

یادداشت فنی

## تحلیل پایداری و طراحی سیستم نگهداری موقت محل انشعاب تونل‌های پنستاک از تونل انتقال آب سد رودبار لرستان با استفاده از نرم افزار *FLAC 3D*

حسین بهزادی نژاد<sup>۱</sup>، لهراسب فرامرزی<sup>۲\*</sup>، محمد داربر<sup>۳</sup>

۱- کارشناس ارشد مکانیک سنگ، دانشکده مهندسی معدن، دانشگاه صنعتی اصفهان، ۸۳۱۱۱-۸۴۱۵۶

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی معدن، دانشگاه صنعتی اصفهان، ۸۳۱۱۱-۸۴۱۵۶

۳- دانشجوی دکتری مکانیک سنگ، دانشکده مهندسی معدن، دانشگاه صنعتی اصفهان، ۸۳۱۱۱-۸۴۱۵۶

(دریافت: خرداد ۱۳۹۵، پذیرش: تیر ۱۳۹۶)

## چکیده

امروزه سازه‌های بزرگ زیرزمینی به منظور توسعه راه و راه آهن، انتقال آب، ذخیره سازی نفت و گاز، نیروگاه‌های زیرزمینی، دفن زباله‌های اتمی و غیره احداث می‌شوند. از مهم‌ترین اهداف طراحی این فضاها، ارزیابی پایداری و در صورت لزوم طراحی سیستم نگهداری آنها است. در این پژوهش، پایداری محل انشعاب تونل‌های پنستاک از تونل انتقال آب سد رودبار لرستان بررسی شده است. با تجزیه و تحلیل آماری روی نتایج حاصل از آزمایش‌های آزمایشگاهی و بر جای انجام شده در ساختگاه سد، روابط تجربی موجود و اعمال قضاوت مهندسی، پارامترهای ژئومکانیکی توده سنگ محل انشعاب تعیین شد. با توجه به ضعیف بودن توده سنگ محل انشعاب، محیط سنگی محل انشعاب، به صورت محیط پیوسته در نظر گرفته شد و با استفاده از نرم‌افزار *FLAC3D* مدل سازی گردید. با توجه به نتایج حاصل از مدل سازی عددی و نیز تعیین ناحیه تأثیر (زون پلاستیک)، جهت مهار جابجایی‌ها و پایدارسازی فضای مذکور، سیستم نگهداری موقت به صورت ترکیبی از شاتکریت و شبکه پیچ سنگ با طول مناسب طراحی شد. مقادیر بیشینه جابجایی به وجود آمده در سقف، کف و دیواره‌های فضای محل انشعاب، پس از ۱۶ مرحله حفاری و نصب سیستم نگهداری، نشان دهنده پایداری فضای محل انشعاب و مناسب بودن فاصله بین دو تونل پنستاک از یکدیگر است. همچنین بررسی منحنی اندرکنش نیروی محوری - ممان خمشی نشان داد، مقطع شاتکریت طراحی شده پایدار است.

## کلید واژه‌ها

تونل‌های پنستاک، پارامترهای ژئومکانیکی، مدلسازی عددی، ناحیه تأثیر، سیستم نگهداری موقت

\* عهده دار مکاتبات: lfaramarzi@cc.iut.ac.ir

## ۱- مقدمه

استفاده از روش هوشمند، ترتیب مراحل حفاری مغارهای نیروگاه برق آبی در کشور چین را در شرایط استاتیک و دینامیکی بررسی کردند [۱۴]. احمدی و همکاران (۲۰۱۳)، فشار وارده بر سیستم نگهداری تونل انتقال آب سد امیرکبیر را با استفاده از روش عددی اجزای محدود تعیین نمودند. همچنین همگرایی تونل را با استفاده از مدل رفتاری کرنش نرم‌شونده بررسی کرده و برای اعتبارسنجی این نتایج از روش اجزای محدود استفاده کردند [۱۵]. کومار شرسا (۲۰۱۴)، رفتار تغییر شکل پلاستیک تونل انتقال آب خیمتی نپال را در چهار مقطع با استفاده از قوانین همگرایی سولم و همکاران (۱۹۸۷) و فرهوست (۲۰۰۰) بررسی کرده و نتایج به دست آمده را با استفاده از مدل‌سازی عددی تفاضل محدود اعتبارسنجی کرد [۱۶]. لاماس و همکاران (۲۰۱۴)، یک مدل عددی سه‌بعدی برای بررسی رفتار هیدرومکانیکی تونل فشار وندا نووا پرتغال ارائه کردند [۱۷]. دهقانی و همکاران (۲۰۱۵)، با استفاده از روش عددی المان مجزا، فاصله بین مغارها و راستای مناسب آنها و نیز سیستم نگهداری مناسب شامل تاندون و پیچ سنگ‌ها را در مغارهای نیروگاه سد بختیاری تعیین کردند [۱۸].

در این تحقیق، با استفاده از نتایج آزمایش‌های آزمایشگاهی و برجای انجام شده و با استفاده از روابط تجربی و اعمال قضاوت مهندسی، پارامترهای ژئومکانیکی توده سنگ محل انشعاب تونل‌های پنستاک از تونل انتقال آب تعیین شد. با استفاده از مدل‌سازی عددی با نرم‌افزار *FLAC3D*، ضمن بررسی تأثیر حفاری فضاهای مجاور بر میزان جابجایی نقاط مشاهده‌ای و نیرو و تنش وارده بر سیستم نگهداری مدل‌سازی شده در فضاهای حفر شده قبلی، سیستم نگهداری موقت فضای محل انشعاب، به صورت ترکیبی از شاتکریت و شبکه پیچ‌سنگ پیشنهاد شده است.

## ۲- معرفی نیروگاه سد رودبار

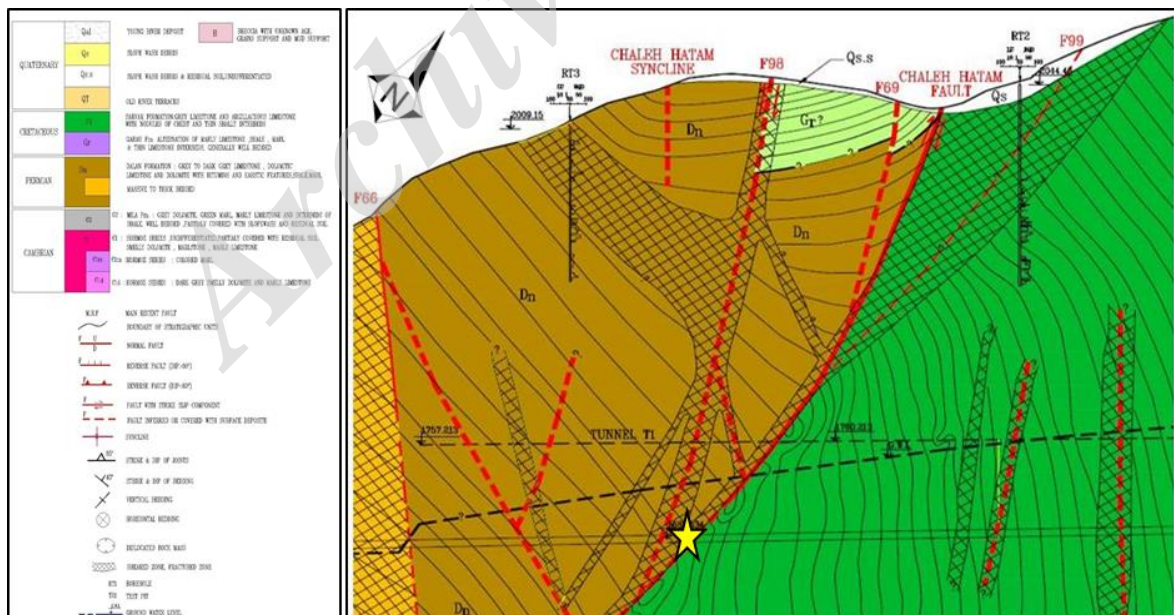
پروژه سد و نیروگاه رودبار لرستان در فاصله ۱۰۰ کیلومتری جنوب شهرستان الیگودرز قرار دارد. نیروگاه در فاصله ۳ کیلومتری پایین دست محور سد قرار دارد و توان تولید ۴۵۰ مگاوات برق را خواهد داشت. سیستم آبگیر نیروگاه شامل تونل انتقال آب، تونل‌های پنستاک و شفت‌های ضربه‌گیر است. در مترژ  $I+265$  متر از دهانه

امروزه سازه‌های زیرزمینی در بسیاری از فعالیت‌های عمرانی نظیر توسعه راه و راه‌آهن، مترو، پروژه‌های سدسازی، انتقال آب و گاز، نیروگاه‌های زیرزمینی و غیره احداث می‌شوند. ارزیابی پایداری و در صورت لزوم طراحی سیستم نگهداری فضاهای حفر شده، از مهم‌ترین اهداف در حفر این‌گونه فضاها است [۱]. پایداری این سازه‌ها، به ابعاد و هندسه فضا [۲، ۳]، روش حفر و تعداد مراحل حفاری [۲، ۴] شرایط تنش برجا [۵] و به سیستم نگهداری و زمان نصب آن [۶] بستگی دارد. به منظور نگهداری فضاهای زیرزمینی برای اولین بار از پیچ سنگ‌ها در سال ۱۹۱۸ [۷] و از بتن در سال ۱۹۳۰ [۸] استفاده شد. در سال ۱۹۷۸، فریمان روش‌های تعیین نقطه خنثی، طول بارگیری و طول میل‌مه‌ار را ارائه نمود [۱۷]. در زمینه تحلیل پایداری تونل‌های انتقال آب با استفاده از روش‌های تجربی و عددی و نیز تعیین همگرایی آنها قبل و بعد از نصب سیستم نگهداری تحقیقات زیادی توسط محققان مختلف انجام شده است. استیبل و سامانی (۲۰۰۳)، با استفاده از مشاهدات میدانی، میزان افزایش جابجایی‌های دیواره‌های جانبی نیروگاه‌های برق آبی در ایران را تحلیل نمودند [۹]. لارس و ارلینگ (۲۰۰۸)، با یک مطالعه عددی، اثر متقابل شاتکریت-سنگ و شاتکریت-پیچ سنگ را بررسی کردند [۱۰]. غفوری و همکاران (۲۰۰۸)، با استفاده از روش‌های تجربی *RMR*، *Q* و *GSI* و نیز روش عددی المان مجزا، سیستم نگهداری موقت تونل انتقال آب سد درونگر خراسان، شامل پیچ سنگ، شاتکریت و قاب‌های فلزی را در چهار قطعه مختلف از تونل تعیین نمودند. در این مطالعه با انتقال از روش تجربی به روش عددی بر میزان دقت و اعتمادپذیری طراحی انجام شده، افزوده شد [۱۱]. معینی و همکاران (۲۰۱۰)، سیستم نگهداری محل تقاطع تونل‌های انتقال آب با مخازن ضربه‌گیر سد گتوند علیا را با استفاده از روش‌های تجربی و تفاضل محدود تعیین کردند و نشان دادند بعد از نصب سیستم نگهداری، میزان جابجایی ماکزیمم کمتر از مقدار جابجایی بحرانی ساکورایی است [۱۲]. گورکاک (۲۰۱۱)، با استفاده از طبقه‌بندی مهندسی سنگ، سیستم نگهداری تونل انحراف آب سد کاپیکایا ترکیه را تعیین نمود [۱۳]. جیانگ و فنگ (۲۰۱۱)، با

منطقه، شمال غربی - جنوب شرقی است. محل انشعاب در سازند دالان با لیتولوژی آهک، آهک دولومیتی و دولومیت خاکستری تا خاکستری تیره با لایه بندی متوسط تا ضخیم واقع شده است [۱۹]. شکل ۲، ساختار زمین‌شناسی محل انشعاب و بخشی از مسیر تونل انتقال آب نیروگاه را نشان می‌دهد. در این محدوده، ساختارهای مختلف زمین‌شناسی نظیر گسل و درزه، ساختار اصلی تکتونیکی منطقه را تشکیل می‌دهد. گسل‌ها، شامل انواع نرمال، معکوس و امتدادلغز است و باعث ایجاد بلوک‌های گسلیده از سازندهای مختلف شده که در کنار یکدیگر قرار گرفته‌اند. علاوه بر گسله‌ها، تعداد دسته درزه‌ها از ۳ تا ۶ دسته درزه نیز در سنگ‌های منطقه مورد مطالعه شناسایی شده است. شکل ۳، توده‌سنگ ساختگاه سد را نشان می‌دهد.



شکل ۱: ساختگاه سد رودبار لرستان [۱۹]



شکل ۲: ساختار زمین‌شناسی محل انشعاب و بخشی از مسیر تونل انتقال آب نیروگاه [۱۹]

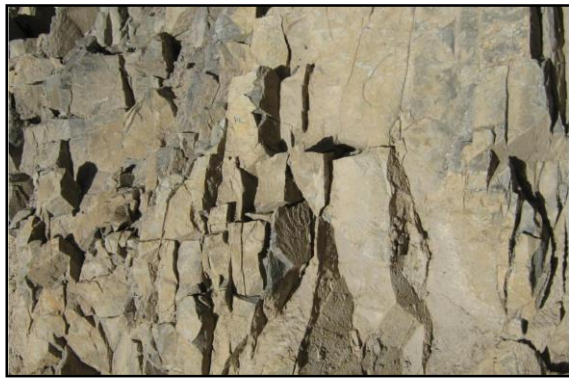
توده‌سنگ با استفاده از آزمایش‌های بارگذاری صفحه‌ای و دیلاتومتری و نیز روابط تجربی مختلف با در نظر گرفتن سطح اطمینان ۹۵٪، مطابق جدول ۱ تعیین شده است.

آبگیر تونل انتقال آب، جایی که تونل، گسل چاله حاتم را قطع می‌کند به منظور کاهش آسیب احتمالی ناشی از حرکت گسل، تونل انتقال آب به دو تونل پنستاک تقسیم می‌شود [۱۹]. ساختگاه سد در شکل ۱ نشان داده شده است.

### ۳- زمین‌شناسی و پارامترهای ژئومکانیکی توده‌سنگ مسیر انتقال آب از سد به نیروگاه

محدوده مسیر انتقال آب از سد به نیروگاه، در فاصله بین رودخانه‌های رودبار و الکن قرار گرفته است که از نظر تقسیم‌بندی زمین‌شناسی ایران، در ناحیه زاگرس مرتفع، واقع شده است و روند ساختاری در آن، همانند روند عمومی

به منظور تخمین پارامترهای توده‌سنگ مسیر تونل انتقال آب، آزمایش‌های برجای مکانیک سنگ در گالری‌های اکتشافی انجام شده است. مدول تغییرشکل پذیری



شکل ۳: نمایی از ظاهر خردشده توده سنگ ساخته شده سد در محل انشعاب [۱۹]

زاویه اصطکاک و چسبندگی توده سنگ با استفاده از نتایج آزمایش مقاومت فشاری سه محوره انجام شده و با ملاحظه طبقه‌بندی توده سنگ محل انشعاب تعیین شده است [۲۰، ۲۱].

#### ۴- طبقه‌بندی مهندسی توده سنگ مسیر تونل

در طراحی سازه‌های سنگی، توصیف شرایط زمین و طبقه‌بندی توده سنگ از اهمیت زیادی برخوردار است [۲۲]. یکی از رایج‌ترین روش‌های طبقه‌بندی مهندسی توده سنگ برای طراحی سازه‌های زیرزمینی، استفاده از سیستم‌های طبقه‌بندی  $Q$  و  $RMR$  است.

جدول ۱: پارامترهای ژئومکانیکی توده سنگ محل انشعاب تونل‌های پنستاک از تونل انتقال آب [۲۰، ۲۱]

پارامتر	وزن مخصوص ( $\text{Kg/m}^3$ )	چسبندگی (MPa)	زاویه اصطکاک (degree)	مدول تغییر شکل پذیری (GPa)	نسبت پواسون	ضریب تنش افقی (K)
مقدار	۲۷۱۶	۰/۵	۳۰	۴/۸۰	۰/۲۵	۰/۷۰

دست آمده در توده سنگ محل انشعاب، سیستم نگهداری پیشنهادی مطابق جدول ۲ پیشنهاد شد. همچنین به منظور استفاده از سیستم طبقه‌بندی  $Q$ ، پارامترهای شش گانه مؤثر در توده سنگ محل انشعاب تعیین شد. سیستم نگهداری موقت مناسب در توده سنگ محل انشعاب با توجه به  $ESR = 1/6$ ، دهانه بازشدگی ۳۸ متر و اندازه معادل  $23/75$  متر و نیز با توجه به مقدار  $Q = 0/09 - 0/5$  تعیین شده، در جدول ۳ ارائه شده است.

سیستم طبقه‌بندی ژئومکانیکی  $RMR$  معمول‌ترین سیستم طبقه‌بندی شناخته شده است. به منظور تعیین سیستم نگهداری مناسب برای محل انشعاب تونل‌های پنستاک از تونل انتقال آب، با استفاده از سیستم طبقه‌بندی، ابتدا وضعیت و شرایط زمین شناسی مهندسی و پارامترهای شش گانه مؤثر در سیستم طبقه‌بندی ژئومکانیکی در توده سنگ محل انشعاب مطالعه و تعیین شد. سپس با توجه به مقدار  $RMR = 26 - 33$  [۲۱]، به

جدول ۲: سیستم نگهداری پیشنهادی با استفاده از طبقه‌بندی ژئومکانیکی  $RMR$  در توده سنگ محل انشعاب [۲۱]

نگهداری		پایه سنگ‌ها (۲۰ mm قطر، تمام تزریقی)	حفاری	رده توده سنگ $RMR = 26 - 33$ سنگ رده ۴ (سنگ ضعیف)
مجموعه‌های فولادی	شاتکریت			
قاب‌های سبک تا متوسط به فاصله ۱/۵ متر در جایی که لازم باشد.	۱۰۰ تا ۱۵۰ میلی‌متر در تاج و دیواره‌ها	پایه سنگ‌های منظم به طول ۴ تا ۵ متر، فاصله‌داری ۱ تا ۱/۵ متر در تاج و دیواره‌ها به همراه توری سیمی	روکنی و پله‌ای از بالا، ۱ تا ۱/۵ متر پیشروی در تاج، نصب نگهداری هم‌زمان با حفاری تا ۱۰ متری سینه‌کار	

تغییر شرایط تنش در اطراف این فضاها، بیشتر در ارتباط با هندسه حفاری، وضعیت تنش‌های برجا و خواص مکانیکی سنگ یا خاک است. یافتن شکل بهینه برای یک حفاری زیرزمینی بر اساس توزیع تنش، از اهمیت ویژه‌ای در

#### ۵- مدلسازی عددی فضای محل انشعاب با نرم‌افزار FLAC3D

حفاری زیرزمینی در سنگ یا خاک باعث القای توزیع دوباره مؤلفه‌های تنش در اطراف فضای حفر شده می‌شود.

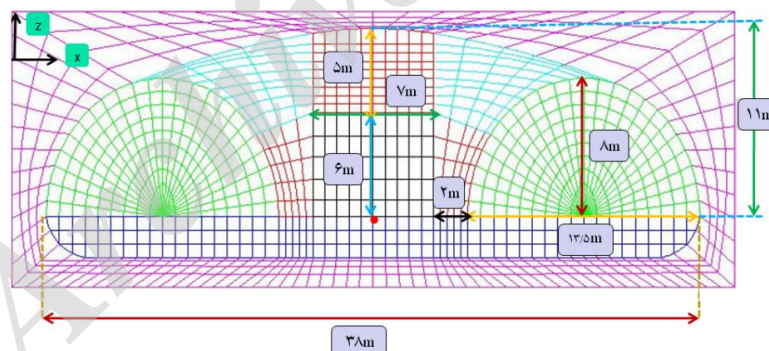


زبان برنامه‌نویسی *FISH* که در نرم‌افزار *FLAC3D* تعبیه شده است، این مدل به نرم‌افزار *FLAC3D* داده شده و در نهایت مدلسازی توده سنگ احاطه کننده فضای مذکور مطابق شکل ۵ انجام شد. با توجه به اینکه در اثر ایجاد یک سازه زیرزمینی، قسمتی از سنگ یا خاک پیرامون آن فضا، دچار تغییر شکل الاستیک یا پلاستیک شده و در نتیجه، توزیع تنش در محدوده‌ای از محیط تحت عنوان ناحیه تأثیر، تغییر می‌کند، بنابراین بایستی اندازه و ابعاد یک مدل عددی به صورتی باشد که این تأثیرات در آن قابل مشاهده و بررسی باشد. جهت نیل به این هدف، ابعاد مدل ساخته شده ( $x$ ،  $y$  و  $z$ ) به ترتیب برابر با ۲۴۰، ۲۰ و ۱۰۰ متر در نظر گرفته شده است.

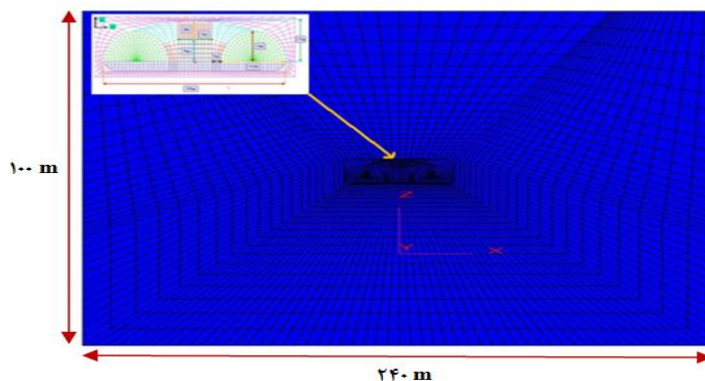
افزایش پایداری و کاهش هزینه‌های نگهداری برخوردار است. بنابراین در طراحی فضاهای زیرزمینی با سقف قوسی، تعیین شعاع و زاویه انحنای قوس اهمیت زیادی دارد [۲۳]. در این تحقیق با توجه به ملاحظات عملی پروژه و محدودیت ارتفاع فضای محل انشعاب، حداکثر ارتفاع ۱۱ متر است. همچنین بازشدگی فضای محل انشعاب ۳۸ متر و تونل‌های پنستاک، نعل اسبی با ارتفاع ۸ متر و فاصله دو تونل از یکدیگر ۱۱ متر است. حداکثر ضخامت روباره در محل انشعاب تونل‌های پنستاک از تونل انتقال آب، ۳۶۵ متر است. به دلیل پیچیده بودن مدل و ضرورت ایجاد یک سقف قوسی با ملاحظات عملی ذکر شده، ابتدا، مدل فضای مطلوب مطابق شکل ۴ ساخته شد و در ادامه با استفاده از

جدول ۳: سیستم نگهداری موقت مناسب پیشنهاد شده با استفاده از سیستم طبقه‌بندی  $Q$  در توده سنگ محل انشعاب [۲۱]

دهانه (m)	ESR	$D_e$	شاخص $Q$ توده سنگ	سیستم نگهدارنده	الگوی پیچ سنگ‌ها
۳۸	۱/۶	۲۳/۷۵	۰/۰۹	۲۵ cm شاتکریت مسلح فیبری و نصب پیچ سنگ	$1/3 (m) \times 1/3 (m)$ طول تقریبی ۶ متر
۳۸	۱/۶	۲۳/۷۵	۰/۳۰	۱۷ cm شاتکریت مسلح فیبری و نصب پیچ سنگ	$1/5 (m) \times 1/5 (m)$ طول تقریبی ۶ متر
۳۸	۱/۶	۲۳/۷۵	۰/۵۰	۱۴ cm شاتکریت مسلح فیبری و نصب پیچ سنگ	$1/6 (m) \times 1/6 (m)$ طول تقریبی ۶ متر



شکل ۴: مدل ساخته شده با استفاده از نرم‌افزار *AutoCAD*



شکل ۵: مدل نهایی ساخته شده با استفاده از نرم‌افزار *FLAC3D*

که از ناحیه تأثیر عبور کند. با استفاده از مدل‌سازی عددی اندازه ناحیه تأثیر (ناحیه پلاستیک) در سقف، دیواره راست و دیواره چپ هر یک از تونل‌های محل انشعاب تعیین شد. سپس طول مناسب پیچ سنگ‌ها با استفاده از نتایج مدل‌سازی عددی تعیین شد. شکل ۷، ناحیه تأثیر به همراه پیچ سنگ‌های مدل‌سازی شده در فضای مذکور را نشان می‌دهد. همچنین ضخامت مناسب شاتکریت با استفاده از طبقه‌بندی‌های  $Q$  و  $RMR$  تعیین شد. روند اعمال پیچ سنگ‌ها و شاتکریت مانند ترتیب حفاری تونل‌هاست.

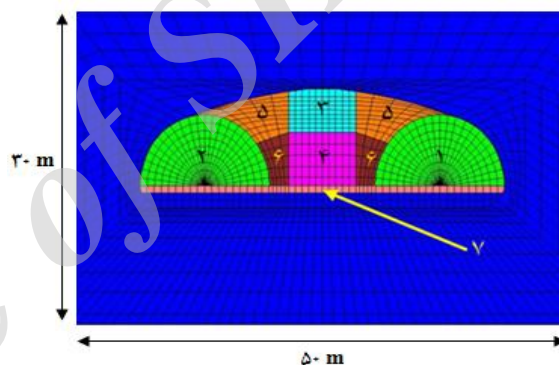
#### ۷- نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی فضای محل انشعاب

##### ۷-۱- بررسی تأثیر حفاری فضاهای مجاور بر میزان نیرو و تنش وارده بر پیچ سنگ‌ها

با توجه به اینکه حفاری و نصب سیستم نگهداری فضای محل انشعاب، طی چند مرحله از حفاری تکمیل می‌شود، تأثیر حفاری فضاهای مجاور بر میزان نیرو و تنش وارده بر پیچ سنگ‌های مدل‌سازی شده در فضاهای حفر شده قبلی، بررسی و مطالعه شد. به عنوان مثال، شکل ۸، میزان تغییر در نیروی محوری وارده بر پیچ سنگ‌های مدل‌سازی شده در دیواره راست تونل شماره ۱ (مطابق با شماره گذاری قید شده در شکل ۶) را تحت تأثیر حفاری‌های بعدی تا کامل شدن حفاری فضای محل انشعاب (به اندازه ۳ گام حفاری)، نشان می‌دهد. نمودار به دست آمده در این شکل، نشان‌دهنده افزایش قابل توجه در مقدار نیروی وارده بر پیچ سنگ‌های مدل‌سازی شده در دو قسمت از نمودار است. قسمت اول مربوط به حفر تونل شماره ۱ و قسمت دوم مربوط به حفر پیلارهای سنگی (شماره گذاری ۵ و ۶ در شکل ۶) است. همچنین این نمودار نشان می‌دهد، حفاری تونل شماره ۲ در فاصله ۱۱ متری از تونل شماره ۱ و نیز تونل‌های شماره ۴ و ۵، تأثیر به مراتب کمتری بر میزان نیروی وارده بر این پیچ سنگ‌ها دارد.

بیشترین نیروی محوری وارد شده بر پیچ سنگ‌های تعبیه شده در شبکه پیچ سنگ، پس از سه گام حفاری برابر  $130\text{ KN}$  است که در مقایسه با بار نهایی تسلیم فولاد ( $KN$  ۱۹۶)، دارای ضریب ایمنی  $1/51$  است (شکل‌های ۸ و ۹ را ببینید). همچنین بیشترین مقدار تنش وارده بر پیچ

همان‌طور که در بخش زمین‌شناسی ذکر شد، توده سنگ محل انشعاب، متشکل از بلوک‌های گسل خورده و درز و ترک‌های زیادی است. بنابراین محیط سنگی محل انشعاب به صورت پیوسته تحلیل شده و مدل پلاستیسیته موهر-کولمب به‌عنوان مدل ساختاری بلوک‌ها، در نظر گرفته شده است. حفاری فضای محل انشعاب به دلیل بازشدگی زیاد دهانه آن، در چند مرحله و بر اساس الگوی حفاری پیشنهادی (مطابق با شماره گذاری نشان داده شده در شکل ۶)، انجام شده است. لازم به ذکر است که با توجه به مقادیر  $c$  و  $\phi$  توده سنگ محل انشعاب و با استفاده از روش کاهش تنش، مقدار ضریب ایمنی برابر با  $1/3$  در نظر گرفته شده است. میزان گام پیشروی با اعمال ضریب ایمنی  $1/3$ ، برابر  $0/8$  متر تعیین شده است [۲۱].



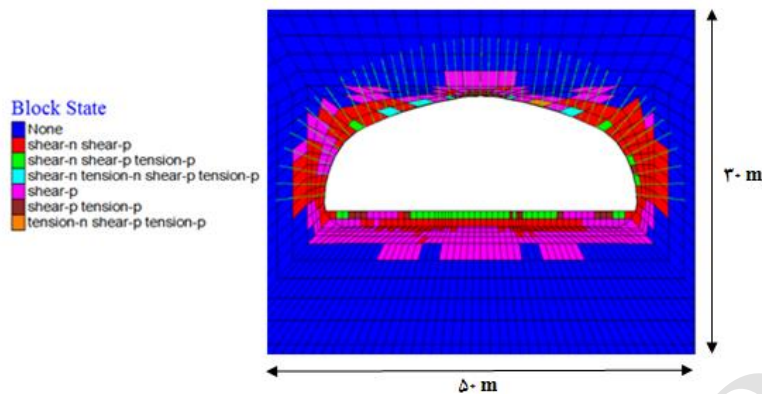
شکل ۶: مراحل حفاری چندگانه فضای محل انشعاب مطابق با الگوی حفاری پیشنهادی

##### ۶- پیشنهاد سیستم نگهداری موقت فضای محل انشعاب

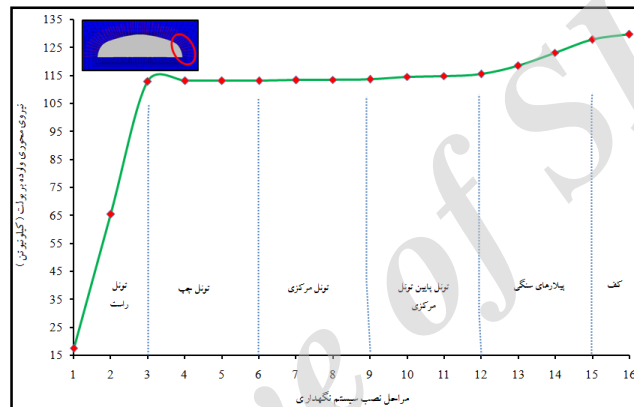
پیچ سنگ و شاتکریت، سیستم‌های نگهداری معمول برای کنترل پایداری فضاهای زیرزمینی هستند [۲۴، ۲۵]. بنابراین با توجه به این ایده و نیز با در نظر گرفتن نتایج سیستم‌های طبقه‌بندی مهندسی سنگ در تونل محل انشعاب، برای طراحی سیستم نگهداری موقت از شاتکریت و پیچ سنگ استفاده شد. با توجه به نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی و سیستم‌های طبقه‌بندی مهندسی سنگ (جداول ۳ و ۲)، جهت کنترل، مهار جابجایی‌ها و پایداری فضای مذکور، سیستم نگهداری موقت مناسب به صورت ترکیبی از شاتکریت به ضخامت ۲۰ سانتی‌متر و شبکه پیچ سنگ ( $1\text{ m} \times 1\text{ m}$ )  $\phi = 30\text{ mm}$ ، با طول ۶ متر طراحی گردید [۲۱]. طول پیچ سنگ‌ها به گونه‌ای انتخاب شده است

تسلیم فولاد ( $400 \text{ MPa}$ )، دارای ضریب ایمنی  $4/26$  است (شکل‌های ۱۰ و ۱۱ را ببینید).

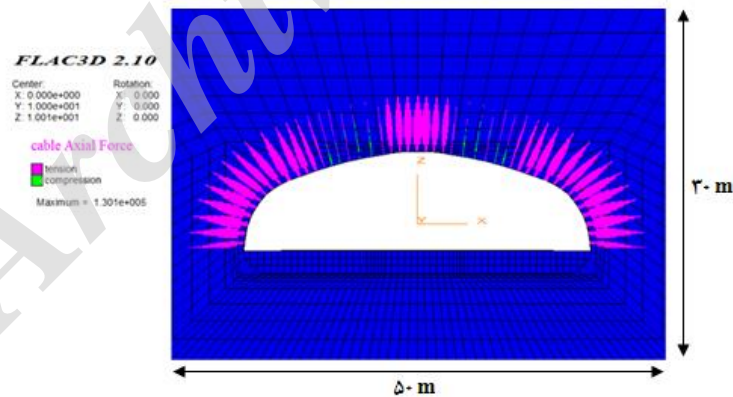
سنگ‌های تعبیه شده در شبکه پیچ سنگ، پس از سه گام حفاری برابر  $93/94 \text{ MPa}$  است که در مقایسه با تنش



شکل ۷: ناحیه پلاستیک و پیچ سنگ‌های تعبیه شده در فضای محل انشعاب



شکل ۸: تغییر در نیروی محوری وارده بر پیچ سنگ‌های مدلسازی شده در دیواره راست تونل شماره ۱ تحت تأثیر حفاری مراحل بعدی



شکل ۹: نیروی وارده بر پیچ سنگ‌ها بر حسب نیوتن پس از سه گام حفاری فضای محل انشعاب

مشاهده‌ای را بر حسب سانتی‌متر، پس از سه گام حفاری نشان می‌دهد. با مشاهده روند نمودارهای به دست آمده در نقاط مشاهده‌ای، تأثیر حفاری‌های متوالی مجاور بر میزان جابجایی‌ها، مشهود است. به عنوان مثال، با توجه به روند جابجایی‌ها در نمودار مربوط به نقطه وسط دیواره تونل شماره ۱، مشاهده می‌شود که این نمودار در دو محل پیک دارد: پیک اول مربوط به حفاری تونل شماره ۱ و پیک دوم

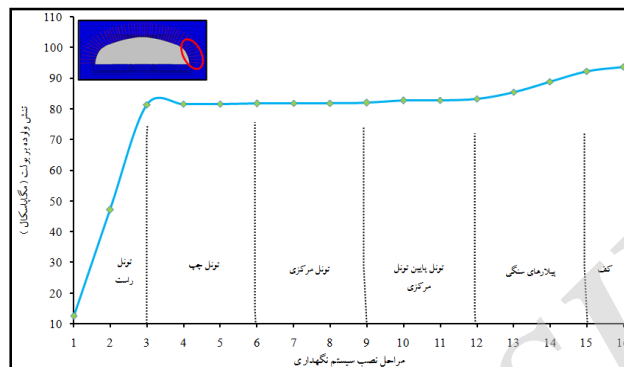
۷-۲- بررسی تأثیر حفاری فضاهای مجاور بر میزان جابجایی نقاط مشاهده‌ای

میزان تغییرات جابجایی در جهت‌های  $x$ ،  $y$  و  $z$  تحت تأثیر حفاری‌های متوالی، برای تعداد ۹۸ نقطه مشاهده‌ای تعیین شد. بیشترین میزان جابجایی‌ها در کف و سقف فضای حفاری اتفاق افتاد. شکل ۱۲، میزان جابجایی ۵ نقطه

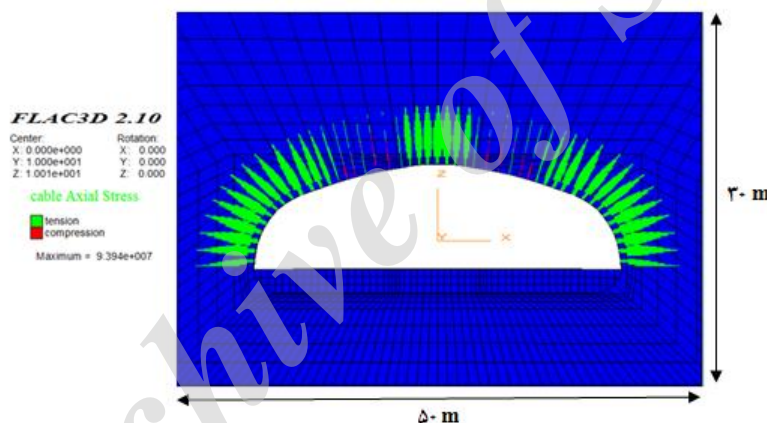
وجود پیلارهای سنگی در فاصله بین این تونل و تونل شماره ۱، تأثیر کمتری در جابجایی این نقطه دارد.

شکل ۱۳، کنتورهای جابجایی در راستای قائم ( $Z$ -Displacement) را پس از سه گام حفاری فضای محل انشعاب و اعمال سیستم نگهداری موقت (شاتکریت + پیچ سنگ) نشان می‌دهد.

مربوط به حفاری پیلارهای سنگی است. حفاری فضاهای مجاور، بیشترین تأثیر را روی میزان جابجایی در نقاط شاهد دارد. لازم به ذکر است که حفاری تونل شماره ۲ به دلیل قرارگیری در فاصله ۱۱ متری از تونل شماره ۱، تأثیر به مراتب کمتری بر جابجایی این نقطه، نسبت به حفاری‌های شماره ۵ و ۶ دارد. همچنین حفاری تونل شماره ۴، به دلیل



شکل ۱۰: تغییر در تنش وارده بر بولت‌های نصب شده در دیواره راست تونل شماره ۱ تحت تأثیر حفاری مراحل بعدی



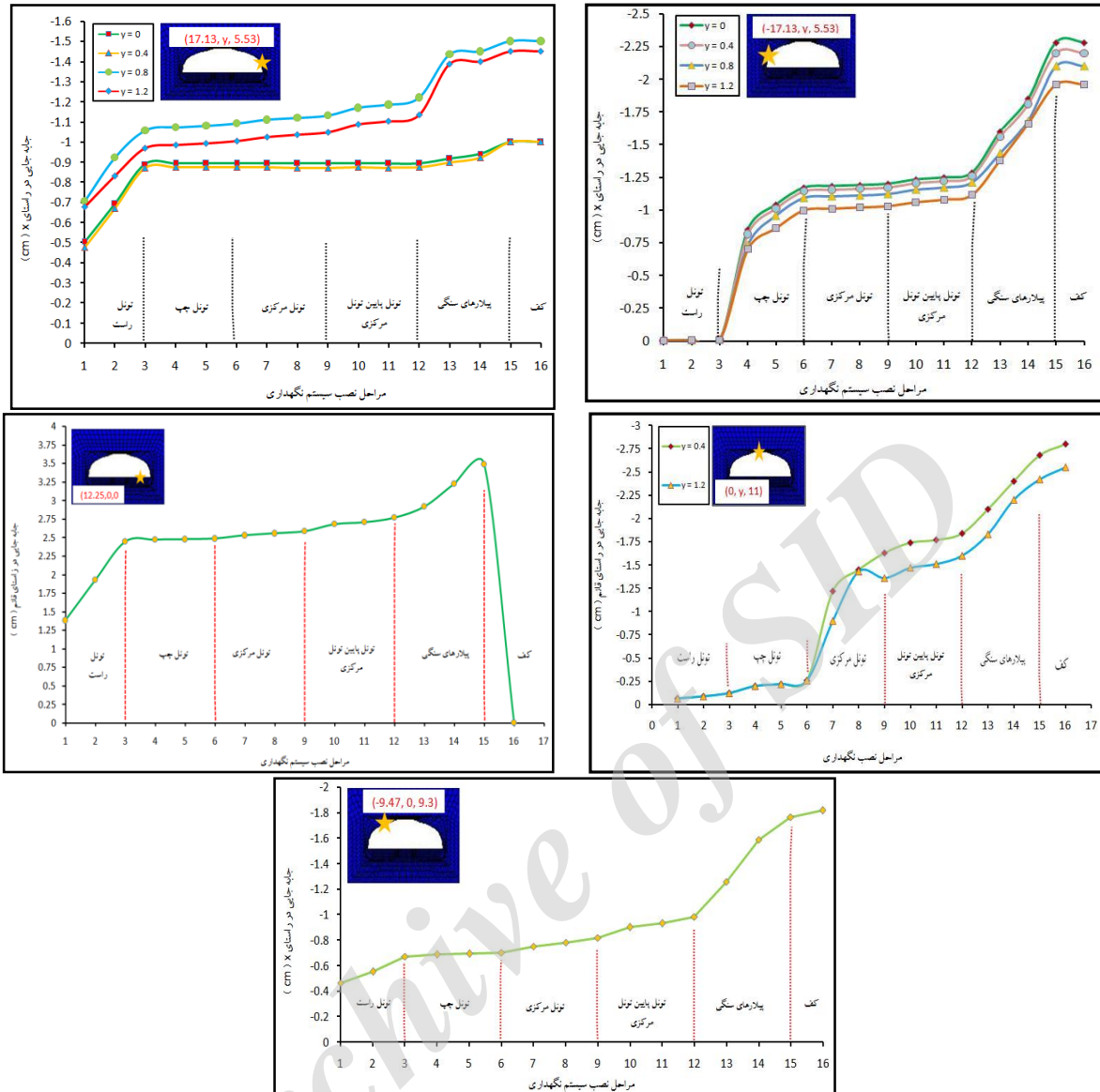
شکل ۱۱: تنش وارده بر پیچ سنگ‌ها پس از سه گام حفاری فضای محل انشعاب

$\times 150$  میلی‌متری انجام شده است. به منظور بررسی پایداری سیستم نگهداری شاتکریت طراحی شده، با توجه به پارامترهای مربوط به شاتکریت طراحی شده و فولاد (جدول ۴)، منحنی اندرکنش نیروی محوری-ممان خمشی در شکل ۱۵ نشان داده شده است. با اعمال ضریب ایمنی  $1/4$ ، روی مقادیر حداکثر نیروی محوری و ممان خمشی به‌دست‌آمده از مدلسازی عددی و با انتقال این مقادیر جدید روی منحنی اندرکنش نیروی محوری-ممان خمشی، ملاحظه شد که این نقطه در محیط داخلی این منحنی قرار می‌گیرد، بنابراین نتیجه گرفته شد که با این مقدار ممان خمشی، مقطع طراحی شده پایدار است.

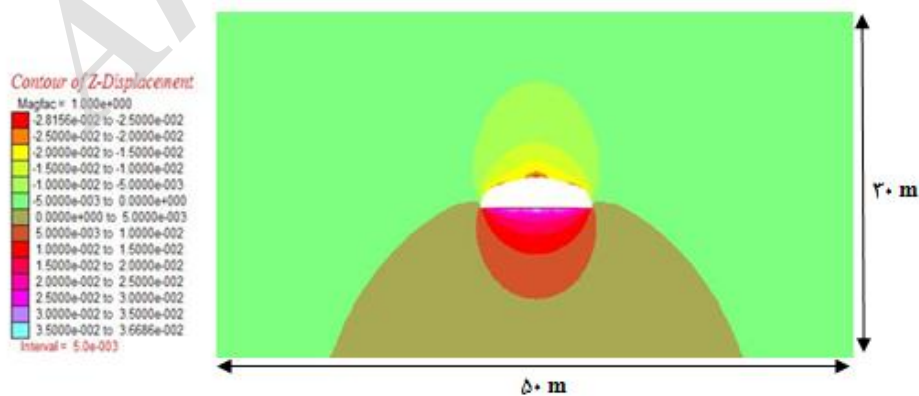
### ۷-۳ منحنی اندرکنش نیروی محوری-ممان خمشی

حداکثر نیروی محوری و ممان خمشی به ازای ضخامت  $20$  سانتی‌متری شاتکریت، پس از  $3$  گام حفاری فضای محل انشعاب، به ترتیب برابر  $5/5 MN$  و  $10/75 MN-m$  است. شکل ۱۴ نمودار تغییرات ممان خمشی به دست آمده از نرم‌افزار *FLAC3D* را نشان می‌دهد. در این شکل، مقادیر ممان خمشی با علامت منفی با خطوط قرمز رنگ و مقادیر ممان خمشی با علامت مثبت با خطوط آبی رنگ ترسیم شده است. طراحی شاتکریت با ضخامت  $20$  سانتی‌متر، به همراه میلگردهایی به قطر  $6$  میلی‌متر و در شبکه‌های  $150$





شکل ۱۲: میزان جابجایی ۵ نقطه مشاهده‌ای در فضای محل انشعاب پس از سه گام حفاری



شکل ۱۳: کنتورهای جابجایی در راستای قائم (Z-Displacement) پس از سه گام حفاری فضای محل انشعاب

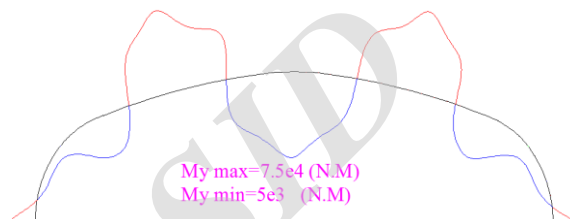
شده است. بررسی تأثیر حفاری فضاهاى مجاور بر میزان جابجایی نقاط مشاهده‌ای نشان داد که فاصله ۱۱ متری بین دو تونل پنستاک از یکدیگر در محل انشعاب، باعث ناپایداری قابل ملاحظه نخواهد شد. در مدلسازی عددی، حفاری فضای محل انشعاب به دلیل بزرگ بودن دهانه، در چند مرحله و بر اساس الگوی حفاری پیشنهادی (شکل ۶)، انجام شده است. همچنین میزان گام پیشروی با اعمال ضریب ایمنی ۱/۳، برابر ۰/۸ متر تعیین شده است. تحلیل ناحیه پلاستیک توده‌سنگ محل انشعاب نشان داد طول مناسب پیچ سنگ‌ها ۶ متر است. بنابراین سیستم نگهداری موقت شامل شبکه پیچ سنگ و شاتکریت، در توده سنگ محل انشعاب تونل‌های پنستاک از تونل اصلی انتقال آب طراحی شد. میزان تغییر در نیروی محوری وارده بر پیچ سنگ‌های مدل‌سازی شده در دیواره و سقف هر یک از تونل‌های پنستاک، تحت تأثیر حفاری‌های بعدی تا کامل شدن حفاری فضای محل انشعاب (به اندازه ۳ گام حفاری) بررسی شد. به عنوان مثال میزان تغییر در نیروی محوری وارده بر پیچ سنگ‌های مدل‌سازی شده در دیواره راست تونل شماره ۱، تحت تأثیر حفاری‌های بعدی، نشان دهنده افزایش قابل توجه در میزان نیروی وارده بر پیچ سنگ‌های مدلسازی شده در حفر پیلارهای سنگی (شماره گذاری ۵ و ۶ در شکل ۶) است. همچنین حفاری تونل شماره ۲ در فاصله ۱۱ متری از تونل شماره ۱ و نیز تونل‌های شماره ۴ و ۵، تأثیر به مراتب کمتری بر میزان نیروی وارده بر این پیچ سنگ‌ها را نشان داده است. مقادیر ماکزیمم جابجایی به وجود آمده در سقف، کف و دیواره‌های فضای محل انشعاب، پس از ۱۶ مرحله حفاری و نصب سیستم نگهداری، به ترتیب برابر با ۲/۸، ۳/۶۷ و ۱/۵ سانتی‌متر به دست آمد. با رسم منحنی اندرکنش نیروی محوری-ممان خمشی و ملاحظه مقادیر حداکثر نیروی محوری و ممان خمشی به دست آمده از مدلسازی عددی، با در نظر گرفتن ضریب ایمنی برابر با ۱/۴، نتیجه‌گیری شد که مقطع شاتکریت طراحی شده پایدار است.

## مراجع

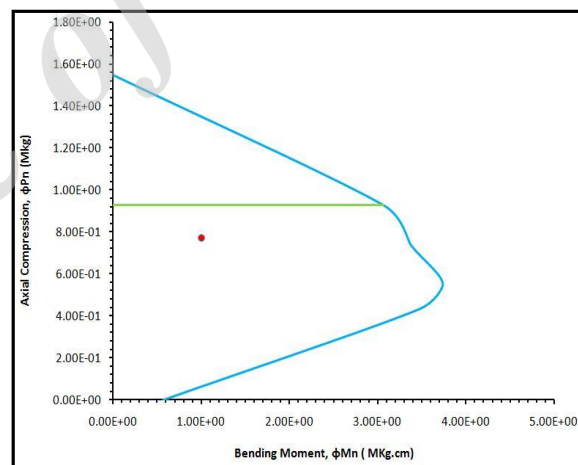
[1] Moorak, S., & Cording, E. J. (2007). Ground-liner interaction in rock tunneling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 22(1), 1-9.

جدول ۴: مشخصات سیستم نگهداری موقت طراحی شده

نوع فولاد	AIII
وزن مخصوص فولاد ( $\frac{ton}{m^3}$ )	۷/۸۵
مدول یانگ فولاد (Gpa)	۲۱۰
تنش تسلیم فولاد (Mpa)	۴۰۰
بار نهایی تسلیم فولاد (KN)	۱۹۶
وزن مخصوص شاتکریت ( $\frac{ton}{m^3}$ )	۲/۳۰
مدول یانگ شاتکریت (Gpa)	۲۵



شکل ۱۴: نمودار تغییرات ممان خمشی وارده بر سیستم نگهداری فضای محل انشعاب



شکل ۱۵: منحنی اندرکنش نیروی محوری - ممان خمشی

## ۸- بحث و نتیجه‌گیری

مسیر انتقال آب از سد به نیروگاه رودبار لرستان دارای زمین‌شناسی ناحیه‌ای کاملاً نکتونیزه است. نتایج طبقه‌بندی‌های  $RMR$  و  $Q$  نیز مؤید ضعیف بودن توده‌سنگ این مسیر است. بنابراین محیط سنگی با لحاظ فاکتور پیوستگی به صورت پیوسته در نظر گرفته شده و با استفاده از نرم‌افزار  $FLAC3D$ ، مدل‌سازی شده است. همچنین با در نظر گرفتن ملاحظات عملی پروژه و محدودیت ارتفاع فضای محل انشعاب، حداکثر ارتفاع، ۱۱ متر در نظر گرفته

- [15] Ahmadi, A., Shahriar, K., & Asadi, A. (2013). Stability analysis of Amirkabir water conveyance tunnel in strain softening condition using self-similarity method and convergence-confinement curves. *Tunneling & Underground Space Engineering*, 2(1), 37-48.
- [16] Kumar Shrestha, P., & Kanta Panthi, K. (2014). Analysis of the plastic deformation behavior of schist and schistose mica gneiss at Khimti headrace tunnel, Nepal. *Bull Eng Geol Environ*, 73, 759-773.
- [17] Lamas, L. N., Leitao, N. S., Esteves, C., & Plasencia, N. (2014). First infilling of the Venda Nova II unlined high-pressure tunnel: observed behaviour and numerical modelling. *Rock Mechanics & Rock Engineering*, 47, 885-904.
- [18] Dehghani, B., Faramarzi, L., & Sanei, M. (2015). Stability analysis of powerhouse caverns of Bakhtiary dam using 3DEC software. *Analytical and Numerical Methods in Mining Engineering*, 4(8), 95-108.
- [19] Iran Water & Power Resources Development Co. (2007). Engineering Geology Report. Rudbar Lorestan Dam and Powerhouse Plan, Second Phase Studies.
- [20] Iran Water & Power Resources Development Co. (2007). Laboratory Tests Report of Rock Mechanics for Rudbar Dam and Powerhouse and Geomechanical Parameters of Dam and Head Race Tunnel. Rudbar Lorestan Dam and Powerhouse Plan, Second Phase Studies.
- [21] Behzadi-Nezhad, H. (2011). Stability Analysis and Support System Design of Bifurcation of Penstock Tunnels with Rudbar Dam Powerhouse Headrace Tunnel, M.Sc. Thesis, Department of Mining Engineering, Isfahan University of Technology.
- [22] Aksoy, C. O., Kantarci, O., & Ozacar, V. (2010). An example of estimating rock mass deformation around an underground opening using numerical modeling. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 47, 272-278.
- [23] Ren, G., Smith, J.V., Tang, J.W., & Xie, Y. M. (2005). Underground excavation shape optimization using an evolutionary procedure. *Computers and Geotechnics*, 32, 122-132.
- [24] Huang, Z., Broch, E., & Lu, M. (2002). Cavern roof stability- mechanism of arching and stabilization by rockbolting. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 17, 249-261.
- [25] Tezuka, M., & Seoka, T. (2003). Latest technology of underground rock cavern excavation in Japan. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 18, 127-144.
- [2] Stille, H., & Palmstrom, A. (2008). Ground behaviour and rock mass composition in underground excavations. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23(1), 46-64.
- [3] Hoek, E. (2011). Cavern Reinforcement and Lining Design. prepared for RocNews.
- [4] Li, S., Yu, H., Liu, Y., & Wu, F. (2008). Results from in-situ monitoring of displacement, bolt, load and disturbed zone of a powerhouse cavern during excavation process. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 45(8), 1519-1525.
- [5] Martin, C. D., Kaiser, P. k., & Christiansson, R. (2003). Stress, instability and design of underground excavations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(7-8), 1027-1047.
- [6] Hoek, E. (2007). *Practical Rock Engineering*. British Columbia, Canada.
- [7] Cai, Y., Esaki, T., & Jiang, Y. (2004). A rock bolt and rock mass interaction model. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41(7), 1055-1067.
- [8] Hoek, E. (1999). Support for very weak rock associated with faults and shear zones. *The International Symposium on Rock Support and Reinforcement Practice in Mining*, Kalgoorlie, Australia.
- [9] Zhu, W. S., Sui, B., Li, X. J., & Li, s. c. (2008). A methodology for studying the high wall displacement of large scale underground cavern complexes and its applications. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23, 651-664.
- [10] Malmgren, L., & Nordlund, E. (2008). Interaction of shotcrete with rock and rock bolts- A numerical study. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 45(4), 538-553.
- [11] Ghafoori, M., Lashkaripoor, Gh., & Tarigh, S. (2008). Evaluation of geomechanical properties in the headrace tunnel rock masses of Daroongar dam in order to determining of support system. *Journal of Iranian Association of Engineering Geology*, 1(2), 1-14.
- [12] Moeini, E., Hosseini, M., Sharifi, M., & Ebtekar, S. (2010). Stability analysis and design of support system of headrace tunnels of Gotvand dam. *Iranian Journal of Mining Engineering*, 5(10), 91-96.
- [13] Gurocak, Z. (2011). Analyses of stability and support design for a diversion tunnel at the Kapikaya dam site, Turkey. *Bull Eng Geol Environ*, 70, 41-52.
- [14] Jiang, Q., & Feng, X. (2011). Intelligent Stability Design of Large Underground Hydraulic Caverns, *Chinese Method and Practice*, 4, 1542- 1562.