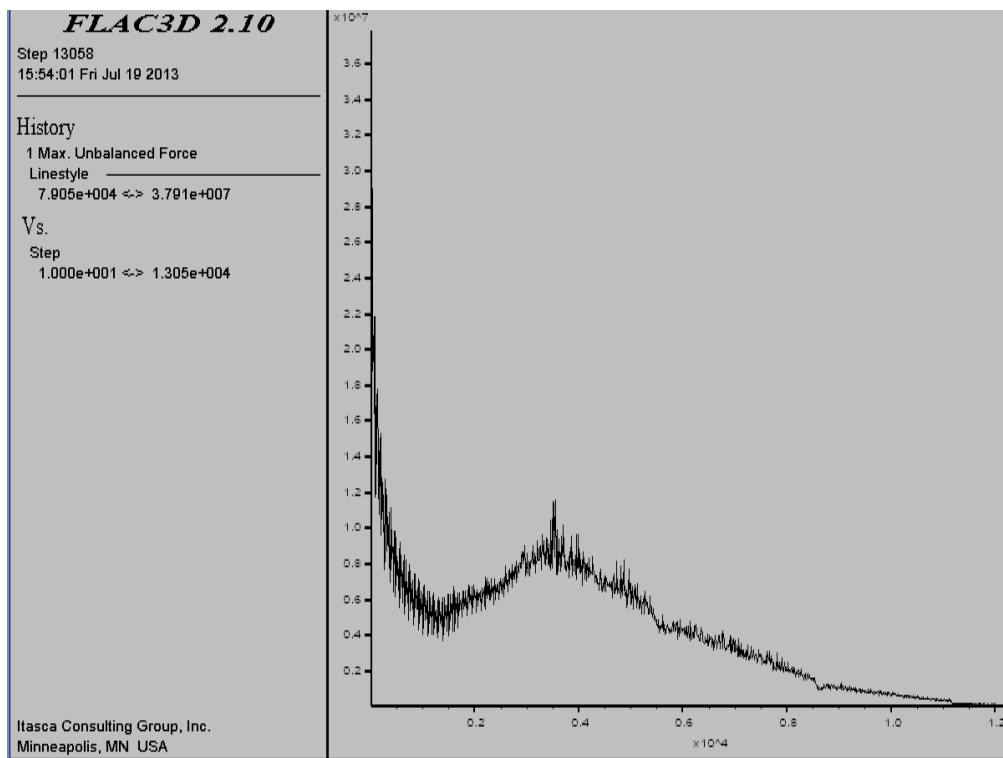
جدول ۴-۴- خصوصیات شاتکریت مسلح با دو لایه مش فولادی نصب شده در مدل مغار نیروگاه رودبار

ضخامت (m)	نسبت پواسون	مدول الاستیسیته (GPa)
۰/۲	۰/۲۵	۲۴

۴-۳-۶- مدل سازی مراحل حفر و نگهداری مغار نیروگاه رودبار با استفاده از نرم افزار میزان گام پیشروی در این مدل ۲/۶ متر فرض شده است. عملیات نگه داری با شاتکریت نیز از ۲/۶ متری اول شروع حفر تا انتها مدل سازی شده است.

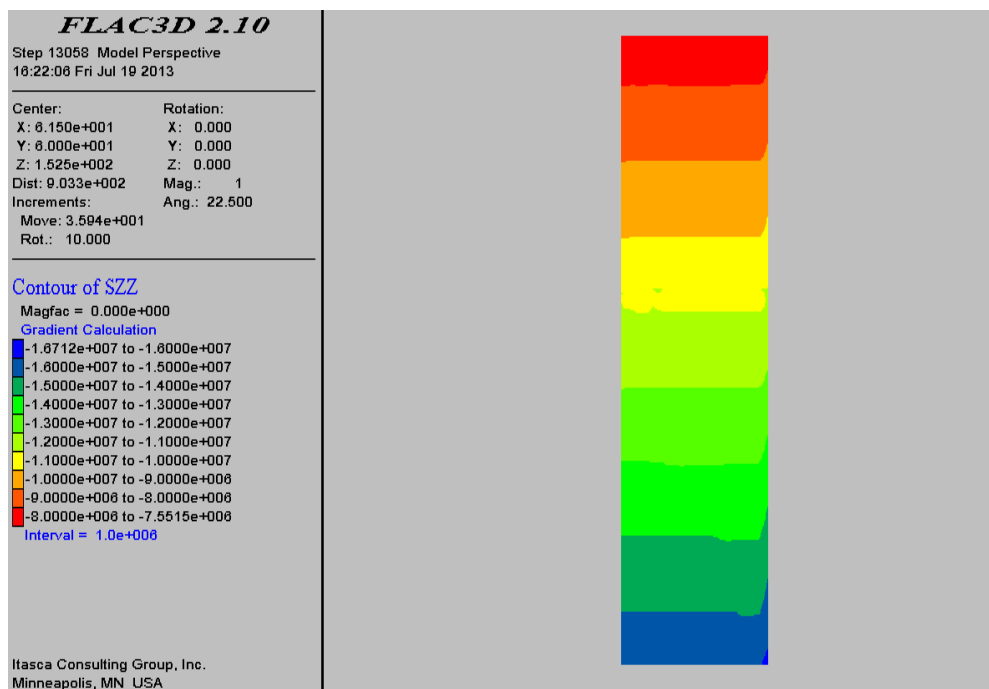
۴-۳-۷- نحوه ایجاد تعادل در مدل مغار نیروگاه قبل از شروع عملیات حفر ابتدا هندسه مدل با توجه به شکل (۴-۱) ساخته شده است. سپس شرایط مرزی بر اساس توضیحاتی که در بخش ۴-۳-۱ و ۴-۳-۲ داده شد و بر اساس شکل بر مدل اعمال گردید و پیش از این که مراحل حفر مدل شروع شود، مدل حل شده است. این مرحله در مدل سازی عددی در ژئومکانیک اهمیت بسیاری دارد، چرا که به مدل این اجازه داده می شود که تا نیروهای نامتعادل کننده که به مدل وارد می گردد را حذف نماید. برای اطمینان از مدل سازی صحیح صورت گرفته، از فاکتور هایی که توسط (ITASCA) پیشنهاد شده است از جمله ثابت شدن جابجایی ها پس از حل، مینیمم شدن نیروهای نامتعادل کننده به ۰/۱٪ مقدار اولیه، یکنواخت شدن کنتور های تنش برجا و همگرا شدن نمودار سرعت به صفر از عوامل اصلی برای اثبات حل صحیح مساله هستند.

در شکل (۴-۳) نمودار نیروی نامتعادل کننده قبل از عملیات حفر ملاحظه می شود که به عدد صفر همگرا شده است.



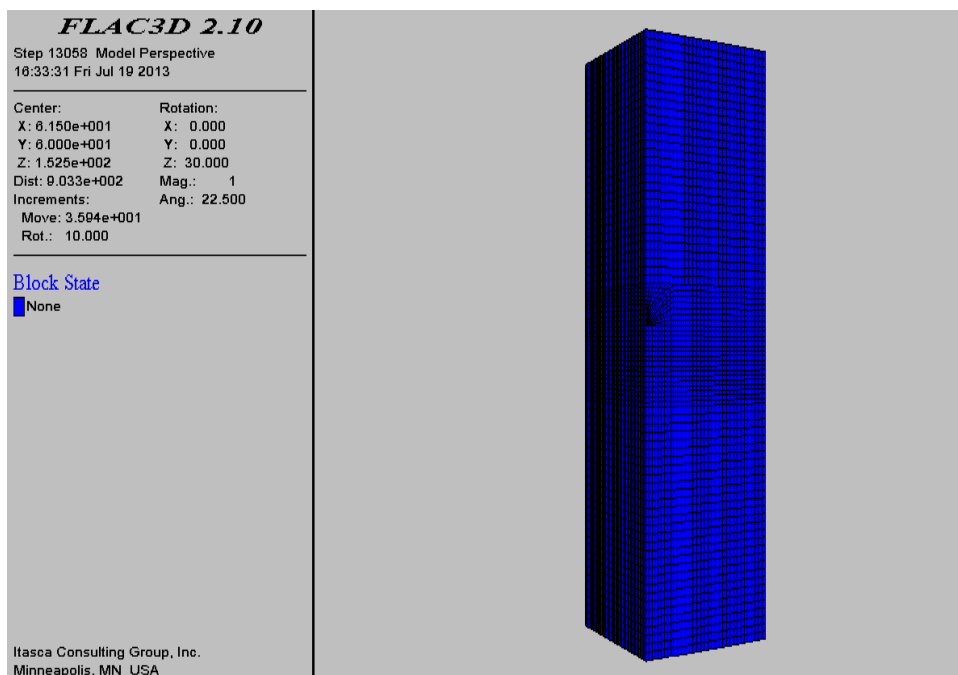
شکل ۴-۳- وضعیت نیروهای نامتعادل کننده قبل از عملیات حفر در مدل

در شکل (۴-۴) نحوه توزیع تنش ها در مدل قبل از عملیات حفر ملاحظه می شود.



شکل ۴-۴- کانتور تنش های قائم قبل از شروع عملیات حفر در مدل

شکل (۴-۵) نحوه ایجاد منطقه پلاستیک را بعد از رسیدن به تعادل اولیه نشان می دهد که هیچ گونه منطقه پلاستیکی ایجاد نشده است.



شکل ۴-۵- وضعیت ایجاد منطقه پلاستیک قبل از شروع عملیات حفر در مدل

۴-۳-۸- تنش های برجا

با توجه به عدم اجرای آزمایش برجا برای تعیین تنش های منطقه، از روابط تجربی بهره گرفته شده است که مقادیر آن در جدول (۴-۶) ارائه شده است.

جدول ۴-۵- میزان تغییرات نسبت تنش افقی به قائم در برابر ارتفاع بر اساس روابط تجربی در مغار نیروگاه

سد رودبار

ارائه دهنده	میزان K
سینگ و گوپل [۲۷]	$0.77 < K < 0.9$
استفانسون [۲۸]	$1.1 < K < 1.7$

میزان K با توجه به جدول (۴-۵) در بازه ۰/۷۷ تا ۱/۷ قرار دارد. از آنجا که هیچ گونه آزمایش برجا جهت تعیین K در این مغار انجام نگرفته است، مقدار $K=1$ برای تحلیل مغار از طرف شرکت مشاور پیشنهاد شده است. بنابراین برای تحلیل مغار از شرایط $K=1$ استفاده شده است.

۴-۴- تحلیل پایداری مغار نیروگاه سد رودبار قبل از نصب نگهداری اولیه ($k=1$)

برای محاسبه کرنش بحرانی از روابط ارائه شده در بخش ۲-۳-۱ بر اساس هشدار خطر ساکورایی استفاده شده است. بر اساس پارامترهای ارائه شده توسط شرکت مشاور، میزان مدول تغییر شکل پذیری با استفاده از نرم افزار Rockdata برای توده سنگ، معادل ۸/۹۵ گیگا پاسکال برآورد شده است که برای انجام تحلیل مناسب، به عنوان حالت بحرانی انتخاب گردید. بدین ترتیب کرنش بحرانی در این تحقیق برای سازه نیروگاه با استفاده از مدول تغییر شکل پذیری تخمین زده می شود.

جدول ۴-۶- محاسبه کرنش بحرانی در مغار نیروگاه بر اساس رابطه ارائه شده [۱۲].

رابطه	معادله	کرنش بحرانی (%)
(۷-۴)	$\log \varepsilon_{cr} = -0.25 \log E - 0.85$	۰/۰۱۵
(۴-۴)	$\log \varepsilon_{cr} = -0.25 \log E - 1.22$	۰/۰۰۳۵
(۹-۴)	$\log \varepsilon_{cr} = -0.25 \log E - 1.59$	۰/۰۰۲۷

حال از طریق کرنش بحرانی و رابطه (۱۰-۴) کرنش برشی بحرانی را بدست می آوریم:

$$\gamma_{cr} = \varepsilon_{cr}(1 + \nu) \quad (۱۰-۴)$$

ν : ضریب پواسون که برابر با ۰/۲۶ می باشد.

ε_{cr} : کرنش بحرانی

γ_{cr} : کرنش برشی بحرانی

زمانی مغار پایدار خواهد بود که میزان کرنش برشی موجود از کرنش برشی بحرانی کمتر باشد.

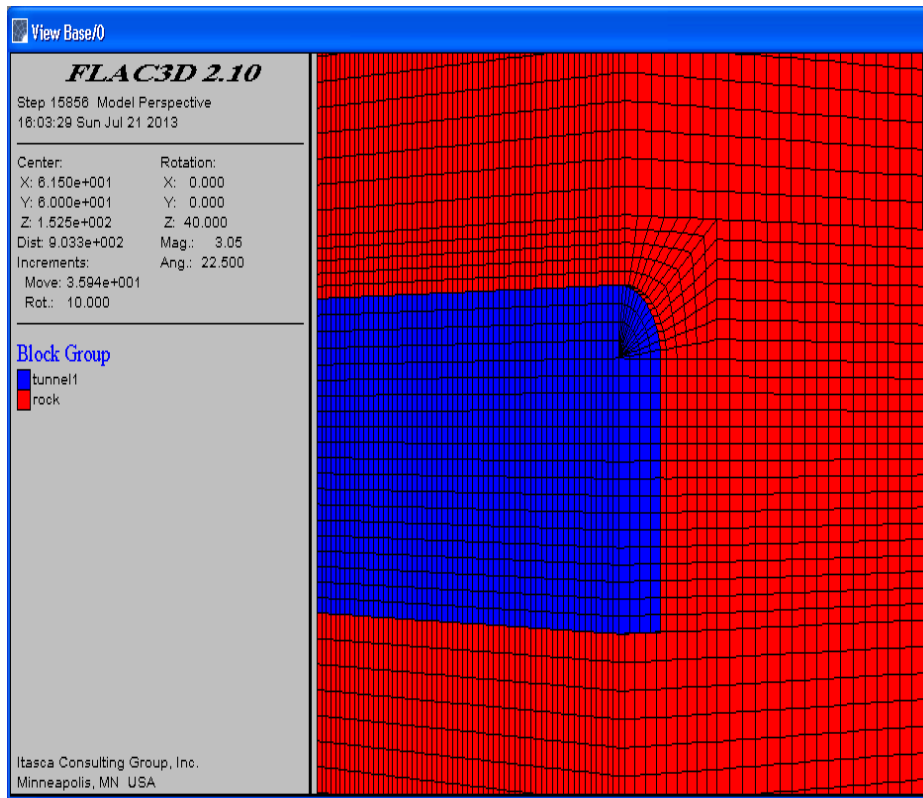
$$\gamma < \gamma_{cr} \quad (۱۱-۴)$$

جدول ۴-۷- محاسبه کرنش برشی بحرانی در مغار نیروگاه بر اساس رابطه ارائه شده [۱۲].

کرنش برشی بحرانی	معادله	ردیف
۰/۰۱۸۹	$\gamma_{crI} = \varepsilon_{crI}(1 + \nu)$	۱
۰/۰۰۴۴۱	$\gamma_{crII} = \varepsilon_{crII}(1 + \nu)$	۲
۰/۰۰۳۴۰۲	$\gamma_{crIII} = \varepsilon_{crIII}(1 + \nu)$	۳

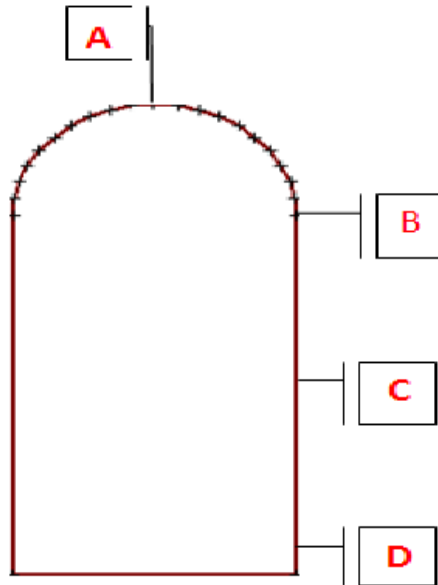
۴-۴-۱- محاسبه کرنش های ایجاد شده در مغار نیروگاه رودبار

برای محاسبه کرنش های بوجود آمده در مغار نیروگاه رودبار، از ثبت تاریخچه جابجایی های عددی ایجاد شده در سقف، دیواره ، بهره گرفته شد. گام های پیشروی در این فرآیند ۲/۶ متر می باشد. در شکل (۴-۶) مقطعی که عملیات ثبت جابجایی ها بر روی آن صورت گرفته است مشاهده می شود:



شکل ۴-۶- مقطعی که عملیات ثبت جابجایی ها بر روی آن صورت گرفته است

در این بخش به نحوه و میزان جابجایی های ایجاد شده در حالت بدون نصب نگهداری اولیه پرداخته می شود. برای ثبت جابجایی ها به این صورت عمل شده است که در کل مقطع ۴ دسته آرایش نقاط در ۴ ناحیه مختلف مقطع در نظر گرفته شده است. لذا در مورد فاصله بندی این نقاط، سعی بر این شده است که آرایشی بکار گرفته شود که بطور معمول در کارهای اجرایی و رفتار سنجی، این نوع آرایش را لحاظ می کنند. در شکل (۴-۷) نحوه آرایش بندی نقاط ملاحظه می شود:



شکل ۴-۷- شماره گذاری آرایش نقاط ثبت جابجایی

کرنش های برشی بوجود آمده در سقف و دیواره ها در تحلیل های عددی به صورت کمی در جدول (۴-۹) ارائه شده اند.

جدول ۴-۸- کرنش های برشی ایجاد شده در قسمت های مختلف مغار $k=1$

کرنش های برشی بوجود آمده در طول های مختلف (درصد)						نقاط
۰ تا ۲/۶ متر	۲/۶ تا ۵/۲ متر	۵/۲ تا ۱۰ متر	۱۰ تا ۱۵ متر	۱۵ تا ۲۰ متر	۲۰ تا ۲۵ متر	
$۱/۵-۲*۱۰^{-۳}$	$۱-۱/۲۵*۱۰^{-۳}$	$۱/۵-۱/۷۵*۱۰^{-۳}$	$۲-۲/۲۵*۱۰^{-۳}$	$-۲/۵*۱۰^{-۳}$	$۲/۵-۲/۷۵*۱۰^{-۳}$	A
$۱/۵-۲*۱۰^{-۳}$	$۱/۵-۱/۷۵*۱۰^{-۳}$	$۱/۷۵-۲*۱۰^{-۳}$	$۲-۲/۲۵*۱۰^{-۳}$	$۲-۲/۲۵*۱۰^{-۳}$	$۲/۲۵-۲/۵*۱۰^{-۳}$	B
$۱/۵-۲*۱۰^{-۳}$	$۱/۵-۱/۷۵*۱۰^{-۳}$	$۱/۷۵-۲*۱۰^{-۳}$	$۲-۲/۲۵*۱۰^{-۳}$	$۲-۲/۲۵*۱۰^{-۳}$	$۲/۲۵-۲/۵*۱۰^{-۳}$	C
$۱/۵-۲*۱۰^{-۳}$	$۱/۵-۱/۷۵*۱۰^{-۳}$	$۲-۳*۱۰^{-۳}$	-۳	$۲/۷۵-۳*۱۰^{-۳}$	$۳-۳/۲۵*۱۰^{-۳}$	D
		$-۲/۷۵*۱۰^{-۳}$	$۲/۵$			

۴-۱-۱- محاسبه ضریب ایمنی برای نقاط اطراف مغار نیروگاه (k=1)

برای اینکه روند روشنی از تحلیل پایداری داشته باشیم از رابطه (۴-۱۲) برای معرفی ضریب ایمنی یعنی نسبت کرنش بحرانی به کرنش های محاسبه شده بهره خواهیم گرفت. در صورتی که کرنش های ایجاد شده در مغار کوچکتر از کرنش بحرانی باشند در آن صورت مقدار ضریب ایمنی بزرگتر از واحد و مغار مشکل ناپایداری ندارد، در غیر این صورت مغار ناپایدار بوده و باید تمهیدات خاصی جهت مقاوم سازی آن اندیشید.

$$\text{ضریب اطمینان} = \frac{\text{کرنش برشی بحرانی}}{\text{کرنش برشی به وجود آمده}} \quad (۴-۱۲)$$

برای تحلیل پایداری در مغار نیروگاه رودبار از نتایج محاسبه کرنش بحرانی از طریق تراز هشدار خطر I و II و III استفاده می گردد. در نهایت از توصیه های ساکورایی آدائوچی استفاده نموده [۱۳] و از تراز هشدار خطر II که به عنوان مبنای طراحی فضاهای زیرزمینی معرفی شده است، به عنوان مبنای قضاوت پایداری مغار نیروگاه استفاده می شود.

مقادیر ضریب اطمینان در اطراف سازه مغار نیروگاه برای سنجش میزان پایداری دیواره ها و سقف در جداول (۴-۱۰) تا (۴-۱۲) ارائه شده است.

جدول ۹-۴- محاسبه ضریب اطمینان در قسمت های مختلف اطراف مغار بر اساس تراز هشدار خطر I (k=1)

ضریب اطمینان در قسمت های مختلف اطراف مغار						نقاط
۰ تا ۲/۶ متر	۲/۶ تا ۵/۲ متر	۵/۲ تا ۱۰ متر	۱۰ تا ۱۵ متر	۱۵ تا ۲۰ متر	۲۰ تا ۲۵ متر	
۹/۴۵ - ۱۲/۶	۱۵/۱۲ - ۱۸/۹	۱۰/۸ - ۱۲/۶	۸/۴ - ۹/۴۵	۷/۵۶ - ۸/۴	۶/۸۷ - ۷/۵۶	A
۹/۴۵ - ۱۲/۶	۱۰/۸ - ۱۲/۶	۹/۴۵ - ۱۰/۸	۸/۴ - ۹/۴۵	۷/۵۶ - ۸/۴		B
۹/۴۵ - ۱۲/۶	۱۰/۸ - ۱۲/۶	۹/۴۵ - ۱۰/۸	۸/۴ - ۹/۴۵	۷/۵۶ - ۸/۴		C
۹/۴۵ - ۱۲/۶	۱۰/۸ - ۱۲/۶	۶/۳ - ۹/۴۵	۶/۳ - ۶/۸۷	۵/۸ - ۶/۳		D

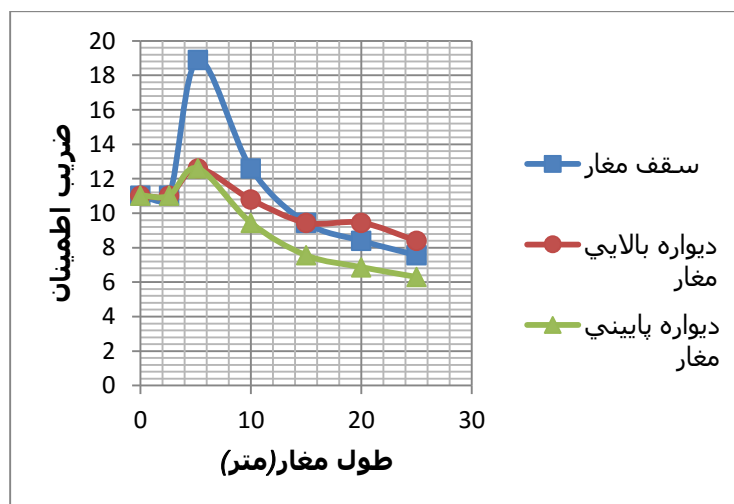
جدول ۱۰-۴- محاسبه ضریب اطمینان در قسمت های مختلف اطراف مغار بر اساس تراز هشدار خطر II (k=1)

ضریب اطمینان در قسمت های مختلف اطراف مغار						نقاط
۰ تا ۲/۶ متر	۲/۶ تا ۵/۲ متر	۵/۲ تا ۱۰ متر	۱۰ تا ۱۵ متر	۱۵ تا ۲۰ متر	۲۰ تا ۲۵ متر	
۲/۲ - ۲/۹۴	۳/۵۲ - ۴/۴۱	۲/۵۲ - ۲/۹۴	۱/۹۶ - ۲/۲	۱/۷۶ - ۱/۹۶	۱/۶ - ۱/۷۶	A
۲/۲ - ۲/۹۴	۲/۵۲ - ۲/۹۴	۲/۲ - ۲/۵۲	۱/۹۶ - ۲/۲	۱/۷۶ - ۱/۹۶		B
۲/۲ - ۲/۹۴	۲/۵۲ - ۲/۹۴	۲/۲ - ۲/۵۲	۱/۹۶ - ۲/۲	۱/۷۶ - ۱/۹۶		C
۲/۲ - ۲/۹۴	۲/۵۲ - ۲/۹۴	۱/۴۷ - ۲/۲	۱/۶ - ۱/۷۶	۱/۴۷ - ۱/۶	۱/۳۵ - ۱/۴۷	D

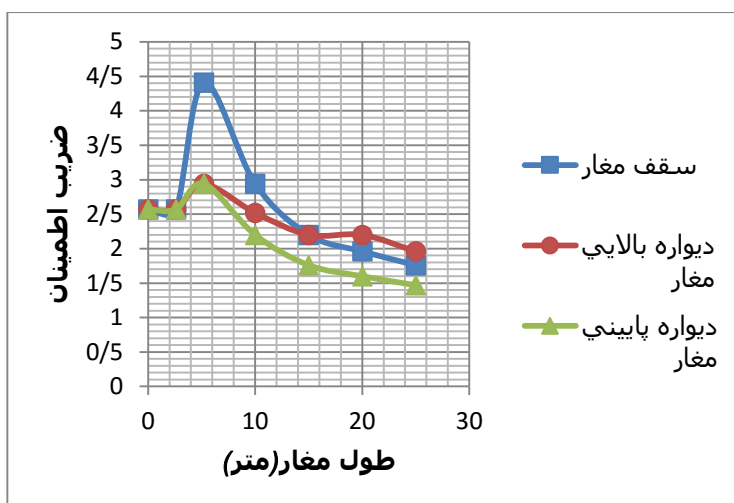
جدول ۴-۱۱- محاسبه ضریب اطمینان در قسمت های مختلف اطراف مغار بر اساس تراز هشدار خطر III ($k=1$)

ضریب اطمینان در قسمت های مختلف اطراف مغار						نقاط
۲۰ تا ۲۵ متر	۱۵ تا ۲۰ متر	۱۰ تا ۱۵ متر	۵/۲ تا ۱۰ متر	۲/۶ تا ۵/۲ متر	۰ تا ۲/۶ متر	
۱/۲۴ - ۱/۳۶	۱/۳۶ - ۱/۵	۱/۵ - ۱/۷	۱/۹۴ - ۲/۲۷	۲/۷۲ - ۳/۴۰۵	۱/۷ - ۲/۲۷	A
۱/۳۶ - ۱/۵	۱/۵ - ۱/۷	۱/۵ - ۱/۷	۱/۷ - ۱/۹۴	۱/۹۴ - ۲/۲۷	۱/۷ - ۲/۲۷	B
۱/۳۶ - ۱/۵	۱/۵ - ۱/۷	۱/۵ - ۱/۷	۱/۷ - ۱/۹۴	۱/۹۴ - ۲/۲۷	۱/۷ - ۲/۲۷	C
۱/۰۴ - ۱/۱۳	۱/۱۳ - ۱/۲۴	۱/۲۴ - ۱/۳۶	۱/۱۳ - ۱/۷	۱/۹۴ - ۲/۲۷	۱/۷ - ۲/۲۷	D

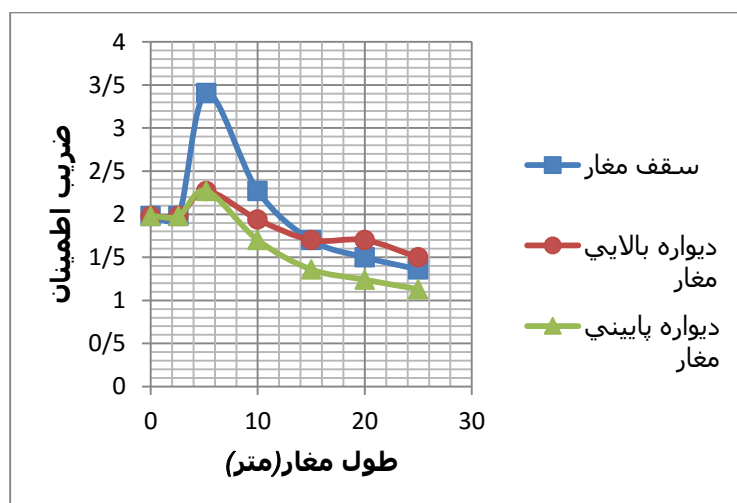
با توجه به اشکال (۴-۸) تا (۴-۱۰) و بر اساس تراز هشدار خطر I، II، III، مقادیر ضریب اطمینان برای سقف و دیواره ها بیشتر از ۱ می باشد. لذا از نظر پایداری، سقف و دیواره ها مشکل ناپایداری نخواهند داشت و همچنین مقادیر ضریب اطمینان برای سقف بیشتر از دیواره ها می باشد.



شکل ۴-۸- نمودار ضریب ایمنی - طول بر اساس تراز هشدار خطر I



شکل ۴-۹ - نمودار ضریب ایمنی - طول بر اساس تراز هشدار خطر II



شکل ۴-۱۰ - نمودار ضریب ایمنی - طول بر اساس تراز هشدار خطر III

بر اساس جابجایی های اتفاق افتاده در اطراف مغار به صورت تحلیل های عددی، میزان کرنش های برشی تعیین گردید. مبنای تکنیک کنترل کرنش بر اساس مقایسه کرنش بحرانی و کرنش های ایجاد شده در اطراف فضای حفاری شده می باشد. بر این اساس سازه زیرزمینی در صورتی ایمن است که کرنش های برشی ایجاد شده در اطراف و سقف مغار کمتر از کرنش بحرانی باشد.

مقایسه جابجایی های ثبت شده در تحلیل های عددی با کرنش بحرانی بیان کننده این است که در هر سه تراز هشدار خطر، دیواره ها و سقف مغار مشکل ناپایداری ندارند و سنگ از مقاومت بالایی برخوردار می باشد.

۴-۵- تحلیل پایداری مغار نیروگاه بعد از نصب نگهداری اولیه ($k=1$)

در این بخش به نحوه و میزان جابجایی های ایجاد شده بعد از نصب نگهداری اولیه پرداخته می شود. لذا جهت ثبت جابجایی ها، از جا به جایی های به وجود آمده در نقاط لحاظ شده در شکل (۴-۷) استفاده شده است.

کرنش های برشی بوجود آمده در سقف و دیواره ها در تحلیل های عددی به صورت کمی در جدول (۴-۱۳) ارائه شده اند.

جدول ۴-۱۲- کرنش های برشی ایجاد شده در قسمت های مختلف مغار $k=1$

کرنش های برشی بوجود آمده در طول های مختلف (درصد)						نقاط
۰ تا ۲/۶ متر	۲/۶ تا ۵/۲ متر	۵/۲ تا ۱۰ متر	۱۰ تا ۱۵ متر	۱۵ تا ۲۰ متر	۲۰ تا ۲۵ متر	
$۱/۵-۲*۱۰^{-۳}$	$۰/۷۵-۱*۱۰^{-۳}$	$۱-۱/۲۵*۱۰^{-۳}$	$-۱/۵*۱۰^{-۳}$	-۳	$-۲*۱۰^{-۳}$	A
			$۱/۲۵$	$-۱/۷۵*۱۰$	$۱/۷۵$	
			$۱/۵$			
$۱/۵-۲*۱۰^{-۳}$	$۰/۷۵-۱*۱۰^{-۳}$	$۱-۱/۲۵-۱۰^{-۳}$	$-۱/۵*۱۰^{-۳}$	-۳	$-۲*۱۰^{-۳}$	B
			$۱/۲۵$	$-۱/۷۵*۱۰$	$۱/۷۵$	
			$۱/۵$			
$۱/۵-۲*۱۰^{-۳}$	$۰/۷۵-۱*۱۰^{-۳}$	$۱-۱/۲۵*۱۰^{-۳}$	$-۱/۵*۱۰^{-۳}$	-۳	$-۲*۱۰^{-۳}$	C
			$۱/۲۵$	$-۱/۷۵*۱۰$	$۱/۷۵$	
			$۱/۵$			
$۱/۵-۲*۱۰^{-۳}$	$۱-۱/۲۵*۱۰^{-۳}$	$۱/۵-۱/۷۵*۱۰^{-۳}$	$-۲*۱۰^{-۳}$	$۲-۲/۲۵*۱۰^{-۳}$	$۲/۵-۲/۷۵*۱۰^{-۳}$	D
			$۱/۷۵$			

طبق رابطه (۴-۱۲) برای تحلیل پایداری در مغار نیروگاه رودبار از نتایج محاسبه کرنش بحرانی از طریق تراز هشدار خطر I و II و III استفاده می گردد. در نهایت از توصیه های ساکورایی آدائوچی استفاده نموده [۱۳] و از تراز هشدار خطر II که به عنوان مبنای طراحی فضاهای زیرزمینی معرفی شده است، به عنوان مبنای قضاوت پایداری مغار نیروگاه استفاده می شود.

مقادیر ضریب اطمینان در اطراف سازه مغار نیروگاه برای سنجش میزان پایداری دیواره ها و سقف در جداول (۴-۱۴) تا (۴-۱۶) ارائه شده است

جدول ۴-۱۳- محاسبه ضریب اطمینان در قسمت های مختلف اطراف مغار بر اساس تراز هشدار خطر I (k=1)

ضریب اطمینان در قسمت های مختلف اطراف مغار						نقاط
۰ تا ۲/۶ متر	۲/۶ تا ۵/۲ متر	۵/۲ تا ۱۰ متر	۱۰ تا ۱۵ متر	۱۵ تا ۲۰ متر	۲۰ تا ۲۵ متر	
۹/۴۵-۱۲/۶	۱۸/۹-۲۵/۲	۱۵/۱۲-۱۸/۹	۱۲/۶-۱۵/۱۲	۱۰/۸-۱۲/۶	۹/۴۵-۱۰/۸	A
۹/۴۵-۱۲/۶	۱۸/۹-۲۵/۲	۱۵/۱۲-۱۸/۹	۱۲/۶-۱۵/۱۲	۱۰/۸-۱۲/۶	۹/۴۵-۱۰/۸	B
۹/۴۵-۱۲/۶	۱۸/۹-۲۵/۲	۱۵/۱۲-۱۸/۹	۱۲/۶-۱۵/۱۲	۱۰/۸-۱۲/۶	۹/۴۵-۱۰/۸	C
۹/۴۵-۱۲/۶	۱۵/۱۲-۱۸/۹	۵/۸۱-۶/۸۷	۹/۴۵-۱۰/۸	۸/۴-۹/۴۵	۷/۵۶-۶/۸	D

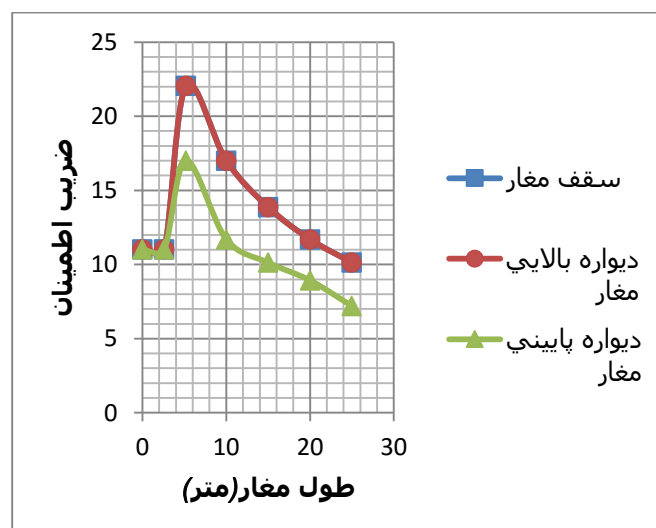
جدول ۴-۱۴- محاسبه ضریب اطمینان در قسمت های مختلف اطراف مغار بر اساس تراز هشدار خطر II (k=1)

ضریب اطمینان در قسمت های مختلف اطراف مغار						نقاط
۰ تا ۲/۶ متر	۲/۶ تا ۵/۲ متر	۵/۲ تا ۱۰ متر	۱۰ تا ۱۵ متر	۱۵ تا ۲۰ متر	۲۰ تا ۲۵ متر	
۲/۲۰۵-۲/۹۴	۴/۴۱-۵/۸۸	۳/۵۳-۴/۴۱	۲/۹۴-۳/۵۳	۲/۵۲-۲/۹۴	۲/۲۰۵-۲/۵۲	A
۲/۲۰۵-۲/۹۴	۴/۴۱-۵/۸۸	۳/۵۳-۴/۴۱	۲/۹۴-۳/۵۳	۲/۵۲-۲/۹۴	۲/۲۰۵-۲/۵۲	B
۲/۲۰۵-۲/۹۴	۴/۴۱-۵/۸۸	۳/۵۳-۴/۴۱	۲/۹۴-۳/۵۳	۲/۵۲-۲/۹۴	۲/۲۰۵-۲/۵۲	C
۲/۲۰۵-۲/۹۴	۳/۵۳-۴/۴۱	۲/۵۲-۲/۹۴	۲/۲۰۵-۲/۵۲	۱/۹۶-۲/۲۰۵	۱/۶-۱/۷۵	D

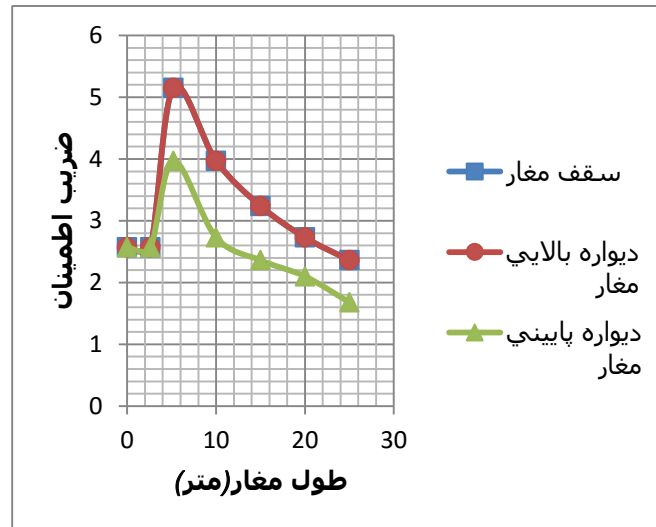
جدول ۴-۱۵- محاسبه ضریب اطمینان در قسمت های مختلف اطراف مغار بر اساس تراز هشدار خطر III (k=1)

ضریب اطمینان در قسمت های مختلف اطراف مغار						نقاط
۰ تا ۲/۶ متر	۲/۶ تا ۵/۲ متر	۵/۲ تا ۱۰ متر	۱۰ تا ۱۵ متر	۱۵ تا ۲۰ متر	۲۰ تا ۲۵ متر	
۱/۷ - ۲/۲۷	۳/۴۰۲ - ۴/۵۴	۲/۷۲ - ۳/۴۰۲	۲/۲۷ - ۲/۷۲	۱/۹۵ - ۲/۲۷	۱/۷ - ۱/۹۵	A
۱/۷ - ۲/۲۷	۳/۴۰۲ - ۴/۵۴	۲/۷۲ - ۳/۴۰۲	۲/۲۷ - ۲/۷۲	۱/۹۵ - ۲/۲۷	۱/۷ - ۱/۹۵	B
۱/۷ - ۲/۲۷	۳/۴۰۲ - ۴/۵۴	۲/۷۲ - ۳/۴۰۲	۲/۲۷ - ۲/۷۲	۱/۹۵ - ۲/۲۷	۱/۷ - ۱/۹۵	C
۱/۷ - ۲/۲۷	۲/۷۲ - ۳/۴۰۲	۱/۹۵ - ۲/۲۷	۱/۷ - ۱/۹۵	۱/۵ - ۱/۷	۱/۲۴ - ۱/۳۶	D

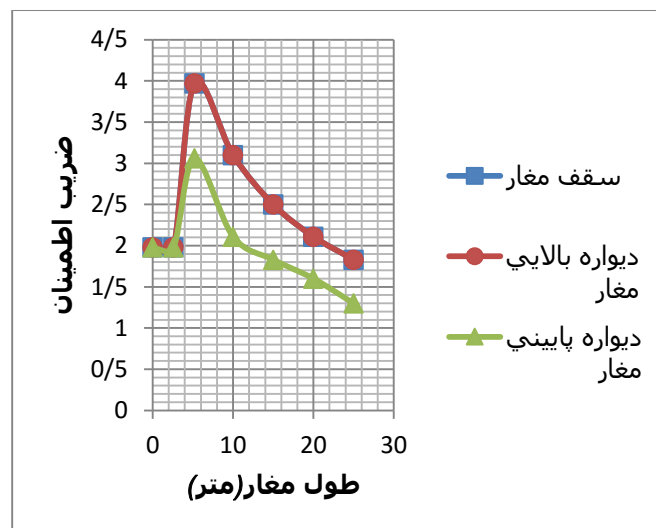
با توجه به اشکال (۴-۱۱) تا (۴-۱۳) و بر اساس تراز هشدار خطر I، II، III، از نظر پایداری، سقف مشکل ناپایداری ندارد تنها دیواره پایینی در نقطه D در فاصله های ۴۰ تا ۶۰ متری دارای مقادیر ضریب اطمینان کمتر از ۱ می باشد بنابراین با وجود نصب شاکریت کمی مشکل ناپایداری در این قسمت مشاهده می شود.



شکل ۴-۱۱- نمودار ضریب ایمنی - طول بر اساس تراز هشدار خطر I



شکل ۴-۱۲- نمودار ضریب ایمنی - طول بر اساس تراز هشدار خطر II

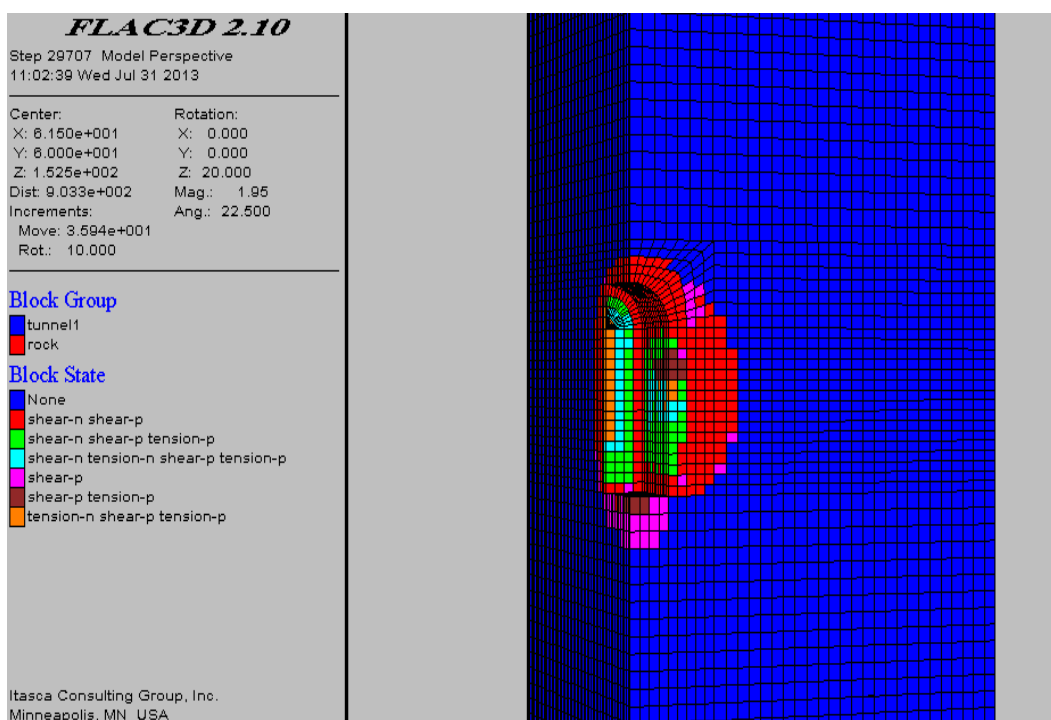


شکل ۴-۱۳- نمودار ضریب ایمنی - طول بر اساس تراز هشدار خطر III

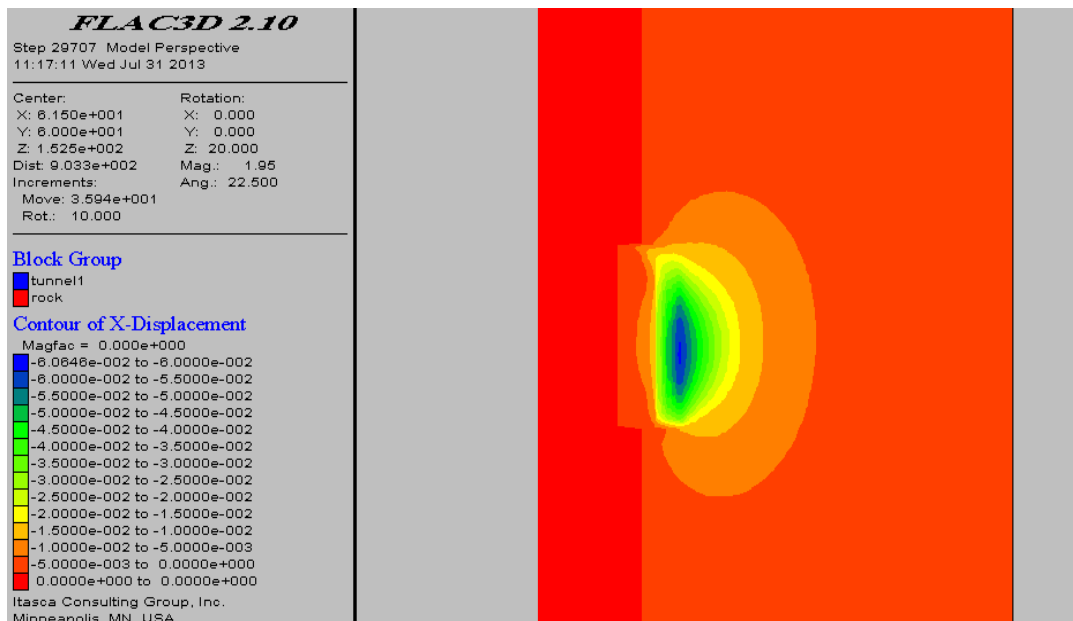
۴-۶- تحلیل جابجایی ها برای کل مقطع مغار قبل از نصب نگهداری اولیه ($K=1$)

در این بخش به نحوه و میزان جابجایی های ایجاد شده در حالت بدون نصب نگهداری اولیه پرداخته می شود. برای ثبت جابجایی ها از ۴ مقطع ترسیم شده در شکل (۴-۷) استفاده شده است.

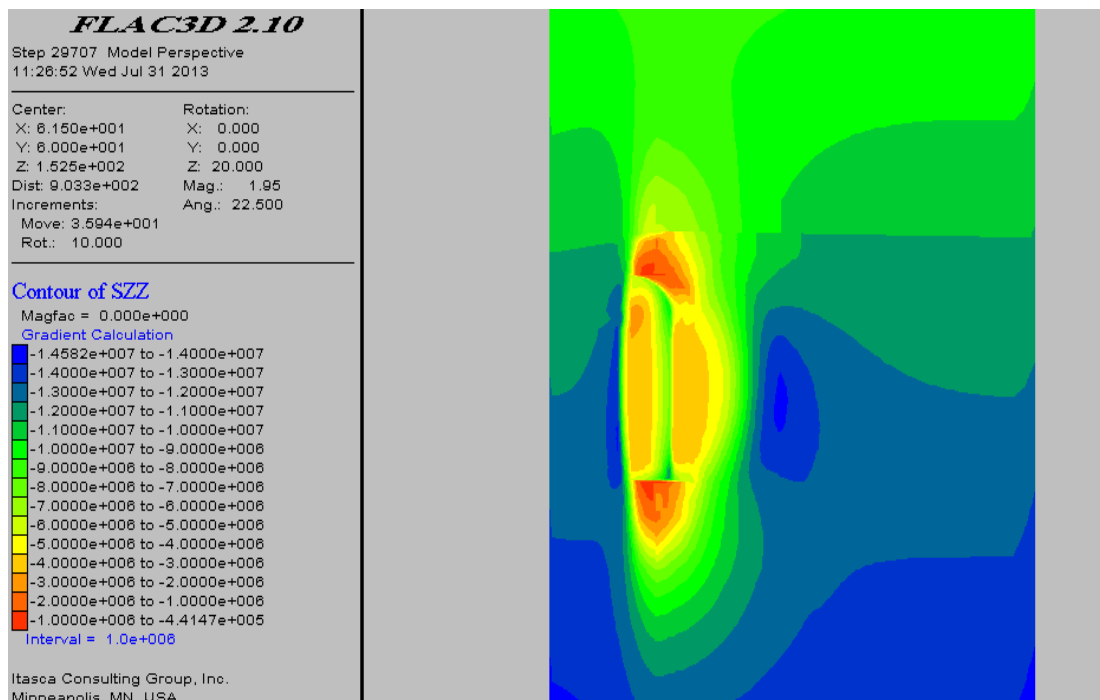
در شکل های (۴-۱۴)، (۴-۱۵) و (۴-۱۶) به ترتیب زون پلاستیک ایجاد شده در اطراف مغار نیروگاه، جابجایی های ایجاد شده در جهت افقی و قائم بعد از حفر برای حالت بدون نصب نگهداری اولیه، ارائه شده است.



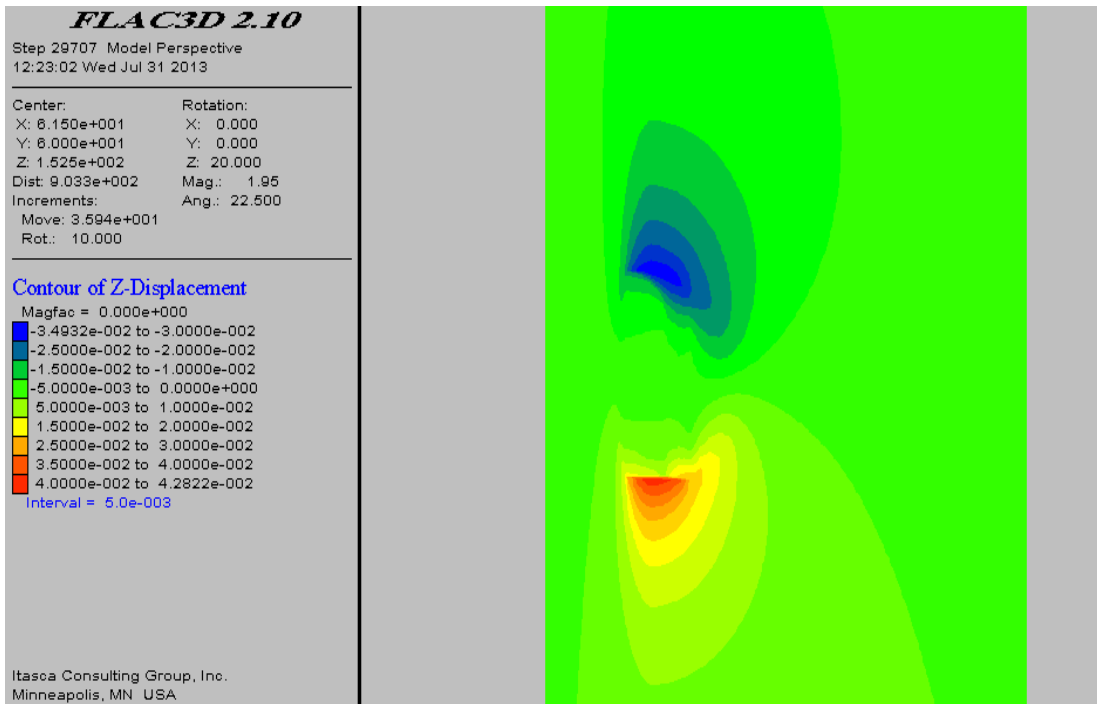
شکل ۴-۱۴- منطقه پلاستیک ایجاد شده برای حالت بدون نصب نگهداری اولیه



شکل ۴-۱۵- جابجایی های ایجاد شده در جهت افقی

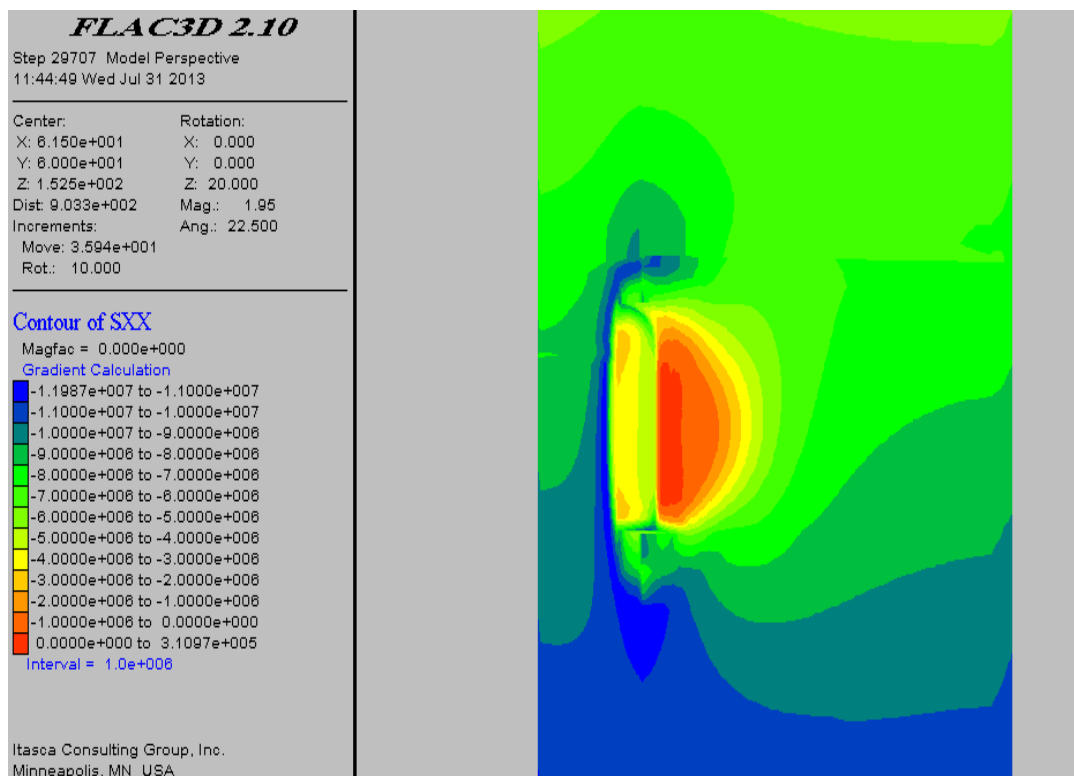


شکل ۴-۱۶- جابجایی های ایجاد شده در جهت قائم



شکل ۴-۱۷- توزیع تنش های قائم

با توجه به شکل (۴-۱۸) مقادیر تنش های القایی افقی ایجاد شده در اطراف مغار برابر با ۹ تا ۱۰ مگاپاسکال می باشد.



شکل ۴-۱۸- توزیع تنش های افقی

میزان جابجایی های ثبت شده در آرایش های نقاط مختلف به صورت جدول (۴-۱۷) ثبت شده است:

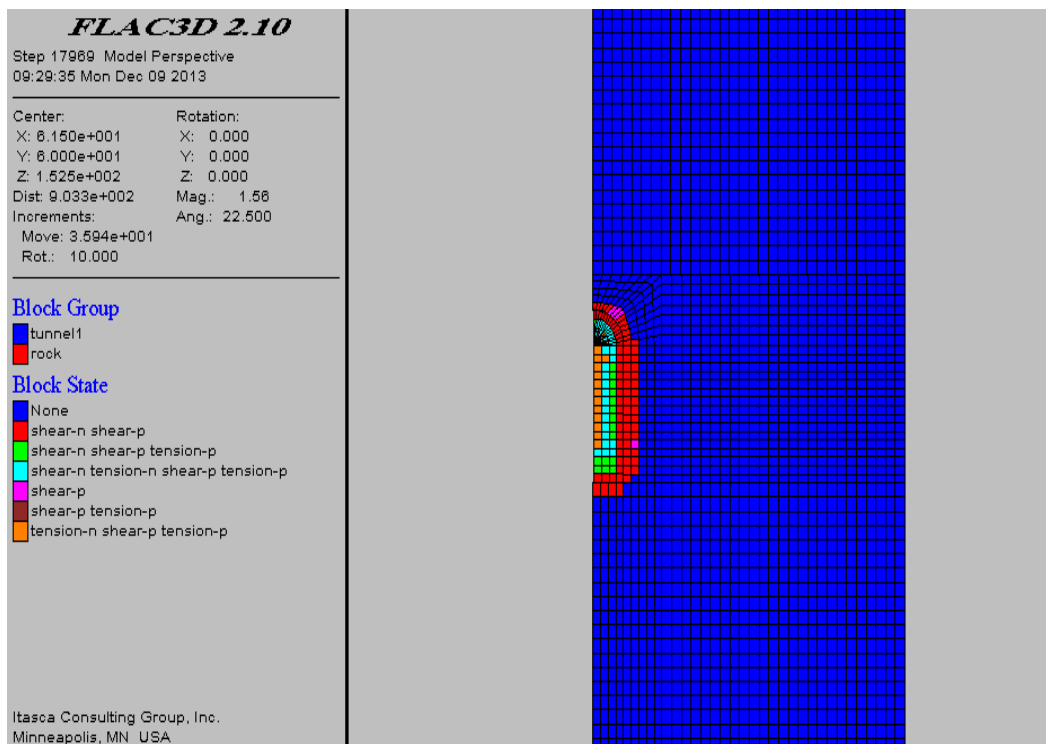
-

جدول ۴-۱۶- جابجایی های بوجود آمده در طول های مختلف قبل از نصب نگهداری اولیه

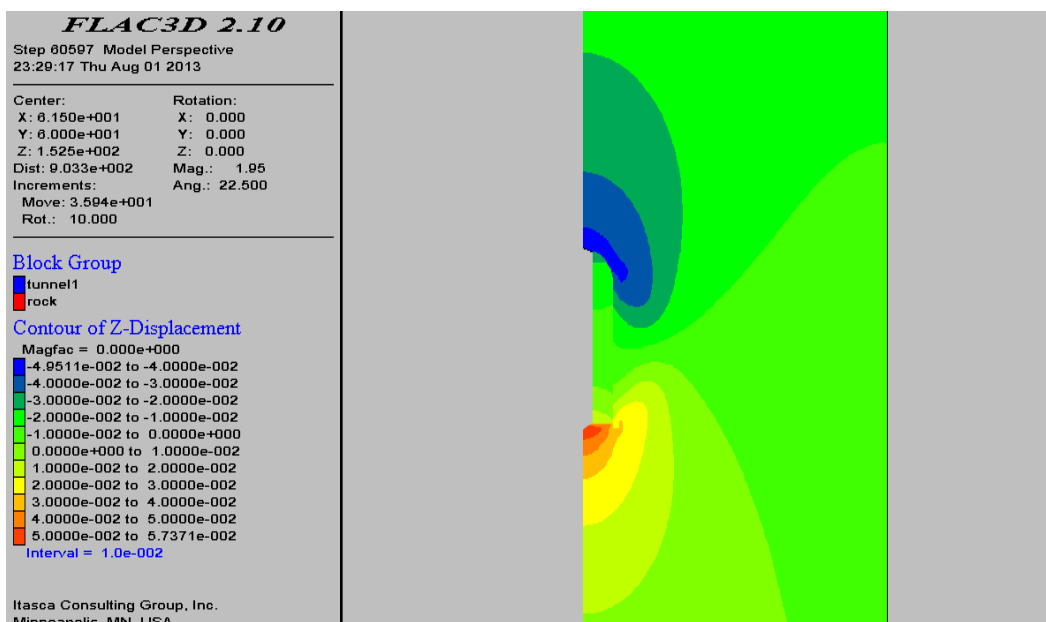
جابجایی های بوجود آمده در طول های مختلف مغار (میلیمتر)						آرایش
۲۰ تا ۲۵ متر	۱۵ تا ۲۰ متر	۱۰ تا ۱۵ متر	۵/۲ تا ۱۰ متر	۲/۶ تا ۵/۲ متر	۰ تا ۲/۶ متر	نقاط
۳۴	۳۰	۲۵	۱۵	۱۲/۵	۶	A
۲۵	۲۵	۲۰	۱۰	۷/۵	۴	B
۱۵	۱۵	۱۰	۵	۲/۵	۲	C
۲۰	۲۵	۱۵	۱۰	۷/۵	۴	D

۷-۴ - تحلیل جابجایی ها برای کل مقطع بعد از نصب نگهداری اولیه ($K=1$)

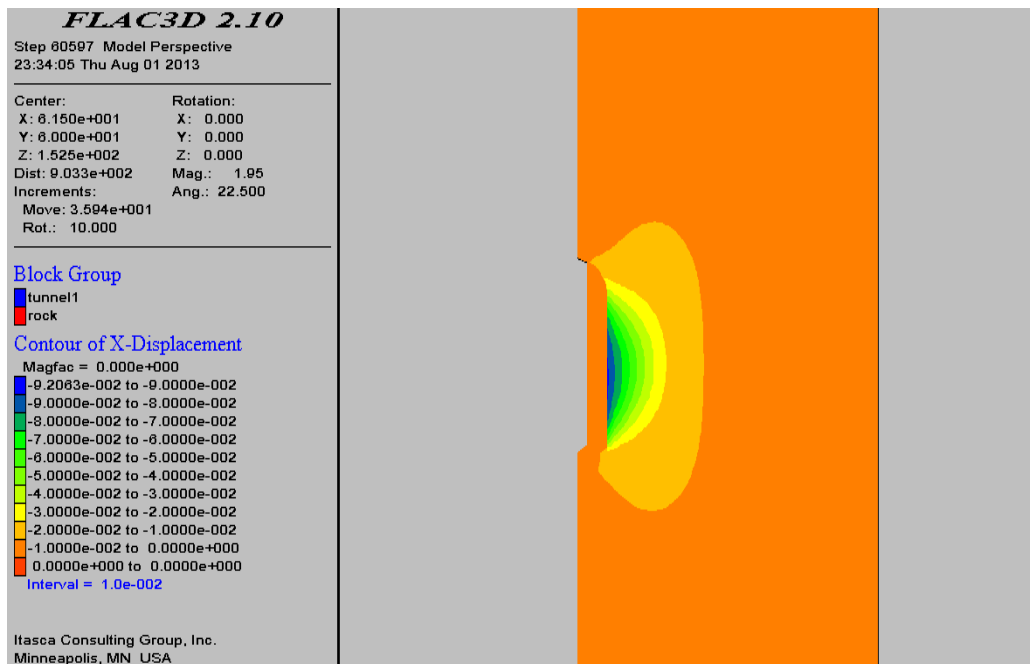
با توجه به شکل (۴-۱۹) منطقه پلاستیکی به شعاع حدود ۴۲ متر در دیواره ها به علت تنش های برشی ایجاد شده اند.



شکل ۴-۱۹- منطقه پلاستیک ایجاد شده بعد از نصب نگهداری اولیه

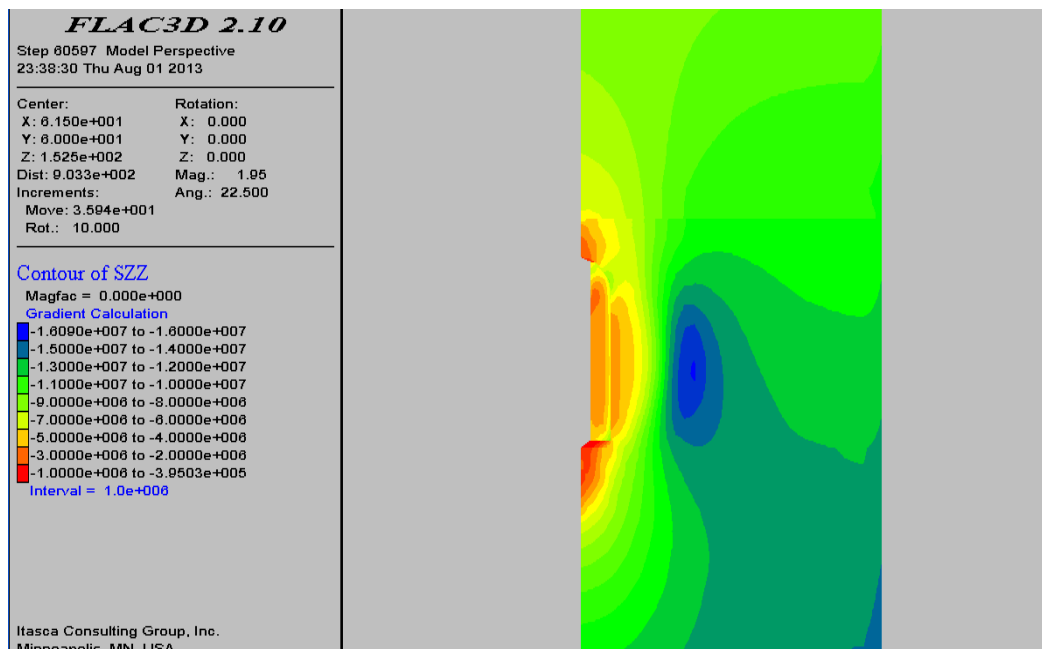


شکل ۴-۲۰- جابجایی های قائم صورت گرفته بعد از اعمال نگهداری اولیه

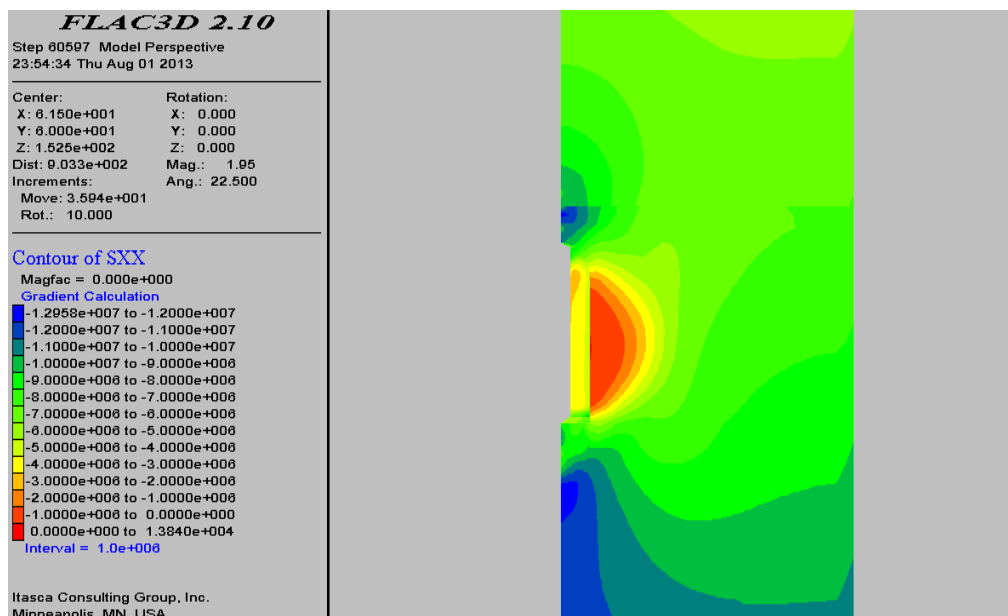


شکل ۴-۲۱- جابجایی های افقی صورت گرفته بعد از اعمال نگهداری اولیه

با توجه به شکل های (۴-۲۲) و (۴-۲۳) مقادیر تنش های قائم و افقی ایجاد شده در اطراف مغار بعد از نصب سیستم نگهداری به ترتیب برابر با ۴ تا ۵ و ۱ تا ۲ مگاپاسکال می باشد.



شکل ۴-۲۲- توزیع تنش های قائم بعد از نصب نگهداری اولیه



شکل ۴-۲۳- توزیع تنش های افقی بعد از نصب نگهداری اولیه

میزان جابجایی های ثبت شده در آرایش های نقاط مختلف به صورت جدول (۴-۱۸) ثبت شده است:

جدول ۴-۱۷- جابجایی های بوجود آمده در طول های مختلف بعد از نصب سیستم نگهداری اولیه

جابجایی های بوجود آمده در طول های مختلف مغار (میلیمتر)					آرایش
۲۰ تا ۲۵ متر	۱۵ تا ۲۰ متر	۱۰ تا ۱۵ متر	۵/۲ تا ۱۰ متر	۲/۶ تا ۵/۲ متر	نقاط
۳۰	۲۵	۲۰	۱۲/۵	۱۰	A
۲۰	۲۰	۱۵	۷/۵	۵	B
۱۰	۵	۵	۲/۵	۲	C
۱۵	۱۰	۱۰	۷/۵	۵	D

با توجه به نتایج جابجایی های ثبت شده، می توان استنباط کرد که بعد از نصب سیستم نگهداری اولیه، جابجایی ها به نسبتی کاهش پیدا کرده اند. در جدول (۴-۱۹) درصد های کاهش جابجایی ها ملاحظه می شود.

جدول ۴-۱۸- درصد کاهش جابجایی ها بعد از اعمال نگهداری اولیه

درصد کاهش جابجایی های بوجود آمده در عمق های مختلف (%)					آرایش
۲۰ تا ۲۵ متر	۱۵ تا ۲۰ متر	۱۰ تا ۱۵ متر	۵/۲ تا ۱۰ متر	۲/۶ تا ۵/۲ متر	نقاط
۱۱/۷۶	۲۰	۲۰	۱۶/۶۶	۲۰	A
۲۰	۲۵	۲۵	۲۵	۳۳/۳۳	B
۳۳/۳۳	۶۶/۶۶	۵۰	۵۰	۲۰	C
۲۵	۶۰	۳۳/۳۳	۲۵	۳۳/۳۳	D

با توجه به نتایج تحلیل ها استفاده از سیستم نگهداری معرفی شده به عنوان سیستم نگهداری موقت برای پایدار سازی دیواره های مغار نیروگاه مفید می باشد.

لازم به توضیح است که در این تحقیق حفاری مدل به گونه ای است که بدترین حالت ممکن در نظر گرفته شده است یعنی حفاری به صورت یکپارچه و تمام مقطع انجام گرفته است. حال آنکه اصولاً حفاری مغار به صورت مرحله ای انجام می گیرد. از آنجایی که به علت کیفیت خوب سنگ حفاری در بدترین حالت ممکن، مغار تا طول ۶۰ متری پایدار می ماند لذا حفاری به صورت تمام مقطع و یکپارچه انجام گرفته است.

فصل پنجم :

نتیجه گیری

فصل ۵ - نتیجه گیری

۵-۱ - نتیجه گیری

در این تحقیق تحلیل پایداری مغار نیروگاه، طرح تلمبه ذخیره ای سد رودبار لرستان مورد بررسی قرار گرفت. مدل موهر - کولمب برای مدل سازی توده سنگ انتخاب شد. نتایج بدست آمده از این تحقیق به صورت زیر می باشد:

۱- هیچ روش یا سیستم تحلیل پایداری و طراحی نمی تواند به تنهایی در طراحی سیستم نگهداری سازه های زیرزمینی مورد استفاده قرار گیرد. با استفاده از سیستم های طبقه بندی مهندسی سنگ RMR و Q فقط می توان ارزیابی اولیه ای از پایداری و نیز ایده ای از نوع و میزان سیستم نگه داری مورد نیاز به دست آورد. روش های عددی به عنوان روش های تکمیل کننده برآوردهای تجربی در طراحی و تحلیل سازه های زیرزمینی به جایگاه ویژه خود روز به روز نزدیکتر می گردند.

۲- در صورتی که از سه تراز هشدار خطر I,II,III به عنوان مبنای قضاوت پایداری سازه مغار استفاده شود، دیواره ها و سقف پایدار بوده لذا در این تحقیق جهت استحکام و پایداری بیشتر از سیستم نگهداری شاتکریت استفاده شده است.

۳- برای جلوگیری از هر نوع محافظه کاری در امر تحلیل پایداری مغار نیروگاه از تراز هشدار خطر II طبق توصیه ساکورایی و آدانوچی به عنوان مبنای قضاوت پایداری مغار نیروگاه رودبار استفاده گردید و در این تراز هشدار خطر سقف و دیواره های مغار نیروگاه پایدار می باشند.

۴- با توجه به نتایج تحلیل ها استفاده از سیستم نگهداری معرفی شده به عنوان سیستم نگهداری موقت برای پایدار سازی دیواره های مغار نیروگاه تا ۵۰ متری طول مغار مفید می باشد ولی جهت تحکیم بیشتر مغار لازم است که سیستم نگهداری نهایی نصب گردد.

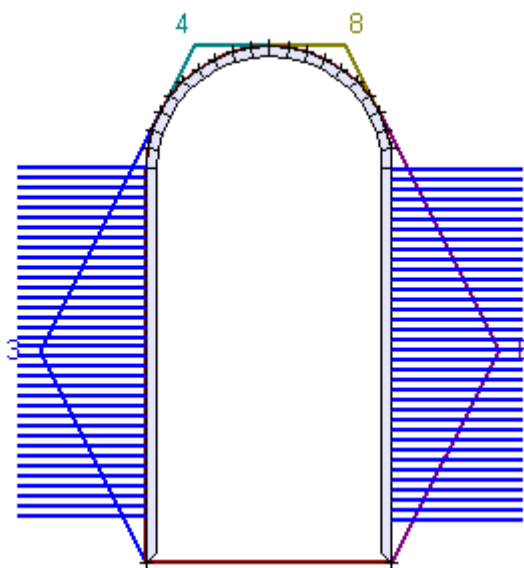
۵- سیستم نگهداری شاتکریت مسلح با دو لایه شبکه سیمی برای کل مقطع تا ۵۰ متری طول مغار، از نظر کارایی دارای ضریب اطمینان بین ۱ تا ۲ می باشد.

۶- براساس مطالعات صحرایی انجام شده مقدار GSI حدود ۵۰ و مقدار σ_c حدود ۸۰ MPa برآورد شده است. بنابراین مطالعه پارامترهای توده سنگ با استفاده از نرم افزار RocData و براساس داده های آزمایشگاهی و شاخص طبقه بندی GSI تعیین گردیده است. از خصوصیات عمده توده سنگ که بایستی تعیین گردند، می توان به مدول تغییرشکل پذیری، مقاومت چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی و مقاومت کششی توده سنگ اشاره نمود. که این داده ها در جدول (۵-۱) ارائه شده است:

جدول ۵-۱- پارامتر های توده سنگ بکار گرفته شده در مدل [۲].

مقاومت کششی (MPa)	زاویه اصطکاک (degree)	مدول الاستیسیته (GPa)	مدول برشی (GPa)	مدول بالک (GPa)	چسبندگی (MPa)
۰/۲۰۵	۴۱/۳	۸/۹۵	۳/۵۵	۶/۲۲	۱/۶۲

۷- با برنامه UNWEDGE تنظیماتی را برای طراحی و نگه داری مغار انجام دادیم. در این الگو، از میل مهارهای تمام تزریقی با ظرفیت ۱۵ تن و طول ۱۳ متر و شاتکریت به ضخامت ۱۰ سانتی متر با مقاومت برشی ۲ مگاپاسکال استفاده شده است که در یک شبکه ۱ در ۱/۵ متر نصب شده اند. این الگو برای گوه شماره ۴ و ۸ ایجاد شده در سقف به ترتیب فاکتور ایمنی برابر با ۲۱/۶ و ۱۴/۹ ایجاد کرده است. همچنین فاکتور ایمنی در گوه های شماره های ۳ و ۶ ایجاد شده در دیواره ها، بعد از نصب راک بولت ها به ترتیب برابر با ۳/۲ و ۲/۳ می باشد. نحوه آرایش نصب میل مهار ها و شاتکریت در شکل (۵-۱) ارائه شده است.



شکل ۵-۱: الگوی اجرای میل مهار و شاتکریت برای پایدارسازی گوه های شماره ۳، ۴، ۶ و ۸

۵-۲- پیشنهادها

۱- با توجه به تحلیل های استاتیکی صورت گرفته، پیشنهاد می شود که برای در نظر گرفتن بار های لرزه ای احتمالی وارده بر سازه مغار، تحلیل پایداری در شرایط بارگذاری دینامیکی نیز صورت گیرد.

۲- تحلیل های وابسته به زمان نیز از جمله مواردی است که برای سازه مغار مناسب به نظر می رسد، به طوری که با این تحلیل می توان رفتار سازه را نسبت به زمان مورد بررسی قرار داد. پیشنهاد می شود که تحلیل وابسته به زمان (خزشی) برای مغار طرح تلمبه ذخیره ای رودبار مورد بررسی قرار گیرد.

۳- اندازه گیری تنش های برجا به صورت دقیق و کامل پیشنهاد می شود.

۴- استفاده از رفتار نگاری توده سنگ درونگیر جهت دستیابی به منحنی مشخصه واقعی زمین و بدست آوردن بهترین نقطه عملکرد سیستم نگهداری.

۵- انجام آزمایشات تنش برجا به منظور تعیین میزان و جهت تنش های اصلی حداکثر و حداقل در منطقه ساختگاه مغار.

۶- بررسی تاثیر انحنای دیواره مغار در ناپایداری های ناشی از تمرکز تنشهای القایی و تعیین مناسبترین انحنا جهت دیواره و سقف.

فهرست مراجع

- [۱] گزارش مطالعات زمین شناسی مهندسی، طرح نیروگاه تلمبه ذخیره ای ایلام، شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران.
- [۲] گزارش اولیه زمین شناسی، طرح نیروگاه تلمبه ذخیره ای رودبار لرستان، شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران - بهمن ماه ۱۳۸۹
- [۳] گزارش عملیات ساختمانی، طرح نیروگاه تلمبه ذخیره ای رودبار لرستان، شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران - آبان ۹۰
- [۴] نقشه هم باران مطالعات حداکثر بارندگی محتمل رودخانه دز تا محل سد دز تهیه شده توسط شرکت مهندسی مشاور مهتاب قدس - دی ماه ۱۳۸۳
- [5] Hoek, E., 2001 . "Rock mass properties for underground mines", engineering fundamentals and International Case Studies, Society for Mining ,Metallurgy and Exploration.
- [6] Palmstrom, A., 1996. "Characterizing rock masses by RMI for use in practical rock Engineering", Tunneling and Underground Space Technology, Vol.11 ,No.2,pp.137-188.
- [7] Sakurai,S., 1993. "Back Analysis in Rock Engineering", Comprehensive Rock Engineerion, Vol. 4,pp. 543-568.
- [8] Sakurai, S., 1983. "Direct Strain Evaluation in Consruction Underground Openings", In proc.22 U.S.Sysmp .Rock Mech.Boston.MA,pp 278-282.
- [9] Brady ,B.H.G., Brown, E.T., 2004. "Rock mechanics for underground mining", Springer, Third edition.
- [10] Stromme, B., 2001 . "Guide to Cavern Engineering", Geotechnical Eng. Office, Civil Eng. Dep., The Government of Hong Kong, Special Administrative Region, Kowloon, Hong Kong.
- [11] Sakurai, S., 1997. "Lessons Learned from field measuementa in tunneling", Tunnelipng and Underground Space Technology, Volume 12, Issue 4, Pages 453-460.
- [12] Sakurai,S., 1990. "Interpretation of field Measurement in Tunneling Practice", 9th ISRM Conference on Rock Mechanics, Paris.
- [13] Japan Railway Construction Public Corporation, 1996. “ Evaluation of Mechanical Stability of Underground Excavation”.
- [14] Hoek, E., Kaiser, P.K., Bawden, W.F., 1995. “ Support of Underground Excavations in Hard Rock”, Rotterdam, Balkema.

- [15] Hoek, E., 2006. " Practical rock engineering". North Vancouver, B.C., Canada V7R 4X1.
- [16] Jing, L., 2003. "A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modeling for rock mechanics and rock engineering", Division of Engineering Geology, Royal Institute of Technology.
- [17] Carranza-Torres, C., Diederichs, M., 2009. "Mechanical analysis of circular liners with particular reference to composite supports. For example, liners consisting of shotcrete and steel sets", Tunnelling and Underground Space Technology.24, p. 506-532.
- [۱۸] رهایی، ع.، طرح و محاسبه سازه های بتن مسلح، مرکز نشر پروفیسور حسابی، تهران (۱۳۷۸).
- [۱۹] حسینی، م.، آنالیز پایداری حفریات زیرزمینی با نگرش ویژه به مغار نیروگاه دوم سد شهید عباسپور، پایان نامه کارشناسی ارشد، بخش مهندسی معدن، دانشگاه تربیت مدرس (۱۳۷۵).
- [۲۰] صدیقی، م.، طراحی بهینه سیستم تقویت- نگهدارنده میل مهارهای مغار نیروگاه کارون ۳، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس (۱۳۷۸).
- [21] SAART, K.O., 1987, "Large Rock Caverns", (3Vol.), Vol.1, Pergamon Press. England.
- [۲۲] موسی زاده، س.، مقایسه روش های عددی مختلف برای تحلیل پایداری و سیستم نگهداری مغار نیروگاه مسجد سلیمان، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس (۱۳۸۲).
- [23] Sylvester, A., 1985. "Underground Pumphouse Excavation at the Mainstream Pumping Station, Chicago", RETC, Ch.49, PP. 822-830.
- [24] Wittke, W., 1990. "Rock Mechanics Theory and Application with Case Histories", Springer, New York.
- [25] Look, B., 2007. "Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables", Taylor & Francis, Balkema, First edition.
- [26] Itasca consulting group Inc, 2002. "Flac 3D User Manual", Ver 2.1.
- [۲۷] سینگ و گوئل، طبقه بندی توده سنگها، ترجمه سیاوش تقی پور و محمد دانش، انتشارات جهاد دانشگاهی واحد صنعتی امیرکبیر، تهران، چاپ اول (۱۳۸۲).
- [28] Hoek, E., 1980. "Rock Engineering", London: Institution of Mining and Metallurgy, 323 pages.

Abstract

Pump-storage power plant is located in Lorestan province and adjacent Roudbar reservoir located in 92 kilometers south of the city Aligoodarz. To evaluate the potential of hydroelectric energy generation capacity of 1500 MW electricity to the national grid, electricity consumption during peak hours (early hours of the night) is designing and running. Plant will be inside the mountain. For this purpose, the structure as the main cavern will be built underground. Height, width and length of the powerhouse cavern are respectively, 50, 24.5 and 120 m. Powerhouse cavern will be in the rocks of the Dalan Formation that is a sequence of limestone and dolomite limestone. In this thesis, the stability of structure have been studied based on drilling process using experimental, structural and numerical methods. The powerhouse cavern drilling operations has been done in the nine-step numerical analysis. FLAC 3D software is used for numerical analysis that is based on the FDM method. To stability analysis of powerhouse cavern in without support condition is used Sakurai critical strain method. Stability analysis of powerhouse cavern using the above methods are obtained the following results. The software outputs are included the amount of horizontal, vertical deformations and safety factor values for surrounding structure and analysis of support system that used in power plant cavern. To increase the stability of power plant cavern, The installation of shotcrete reinforced with steel mesh, two layers of springs 10*10 cm and a thickness of 20 cm has been suggested.

Keywords: power plant cavern, stability analysis, Design of Support System, FLAC 3D software



Shahrood University of Technology

3-D Stability Analysis of Pump-Storage Power Plant Cavern Roodbar Lorestan

Thesis

Submitted in Partial Fulfillment of the
Requirements for the Degree of Master of Science (M.Sc.)
in Mining Engineering, Extraction

Department of Mining Engineering
School of Mining, Petroleum & Geophysics Engineering
Shahrood University of Technology

By:

Maryam Gholamzade Amir

Supervisor:

Dr. Rahman Torabi

Dr. Farhang Sereshki

Advisor:

Dr. Morteza Gharoonin Nik

Eng. Abolfazl Mahin Rad

Summer 2013