

مقایسه روش‌های حفاری تونل در محیط عمیق آبرفتی، مطالعه موردی "قطعه شماره یک تونل انتقال آب گلاس"

علی رضایی^۱؛ مرتضی احمدی^{۲*}

۱- دانش‌آموخته‌ی کارشناسی ارشد؛ تونل و فضاهای زیرزمینی، بخش مهندسی معدن، دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه تربیت مدرس

۲- استاد؛ گروه مکانیک سنگ، بخش مهندسی معدن، دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه تربیت مدرس

دریافت دست‌نوشته: ۱۳۹۷/۰۴/۰۲؛ پذیرش دست‌نوشته: ۱۳۹۸/۰۲/۰۲

شناسه دیجیتال (DOI): 10.22044/TUSE.2019.7199.1342

واژگان کلیدی	چکیده
مقایسه روش‌های حفاری تونل گلاس آبرفت عمیق روش ADECO روش EPB روش NATM	در عملیات احداث تونل‌ها و فضاهای امن زیرزمینی همواره چالش‌ها و مشکلات متعددی وجود دارد که اغلب روند پیشرفت کار را با کندی یا توقف مواجه می‌سازد. یکی از این چالش‌ها حفاری در زمین‌های سست بوده که در مناطق آبدار و در لایه‌های خاص، ساختاری ویژه را به وجود می‌آورد. لذا در چنین شرایطی آگاهی از روش‌های مناسب جهت بهبود وضعیت زمین و روش‌های حفاری مناسب به منظور دستیابی به حداکثر ایمنی و بازدهی عملیات بسیار حائز اهمیت است. در این تحقیق حفاری تونل انتقال آب گلاس در بخش آبرفتی مسیر مطالعه شده است. مطالعات انجام‌شده حاکی از آن است که محدوده‌ی مورد مطالعه، جز مناطق پرخطر محسوب می‌شود. وضعیت پایداری این تونل در اجرای روش‌های NATM، EPB TBM و ADECO-RS مورد بررسی قرار گرفته است. طراحی تونل و شرایط پروژه با استفاده از نرم‌افزار FLAC3D انجام شده است. در روش EPB پایداری سینه‌کار با استفاده از روش عددی و روش‌های تحلیلی جانسنز و استینر و کواری و آنگونستا مورد بررسی قرار گرفته است. با توجه به تطابق بسیار خوب نتایج در هر دو روش و به‌خصوص روش کواری و آنگونستا، مقدار فشار سینه‌کار ۱۳ بار در شرایط فعلی پروژه باعث کنترل مناسب ناپایداری‌ها خواهد شد. در ادامه مقدار نیروی پیشران دستگاه برای پیشروی در آبرفت عمیق پروژه ۱۰۵/۸۲۶ MN محاسبه شده است. با توجه به پیش‌محدودیت‌های اعمال‌شده در جلوی سینه‌کار در روش ADECO-RS تونل به لحاظ پایداری در مقایسه با روش NATM وضعیت بهتری دارد. سیستم نگهداری پیشنهادشده در تونل، در برابر نیروهای مخرب از مقاومت کافی برخوردار است؛ بنابراین با توجه به نتایج به‌دست‌آمده از اجرای سه روش فوق و قرارگیری تونل در محیط آبرفتی ضخیم اجرای تونل به روش ADECO-RS نسبت به روش‌های بررسی‌شده مناسب‌تر است.

۱- پیشگفتار

موضوعات بسیار مهم است. شرایط زمین‌شناسی محل تأثیر عمده‌ای بر انتخاب روش حفاری و نگهداری دارد.

مهم‌ترین مشکل در زمان حفر تونل پایداری جبهه‌کار است. ریزش در جبهه‌کار باعث بروز مشکلات مالی و انسانی در عملیات تونل‌سازی می‌شود؛ بنابراین کنترل جابجایی‌ها و نشست‌های سطحی به منظور کاهش خطرات بسیار ضروری است. برای حفاری تونل در شرایط نامطلوب زمین‌شناسی

فضاهای زیرزمینی از گذشته‌های بسیار دور همواره توسط بشر برای مقاصد و اهداف مختلف احداث می‌شدند. اکنون نیز این فضاها به منظور دسترسی به منابع طبیعی و معدنی، پناهگاه، انتقال آب، ایجاد راه‌آهن و تونل‌هایی با اهداف نظامی و غیره ایجاد می‌شوند. طراحی تونل در شرایط زمین‌شناسی پیچیده (مانند محیط آبرفتی ضخیم) از

* تهران؛ دانشگاه تربیت مدرس؛ تقاطع جلال آل احمد و بزرگراه چمران پل گیشا؛ صندوق پستی: ۱۴۱۱۷-۱۱۶؛ تلفن: ۰۲۱۸۲۸۸۳۳۵۱؛ دورنگار: ۰۲۱۸۲۸۸۴۳۲۴؛ رایانامه: moahmadi@modares.ac.ir

کرده و پس از نصب هر دو یا سه قاب، اقدام به نصب شبکه میلگرد بین قاب‌ها می‌شود و در نهایت این قاب‌ها توسط میل مهارهایی جهت جلوگیری از جابه‌جایی به هم متصل می‌گردند. پس از نصب شبکه‌های فولادی بین قاب‌ها، روی آن‌ها توسط شاتکریت پوشانده می‌شود. بدین ترتیب حفاظت موقت قسمت فوقانی انجام شده و حفاری و خاک‌برداری قسمت تحتانی آغاز خواهد شد (Wittke, et al., 2006).

با روش پیشنهادی جدید (Analysis ADECO-RS of Controlled Deformation in Rock and Soil) می‌توان حفاری تونل را در زمین‌های نرم نه فقط به صورت چندبخشی بلکه به صورت تمام مقطع نیز انجام داد. در این روش تونل به دو بخش عمده تقسیم‌بندی می‌شود، بخش اول منطقه جلوی سینه‌کار که هنوز حفاری نشده است. بخش دوم منطقه پشت سینه‌کار که عملیات حفاری انجام شده و جداکننده این دو بخش، سینه‌کار تونل است. منطقه‌ای از جلوی سینه‌کار که در آن تغییر شکل‌ها شروع می‌شود و به تغییر شکل‌های سینه‌کار و در نهایت به همگرایی تونل منجر می‌شود تحت عنوان هسته پیشروی (هسته جبهه‌کار) معرفی شده است.

در روش ADECO-RS با تمرکز روی سینه‌کار ایمنی به میزان زیادی نسبت به سایر روش‌های سنتی افزایش یافته است. با انجام حفاری تمام مقطع و کاهش مجاله شونده‌گی (Squeezing)، نشست سطح زمین کاهش می‌یابد که این مهم‌ترین مزیت روش ADECO-RS است (Lunardi, 2008).

۲- طراحی تونل در محیط عمیق آبرفتی

در سال‌های گذشته مطالعات زیادی در زمینه تونل‌سازی در زمین‌های آبرفتی ضخیم انجام نگرفته است. از محدود تحقیقات انجام‌گرفته در این زمینه می‌توان به مطالعات حسن‌پور و همکاران (Hasanpour, et al., 2016)، در زمینه تخمین فشار سینه‌کار و نیروی پیشران مورد نیاز دستگاه‌های مکانیزه EPB با استفاده از روش عددی در شرایط فوق اشاره کرد. آن‌ها فشار سینه‌کار و فشار اتاقک حفاری مورد نیاز برای پایداری تونل و جلوگیری از نفوذ آب به داخل فضای تونل را به ترتیب برابر با ۹ و ۳/۵ بار برای مطالعه موردی خود برآورد کردند. لئوناردی تحقیقاتی در

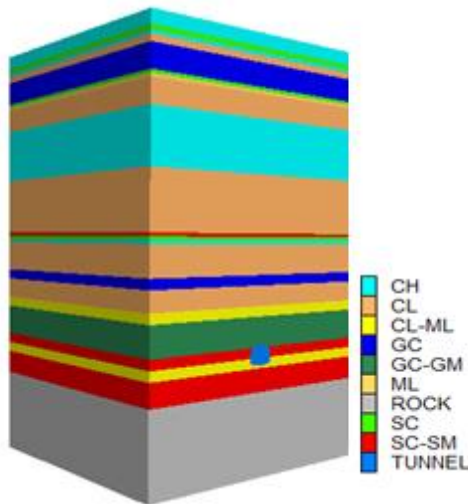
روش منحصربه‌فردی وجود ندارد. در شرایطی که تونل در زمین‌های سست و عمق زیاد حفر شود، تنش برجا القائی در اطراف تونل بزرگ بوده و سطح استخراجی با تغییر شکل زیاد (همگرایی) همراه خواهد بود؛ بنابراین کنترل پیش‌همگرایی (Preconvergence) و برآمدگی هسته پیشرو برای جلوگیری از همگرایی (Convergence) دیواره تونل ضروری است.

استفاده از دستگاه‌های حفاری تمام مقطع (TBM) برای تونل‌زنی در شرایط دشوار زمین به دلیل پتانسیل این ماشین‌ها به منظور کاهش هزینه‌های پروژه و زمان، در مقایسه با سایر روش‌های معمول تونل‌زنی مناسب‌تر است. انتخاب نوع مناسب TBM برای حفاری به طور عمده توسط شرایط زمین‌شناسی تعیین می‌شود. بدیهی است، ماشین‌ها نمی‌توانند تمام مشکلات مربوط به زمین را رفع کنند و در صورت بروز شرایط بحرانی، ممکن است سبب تأخیر در روند پیشرفت پروژه شوند.

حفاری تونل با دستگاه TBM در زمین‌های آبرفتی ضخیم، قابل بررسی است. برای انتخاب TBM مناسب در یک پروژه حفاری مطالعات گسترده‌ای مورد نیاز است. یکی از جنبه‌های مهم انتخاب ماشین، در نظر گرفتن فشار سینه‌کار مناسب برای تثبیت جبهه‌کار در حین پیشروی تونل، همچنین تخمین دقیق نیروی محوری مورد نیاز جهت حرکت ماشین به جلو است. تجزیه و تحلیل عددی برای تخمین نیروی پیشران دستگاه تونل‌زنی سپری در زمین‌های مجاله شونده در مطالعات حسن‌پور (Hasanpour, 2014) و حسن‌پور و همکاران (Hasanpour, et al., 2014)، (Hasanpour, et al., 2015) و (Hasanpour, et al., 2016) انجام شده است.

یکی دیگر از تکنیک‌های حفاری و نگهداری تونل روش حفاری اتریشی است. این روش به عنوان روشی جهت ایجاد فضاهای زیرزمینی با استفاده از تمامی امکانات موجود به منظور به حداکثر رساندن ظرفیت خودنگهداری سنگ یا خاک و ایجاد پایداری فضاهای زیرزمینی تعریف شده است. اجرای روش اتریشی در زمین‌های نرم و سست با خاک‌برداری و حفاری در دو مرحله فوقانی و تحتانی انجام می‌شود. بدین منظور ابتدا یک گالری در قسمت بالا حفر می‌شود و پس از کمی پیشروی و اتمام هر سیکل حفاری، اقدام به نصب قاب

لوگ این گمانه‌ها، بیشترین رده‌ی خاک قابل‌مشاهده در بخش آبرفتی، خاک *CL-ML*، *CL*، *GC-GM* و *SC-SM* است و بقیه رده‌های خاک شامل *CH*، *ML*، *MH* و *GC* تقریباً به‌اندازه‌ی مساوی در بخش‌های مختلف دیده می‌شوند که در شکل ۱ نشان داده شده است.



شکل ۱- نمایی از لایه‌های مختلف در مدل سه‌بعدی

مشخصات ژئوتکنیکی خاک‌های موجود در محدوده موردنظر در جدول ۱، ارائه شده است. در این ناحیه پارامترهای مقاومتی خاک بسیار پایین و سطح ایستایی آب در عمق ۹/۵ متری از سطح زمین قرار دارد، لذا با توجه به شرایط پیچیده و منحصربه‌فرد این منطقه انجام اقدامات پایدارسازی به منظور حفاری موفقیت‌آمیز تونل ضروری است (Imen sazan Consulting Engineers, 2013).

۵- شبیه‌سازی عددی

از مهم‌ترین نرم‌افزارهای موجود برای حل مسائل ژئومکانیک، می‌توان به *FLAC3D* اشاره کرد. با این نرم‌افزار می‌توان مدل رفتاری سازه‌های خاکی، سنگی و یا سایر مواد که دارای جریان پلاستیک در هنگام رسیدن به حد تسلیم هستند را شبیه‌سازی کرد. در این تحقیق در شرایط محیطی مشابه کارایی سه روش تونل‌سازی *NATM*، *EPB TBM* و *ADECO-RS* با استفاده از نرم‌افزار *FLAC3D* مورد بررسی قرار گرفته است. لازم به ذکر است معیار قضاوت در مورد کارایی روش‌های به کار گرفته در این تحقیق، وضعیت

رابطه با تونل‌سازی در شرایط نامطلوب زمین‌شناسی با استفاده از روش تونل‌سازی *ADECO-RS* انجام داده است، از جمله این تحقیقات می‌توان به پروژه‌های تونل‌های *VASTO*، *Tartaiguille*، *Pianoro*، *Lempino* و بزرگراه جدید *SOCHI* اشاره کرد. این پروژه‌ها با وجود قرارگیری در شرایط نامطلوب زمین‌شناسی و عمق‌های مختلف، به دلیل استفاده از روش *ADECO-RS* و تکنیک‌هایی چون تزریق پرفشار دوغاب و نصب المان‌های فایبرگلاس در سینه‌کار تونل، با موفقیت به اتمام رسیده‌اند (Lunardi, et al., 2010) و (Lunardi, 2008).

علاوه بر پروژه‌های فوق برخی مطالعات در زمینه کاربرد تکنیک‌های پیش‌تحکیم و روش *ADECO-RS* در حفاری تونل‌ها در شرایط مختلف انجام شده است. از جمله این تحقیقات می‌توان به مطالعات عددی (Lunardi, et al., 2014) و (Kitchah, 2015) اشاره کرد.

۳- مطالعه موردی

تونل گلاس بخشی از آب رودخانه لایون که سرشاخه اصلی رودخانه گلاس است را به سمت حوضه آبریز دریاچه ارومیه و دشت نرده منتقل خواهد نمود. طول این تونل پس از احداث حدود ۳۳۶۶۰ متر است. آب از بالادست مخزن سد کانی سیب وارد تونل شده و در دامنه‌ی شمالی کوهستان بیگم قلعه وارد دشت نرده و حوضه آبریز دریاچه ارومیه خواهد شد. میزان آب انتقالی توسط تونل، حدود ۶۴۶ میلیون مترمکعب در سال تخمین زده شده است.

با توجه به مطالعات انجام شده از متراژ ۱۲۷۹۲ تا ۱۵۰۰۰، حفاری در آبرفت ضخیم خواهد بود. احتمال نفوذ و ریزش آب در این بخش زیاد و باید تمهیدات لازم برای عبور از این مناطق در نظر گرفته شود. روبراه تونل در این مناطق در بیشترین حالت حدود ۱۰۷ متر است. با توجه به سطح بالای آب زیرزمینی و رودخانه‌ی آوچر بر روی این آبرفت‌ها، این مناطق جزو مناطق پرخطر در مسیر حفاری تونل است (Imen sazan Consulting Engineers, 2013).

۴- مشخصات ژئومکانیکی

به منظور شناسایی ویژگی‌های ژئوتکنیکی آبرفت موردنظر گمانه‌هایی تا ۱۰ متر زیر تراز تونل حفر شده است. بر اساس

جابه‌جایی‌ها و پایداری تونل در حین حفاری تونل است.

جدول ۱- پارامترهای زمین‌شناسی محدوده‌ی مورد مطالعه (Imen sazan Consulting Engineers, 2013)

Depth (m)		Length (m)	Ground	PI	γ_a (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	c (KN/m ²)	ϕ (°)	E (MPa)	ν
From	To									
۰	۳/۴۵	۳/۵	CH	۲۷	۱۶/۳۶	۱۹/۷	۲۹/۴	۱۹	۱۵	۰/۳۵
۵/۱۵	۶	۰/۱۸۵	SC	۱۱	-	-	-	-	-	-
۸/۴	۹	۰/۶	CH	۲۹	۱۶/۳۶	۱۹/۷	۲۹/۴	۱۹	۱۵	۰/۳۵
سطح آب زیرزمینی										
۱۱	۱۲/۵	۱/۵	CL	۱۷	۱۴/۵	۱۸/۷۲	۹/۲۲	۲۳	۳۰	۰/۳۵
۱۴	۱۹/۶	۵/۶	GC	۹	۲۰/۱	۲۲/۵	۷	۳۳	۷۵	۰/۳
۲۲/۵	۲۳	۰/۵	SC	۸	-	-	-	-	-	-
۲۳/۵	۲۴	۰/۵	ML	NP	۱۴/۹	۱۸/۸۱	۱۹/۶	۲۲	-	۰/۳
۲۴/۶	۳۱/۵	۶/۹	CL	۱۷	۱۴/۵	۱۸/۷۲	۲۲/۹	۲۳	۳۰	۰/۳۵
۳۴	۵۰/۵	۱۶/۵	CH	۲۴	۱۶/۳۶	۱۹/۷	۲۹/۴	۱۹	۱۵	۰/۳۵
۵۱/۵	۶۸/۴	۱۶/۹	CL	۲۱	۱۴/۵	۱۸/۷۲	۲۲/۹	۲۳	۳۰	۰/۳۵
۶۹	۶۹/۶	۰/۶	SC-SM	۵	۱۹	۲۰/۸۷	۱۱/۸	۲۹	۵۰	۰/۳۲
۷۲	۷۲/۶	۰/۶	SC	۹	-	-	-	-	-	-
۷۵	۷۵/۵	۰/۵	CH	۲۵	۱۶/۳۶	۱۹/۷	۲۹/۴	۱۹	۱۵	۰/۳۵
۷۸	۸۷	۹	CL	۱۲	۱۴/۵	۱۸/۷۲	۲۲/۹	۲۳	۳۰	۰/۳۵
۸۷	۹۰	۳	GC	۱۱	۲۰/۱	۲۲/۵	۷	۳۳	۷۵	۰/۳
۹۰	۹۶	۶	CL	۱۴	۱۴/۵	۱۸/۷۲	۲۲/۹	۲۳	۳۰	۰/۳۵
۹۶	۹۹	۳	CL-ML	۵	۱۶/۱۷	۱۹/۵	۲۳/۵۲	۲۱	۳۵	۰/۳۵
۹۹	۱۰۸	۹	GC-GM	۵	۱۸/۷	۲۰/۵	۸/۸۲	۳۱	۱۰۰	۰/۳
۱۰۸	۱۱۱	۳	SC-SM	۵	۱۹	۲۰/۸۷	۱۱/۸	۲۹	۵۰	۰/۳۲
۱۱۱	۱۱۴	۳	CL-ML	۶	۱۶/۱۷	۱۹/۵	۲۳/۵۲	۲۱	۳۵	۰/۳۵
۱۱۴	۱۲۱	۷	SC-SM	۶	۱۹	۲۰/۸۷	۱۱/۸	۲۹	۵۰	۰/۳۲
۱۲۱	۱۴۶	۲۵	ROCK	NP	۲۲/۵	۲۴	۵۰۰	۳۵	۸۰۰	۰/۳

تحکیمات اولیه به منظور کنترل جابجایی‌ها.

برای شبیه‌سازی رفتار زمین از مدل رفتاری موهر-کلمب استفاده شده است. مقطع تونل به صورت نعل اسبی و با ابعاد ۷×۶ مترمربع طراحی شده است.

در این روش مقطع تونل به دو پله‌ی فوقانی و تحتانی تقسیم شده است. برای بهبود پایداری تونل در قسمت سقف از لوله‌های فورپولینگ استفاده شده است. عملیات فورپولینگ در جلوی جبهه کار انجام می‌شود و یک سازه‌ی چتری در بالای تونل ایجاد می‌کند. همپوشانی لوله‌های فورپولینگ به

۶- روش NATM

مراحل زیر به منظور مدل‌سازی روش حفاری NATM انجام شده است:

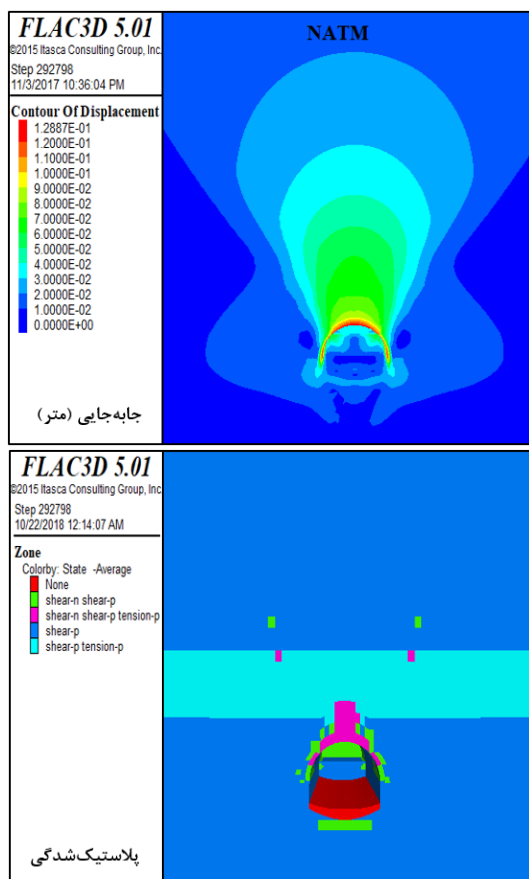
الف- مدل‌سازی بلوک، ورود خواص زمین، تعریف مدل رفتاری زمین، تعیین شرایط مرزی، اعمال تنش‌های برجا در محل و حل مدل برای تثبیت نیروهای نامتعادل.

ب- نصب لوله‌های فورپولینگ در قسمت تاج تونل، حفاری تونل در دو مقطع به صورت گام‌به‌گام، نصب

جدول ۴- مشخصات اجزای سیستم نگهداری اولیه تونل

ضریب پواسون	مدول الاستیسیته (GPa)	اجزای سیستم نگهداری
۰/۲۵	۱۶	شاتکریت
۰/۳	۲۱۰	قاب فولادی

به محض حفاری یک گام و آزادسازی تنش‌های محیط، مدل وارد محدوده پلاستیک شده و ناپایدار می‌شود. جابجایی‌های ایجادشده و پلاستیک شدگی محیط اطراف پس از حفاری تونل با استفاده از روش NATM، در شکل ۲، نشان داده شده است. با توجه به بزرگی جابجایی‌ها و ناپایداری‌های ایجادشده در سقف و سینه‌کار تونل، اجرای روش NATM برای موفقیت پروژه نامطلوب ارزیابی شده است (Rezaei, 2017).



شکل ۲- وضعیت جابجایی‌ها و وضعیت پلاستیک‌شدگی در اطراف تونل در روش NATM

منظور تضمین پایداری سقف تونل، ۴ متر در نظر گرفته شده است. مشخصات بکار رفته در المان ستون (Pile) به منظور مدل‌سازی عملیات فورپلینگ در جدول ۲ و جدول ۳، ارائه شده است.

جدول ۲- مشخصات المان ستون بکار رفته در مدل عددی (Alvarez, et al., 2016)

پارامتر	واحد	مقدار
چگالی	(Kg/m3)	۷۸۰۰
مدول الاستیسیته	(GPa)	۲۰۰
نسبت پواسون	-	۰/۳
قطر	(mm)	۱۱۴
طول	(m)	۱۰
زاویه نسبت به افق	(Deg)	۳۵

جدول ۳- مشخصات فصل مشترک خاک و لوله

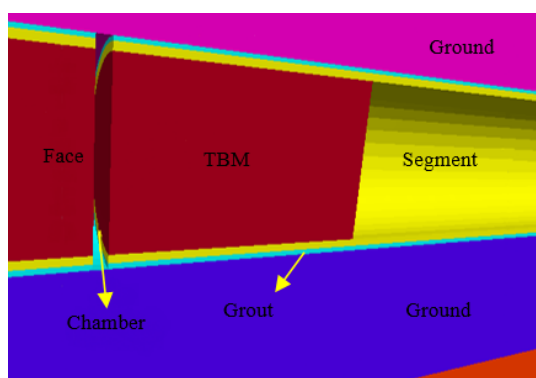
(Alvarez, et al., 2016)

پارامتر	واحد	مقدار
فصل مشترک لوله و خاک		
چسبندگی	(MPa)	۰
سختی نرمال	(GPa)	۲۰۰۰
سختی برشی	(GPa)	۲۰۰
زاویه اصطکاک	(Deg)	۳۵

گام‌های حفاری برای پیشروی در پله‌ها یک متر در نظر گرفته شده است. پس از هر متر از حفاری تونل سیستم نگهداری اولیه شامل، ترکیبی از المان‌های شاتکریت، قاب فولادی و بولت فولادی نصب می‌شود و اجازه‌ی هیچ‌گونه جابجایی به خاک دربرگیرنده تونل داده نمی‌شود.

در این مرحله شاتکریت با ضخامت ۳۰ سانتیمتر و قاب فولادی با مشخصات IPE18 با فاصله‌داری ۰/۵ متر در نظر گرفته شده است. برای مدل‌سازی سیستم نگهداری معادل با سیستم نگهداری مرکب، متشکل از شاتکریت به همراه قاب فولادی، از روابط ارائه شده در مرجع (Carranza Torres & Diederichs, 2009) استفاده شده است. بر این اساس مدول الاستیک و ضخامت سیستم نگهداری معادل به ترتیب برابر با ۲۱ گیگاپاسکال و ۳۰ سانتیمتر برآورد شده است. در جدول ۴، مشخصات اجزای سیستم نگهداری اولیه ارائه شده است.

و به تبع آن کاهش تنش اصلی کمینه (σ_3) می‌شود، با کاهش مقاومت محیط، کرنش در محدوده افزایش می‌یابد. به منظور بررسی این پدیده در مدل‌سازی عددی، پس از حفاری و نگهداری به وسیله *TBM*، پروفیل طولی جابه‌جایی در راستای تونل استخراج شده است. بیشترین مقادیر جابه‌جایی این پروفیل در تاج تونل رخ داده است، لذا مقادیر حاصل از آن به عنوان مقادیر بحرانی گزارش و مبنای طراحی در نظر گرفته شده است. در شکل ۴، پروفیل جابه‌جایی شعاعی در سقف تونل ارائه شده است.



شکل ۳- پیکربندی دستگاه حفاری، سگمنت و دوغاب پشت سگمنت در مدل سه بعدی

برای انتخاب محدوده فشار سینه‌کار، فشار ابتدایی برابر با تنش‌های برجای زمین (معادل ۱۷ بار) در نظر گرفته شده است، سپس با کاهش مقدار فشار، حداقل فشار سینه‌کار معادل ۱۰/۵ بار برآورد شده است. همان‌طور که در شکل ۴، نشان داده شده است، در مقادیر کوچک‌تر از این فشار، محدوده پایدار نیست. بعد از فشار ۱۳ بار، نرخ جابه‌جایی‌ها به شدت افزایش می‌یابد. با توجه به شرایط حساس پروژه به لحاظ پایداری، باید جابه‌جایی به کمترین میزان رسانده شود؛ بنابراین از این دیدگاه فشار ۱۳ بار و ۱۴ بار در مقایسه با سایر فشارها مناسب‌تر است. با توجه به محدودیت دستگاه‌های حفاری در تأمین فشارهای بالا، انتخاب فشار ۱۳ بار در مقایسه با فشار ۱۴ بار مناسب ارزیابی شده است.

۷-۲- کنترل بار اصطکاکی روی سپر دستگاه

نیروی پیشران دستگاه باید بر نیروهای اصطکاکی و اعمال‌شده از طرف سینه‌کار غلبه کند، برای محاسبه

۷- روش EPB TBM

به منظور مدل‌سازی دستگاه حفاری *TBM*، از المان‌های حجمی الاستیک استفاده شده است. تونل با قطر ۶/۵ متر و ابعادی معادل با مقطع نعل اسبی طراحی شده است. همچنین طول سپر دستگاه ۱۰/۵ متر در نظر گرفته شده است. به منظور مدل کردن سگمنت‌ها از المان‌های حجمی الاستیک با مدول الاستیسیته ۳۰ گیگا پاسکال و ضریب پواسون ۰/۲ بهره گرفته شده است (*Bodagh abadi, et al., 2011*).

لازم به ذکر است ضخامت سگمنت ۳۰ سانتی‌متر و طول هر رینگ ۱/۵ متر در نظر گرفته شده است. با توجه به طول رینگ‌های سگمنت، حفاری مدل در گام‌های ۱/۵ متری انجام می‌شود. فضای مابین سگمنت و محیط دربرگیرنده، با استفاده از دوغاب مورتار پر شده است و برای مدل‌سازی این المان، از المان حجمی با رفتار الاستوپلاستیک (موهر-کلمب) استفاده شده است. مشخصات دوغاب مورتار در جدول ۵، ارائه شده است. نمایی از دستگاه حفاری و تجهیزات نگهداری در شکل ۳، نشان داده شده است.

جدول ۵- مشخصات دوغاب مورتار (Shroff, 2010)

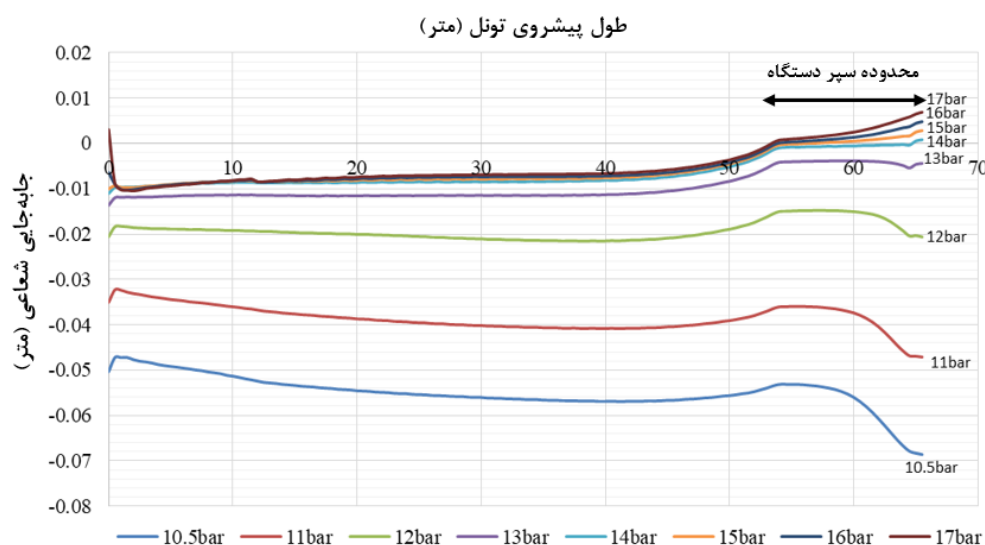
پارامتر	واحد	مقدار
وزن مخصوص	(Kg/m^3)	۲۰۰۰
مدول الاستیسیته	(GPa)	۱۸
نسبت پواسون	-	۰/۳۳
چسبندگی	(MPa)	۶
زاویه اصطکاک	(Deg)	۴۰
زاویه اتساع	(Deg)	۱۰

۷-۱- فشار سینه‌کار

برآورد فشار نگهداری لازم برای پایداری سینه‌کار یکی از مهم‌ترین عوامل مؤثر بر راندمان دستگاه‌های حفاری است. متداول‌ترین معیاری که جهت انتخاب فشار بهینه برای سینه‌کار استفاده می‌شود، پروفیل نشست سطح زمین است. در این تحقیق به دلیل روباره زیاد، امکان گزارش پروفیل نشست به عنوان معیاری برای انتخاب فشار سینه‌کار وجود ندارد. کاهش فشار سینه‌کار باعث شکم‌دادگی سینه‌کار

گرفتن فشار اتاقک حفاری $35/6 MN$ برآورد شده است. در نهایت حاصل جمع نیروهای اصطکاکی و نیروی وارده از طرف سینه‌کار را می‌توان به عنوان حداقل نیروی لازم برای پیشروی در نظر گرفت. مقدار این نیرو برای حفاری دستگاه در آبرفت عمیق، $105/826 MN$ پیش‌بینی شده است (Rezaei, et al., 2017).

نیروهای وارد بر دستگاه، از بیشینه فشار نرمال وارد بر سطح استفاده شده است. با توجه به نتایج به دست آمده از مدل‌سازی و در نظر گرفتن ضریب اصطکاک برابر با $0/15$ برای سپر، نیروی لازم برای غلبه بر نیروی اصطکاک برابر با $70/226$ مگانیوتن محاسبه شده است. حداقل نیروی لازم جهت غلبه بر نیروی وارده از طرف سینه‌کار بدون در نظر



شکل ۴- جابجایی شعاعی سقف در راستای پیشروی تونل به ازای فشارهای مختلف سینه‌کار (Rezaei, 2017)

چسبنده)، روش محکم و همکاران (Mohkam et al) (خاک چسبنده و غیر چسبنده)، روش جانسنز و استینر (Jancsecz & Steiner) (خاک غیر چسبنده و کمی چسبنده)، روش کواری و آنگونستا (Kovari & Anognostou) (خاک غیر چسبنده) و روش بروبر (Broere) (خاک غیر چسبنده) هستند (Eshraghi, 2014).

در این تحقیق، فشار سینه‌کار مورد نیاز برای عملیات حفاری تونل انتقال آب گلاس با استفاده از روش‌های تحلیلی جانسنز و استینر و کواری و آنگونستا برآورد شده است. با فرض محیط همگن، برای برآورد فشار خاک از میانگین پارامترهای فیزیکی و مکانیکی خاک در محیط آبدار حاصل از لاگ‌های اکتشافی استفاده شده است.

۷-۳-۱- روش جانسنز و استینر

در این روش از مدل سه‌بعدی ارائه شده توسط هورن (Horn) استفاده شده است. فشار عمودی وارده از سیلو به

۷-۳- برآورد فشار سینه‌کار با استفاده از روش‌های تحلیلی

یکی از روش‌های بررسی پایداری سینه‌کار استفاده از روش‌های تحلیلی است. به کمک این روش‌ها می‌توان حدود ناپایداری را در خاک تعیین کرد. روش‌های تحلیلی برآورد فشار سینه‌کار به دو روش آنالیز حدی و تعادل حدی تقسیم‌بندی می‌شوند. روش‌های آنالیز حدی شامل روش برومز و بنمارک (Broms & Bennemark) (خاک چسبنده و زهکشی نشده)، روش اتکینسون و پاتز (Atkinson & Potts) (خاک غیر چسبنده برای تونل بدون پوشش)، روش دیویس و همکاران (Davis et al) (خاک چسبنده) و روش لکا و دورمیو (Leca and Dormieux) (خاک غیر چسبنده) هستند. همچنین روش‌های تعادل حدی شامل روش میوراما (Murayama) (خاک چسبنده و غیر چسبنده)، روش کراس (Krause) (خاک چسبنده و غیر

گوه به روش ترزاقی (Terzaghi) در حالت حضور آب زیرزمینی مطابق رابطه‌ی (۱) محاسبه می‌شود.

$$\sigma'_V = \frac{a\gamma' - c}{K_0 \cdot \tan \varphi} \left[1 - e^{-\frac{h_W}{a} \cdot K_0 \cdot \tan \varphi} \right] + \left[\frac{a \cdot \gamma'_d - c}{K_0 \cdot \tan \varphi} \left(1 - e^{-\frac{h_0 - h_W}{a} \cdot K_0 \cdot \tan \varphi} \right) + q_0 \cdot e^{-\frac{h_0 - h_W}{a} \cdot K_0 \cdot \tan \varphi} \right] \cdot \frac{h_W}{a} \cdot K_0 \cdot \tan \varphi = 6.755 \quad (1)$$

(D) در نظر گرفته شده است. K_{A3} ضریب فشار جانبی سه‌بعدی خاک که با توجه به

جدول ۷، برابر ۰/۲۷۱ به دست می‌آید. در نهایت مقدار فشار سینه‌کار در خاک چسبیده - اصطکاکی با استفاده از رابطه (۱۰) محاسبه می‌شود.

$$\sigma_T = \frac{4E}{\pi D^2} + P_W \Rightarrow \sigma_T = 9.93 \text{ bar} \quad (10)$$

در رابطه‌ی بالا σ_T فشار سینه‌کار و P_W فشار آب زیرزمینی است. با اعمال فاکتور ایمنی پیشنهادی جانسکز فشار کل برابر است با:

$$\sigma_T = 9.93 \times \eta_m = 9.93 \times 1.05 = 10.4 \text{ bar} \quad (11)$$

جدول ۶- مقادیر زاویه لغزش θ بر اساس زاویه اصطکاک داخلی و نسبت روباره به قطر تونل (Jancsecz & Steiner, 1994)

h_0/D	θ				
	$\varphi=20$	$\varphi=25$	$\varphi=30$	$\varphi=35$	$\varphi=40$
۰	۶۰/۳۴۰	۶۲/۶۱۱	۶۴/۸۰۲	۶۶/۹۰۰	۶۸/۹۱۸
۱	۶۱/۸۹۰	۶۴/۱۶۱	۶۶/۲۸۶	۶۸/۲۸۳	۷۰/۱۱۷۷
۲	۶۲/۱۹۷	۶۴/۴۶۴	۶۶/۵۸۰	۶۸/۵۶۶	۷۰/۴۲۳
۳	۶۲/۳۲۲	۶۴/۵۹۲	۶۶/۷۰۶	۶۸/۶۸۳	۷۰/۵۲۷

جدول ۷- ضریب سه‌بعدی فشار زمین بر اساس زاویه اصطکاک داخلی و نسبت روباره به قطر تونل (Jancsecz & Steiner, 1994)

h_0/D	K_{A3}				
	$\varphi=20$	$\varphi=25$	$\varphi=30$	$\varphi=35$	$\varphi=40$
۰	۰/۳۸۶	۰/۳۱۰	۰/۲۴۸	۰/۱۹۹	۰/۱۵۹
۱	۰/۳۵۴	۰/۲۷۹	۰/۲۲۲	۰/۱۷۷	۰/۱۴۱
۲	۰/۳۴۸	۰/۲۷۳	۰/۲۱۷	۰/۱۷۳	۰/۱۳۸
۳	۰/۳۴۵	۰/۲۷۱	۰/۲۱۴	۰/۱۷۱	۰/۱۳۶

در این روابط c چسبندگی خاک برابر با ۲۰ کیلو پاسکال، φ زاویه اصطکاک داخلی خاک معادل ۲۴ درجه، h_0 ارتفاع روباره خاک برابر با ۱۰۷ متر، h_W ارتفاع آب زیرزمینی برابر با ۱۰۴/۵ متر، q_0 بار سطحی، σ'_V فشار قائم مؤثر در قسمت آبدار وارد بر گوه، γ'_d وزن مخصوص خاک در حالت خشک برابر با ۱۶/۴ کیلو نیوتن بر مترمکعب، γ' وزن مخصوص غوطه‌ور خاک برابر با ۹/۹۲ کیلو نیوتن بر مترمکعب و K_0 و a به ترتیب ضریب فشار جانبی خاک و طول سست‌شدگی هستند که از روابط (۲) و (۳) به صورت زیر محاسبه می‌شوند.

$$k_0 = 1 - \sin \varphi \Rightarrow K_0 = 0.6 \quad (2)$$

$$a = \frac{D}{2(1 + \tan \varphi)} \Rightarrow a = 2.2 \quad (3)$$

برای برآورد نیروی جانبی مؤثر خاک (E) طبق رابطه‌ی (۹)، ابتدا وزن سیلو (GS)، وزن گوه (GW)، نیروی چسبندگی خاک (K) و نیروی برشی (T) با توجه به روابط (۴) تا (۸) محاسبه می‌شود.

$$G_S = B \cdot D \cdot \cot \theta \cdot \sigma'_V \Rightarrow G_S = 135.56 \text{ KN} \quad (4)$$

$$G_W = \frac{B \cdot D^2 \cdot \gamma' \cdot \cot \theta}{2} \Rightarrow G_W = 647 \text{ KN} \quad (5)$$

$$K = \frac{B \cdot D \cdot c}{\sin \theta} \Rightarrow K = 938.9 \text{ KN} \quad (6)$$

$$T = \frac{D^2 \cdot \cot \theta}{2} (c + K_{A3} \cdot \sigma'_V \cdot \tan \varphi) \Rightarrow T = 235.3 \text{ KN} \quad (7)$$

$$\bar{\sigma}'_V = \sigma'_V + \frac{1}{3} D \cdot \gamma' \Rightarrow \bar{\sigma}' = 28.3 \text{ KPa} \quad (8)$$

$$E = - \frac{(\cos \theta \cdot \tan \varphi - \sin \theta) \cdot \Sigma(GS + GW) + \Sigma(2T + K)}{\sin \theta \cdot \tan \varphi + \cos \theta} \quad (9)$$

$$E = -1033.2 \text{ KN}$$

در روابط بالا θ زاویه شکست گوه است که با استفاده از جدول ۶، برابر ۶۴/۵۹۲ درجه محاسبه شده است، B عرض گوه ($B = \pi \cdot D/4$) که در محاسبات برابر با قطر تونل

۷-۳-۲- روش کواری و آنگوستا

این روش با توجه به ایجاد تمایز بین فشار مؤثر وارد بر سینه‌کار و فشار هیدرواستاتیک اتاقک حفاری در حفاری با استفاده از EPB، نسبت به روش‌های دیگر مناسب‌تر است. این تحلیل حدی از معیار شکست موهرکلمب تبعیت می‌کند. در این روش فشار مؤثر نگهداری با فرض حالت زهکشی شده از رابطه‌ی (۱۲) محاسبه می‌شود.

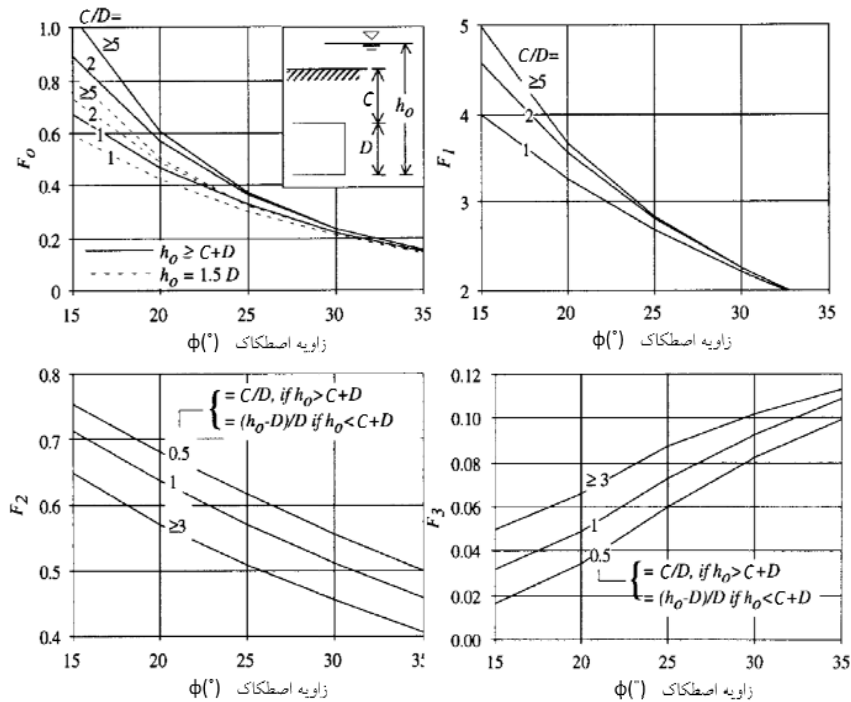
$$S' = F_0 \cdot \gamma' \cdot D - F_1 \cdot c + F_2 \cdot \gamma' \cdot \Delta h - F_3 \cdot c \cdot \frac{\Delta h}{D} \quad (12)$$

که در آن، S' فشار نگهداری مؤثر، D قطر تونل، c چسبندگی خاک، γ' وزن مخصوص غوطه‌ور خاک، Δh افت

فشار بین اتاقک حفاری و خاک و F_0, F_1, F_2, F_3 ضرایب بدون بعد و تابعی از ϕ و C/D هستند. این ضرایب با استفاده از نمودارهای ارائه شده در شکل ۵، قابل محاسبه هستند. بر این اساس ضرایب F_0, F_1, F_2 و F_3 به ترتیب برابر $0.14, 3, 0.53$ و 0.185 برآورد شده است. حداقل فشار لازم برای نگهداری سینه‌کار در تاج تونل نیز از رابطه‌ی (۱۳) به دست می‌آید.

$$\sigma_T = S' + \gamma_W \cdot H_W \quad (13)$$

که در آن، σ_T حداقل فشار لازم برای نگهداری سینه‌کار و γ_W و H_W وزن مخصوص و ارتفاع آب زیرزمینی است.



شکل ۵- نمودارهای محاسبه برای ضرایب بدون بعد F_0, F_1, F_2, F_3 (Anagnostou & Kovari, 1997)

۷-۴- اعتبارسنجی روش مکانیزه

جهت کنترل و اعتبارسنجی مقدار فشار سینه‌کار به دست آمده با استفاده از روش عددی، این فشار بر اساس روابط تحلیلی جانسنز و استینر و کواری و آنگوستا مورد بررسی قرار گرفته است. مقادیر محاسبه شده با استفاده از روش‌های تحلیلی فوق به خصوص روش کواری و آنگوستا، تطابق بسیار خوبی با نتایج روش عددی داشته است. از

طبق اظهارات شرکت سازنده دستگاه، فشار هیدرواستاتیک اتاقک حفاری تا ۴ بار شرایط معمول معادل فشار ۴۱ متر آب تلقی می‌شود؛ بنابراین با در نظر گرفتن این فشار و ارتفاع ستون آب زیرزمینی، افت فشار Δh معادل ۶۳/۵ متر آب نتیجه می‌شود. در نهایت حداقل فشار نگهداری سینه‌کار با در نظر گرفتن فشار آب زیرزمینی معادل ۱۱/۶ بار محاسبه شده است.

الف- تخصیص مشخصات خاک تزریق شده در محدوده تعریف شده به ضخامت ۶۰ سانتیمتر و طول ۶ متر،
ب- اعمال سایر المان‌های پیش‌تحکیم، پیش‌نگهداری و حفاری تونل تا متراژ ۶ وپ- تکرار بند یک.
پس از اجرای عملیات جت‌گروتینگ، تعدادی چال به صورت خشک در جبهه کار حفر می‌شود که طول این چال‌ها بیشتر از قطر تونل است. پس از حفر چال‌ها، بولت‌های فایبرگلاس مخصوص در داخل چال‌ها قرار می‌گیرند و بلافاصله پس از آن دوغاب سیمان به داخل چال تزریق می‌شود. مدل‌سازی لوله‌های فایبرگلاس با استفاده از المان کابل (*Cable element*) انجام شده است. *Itasca*
Consulting Group, 2005 طول این المان‌ها در مدل ۱۲ متر در نظر گرفته شده است که بین المان‌هایی که در مرحله اول نصب می‌شوند با المان‌های نصب‌شده در مرحله دوم ۴ متر همپوشانی وجود دارد. در جدول ۹، مشخصات ورودی برای المان کابل که برای مدل‌سازی فایبرگلاس بکار رفته، آورده شده است.

جدول ۹- مشخصات بکار رفته برای مدل‌سازی المان فایبرگلاس (Nozari, et al., 2016)

پارامتر	واحد	مقدار
مدول الاستیسیته	(GPa)	۴۵
سطح مقطع عرضی	(m ²)	۰/۰۰۲۸۲۶
نیروی کششی تسلیم	(KN)	۴۵۰
نیروی فشاری تسلیم	(KN)	۳۶۰
سختی دوغاب بر واحد طول	(MN/m/m)	۷۶۴۸
نیروی چسبندگی دوغاب بر واحد محیط مؤثر دوغاب	(MN/m)	۱/۲
	(m)	۰/۱۱۳۱

در ادامه عملیات فورپلینگ در جلوی جبهه کار مطابق آنچه در روش *NATM* انجام شده است، اجرا می‌شود. کلیه اقدامات پیش‌تحکیم در تونل در شکل ۶، ارائه شده است.

طرفی نیروی پیشران دستگاه و فشار سینه کار به دست آمده از هر دو روش با توجه به شرایط ژئوتکنیکی و تنش‌های موجود در منطقه در بازه‌ی قابل قبولی قرار دارند. در صورتی که دستگاه توانایی تأمین این نیرو را داشته باشد، می‌توان اظهار داشت حفاری تونل با موفقیت انجام می‌شود. در غیر این صورت احتمال توقف عملیات و گیرکردن دستگاه با توجه به بزرگی نیروهای وارده روی سپر بسیار زیاد است.

۸- روش ADECO

پس از اعمال شرایط مرزی و شرایط اولیه در مدل مشابه دو روش قبل، المان‌های پیش‌تحکیم، نصب و تونل به صورت تمام مقطع حفاری می‌شود. در آخر نیز تحکیمات در نظر گرفته شده برای تضمین پایداری تونل اجرا می‌شوند.

۸-۱- اقدامات پیش‌تحکیمی

ابتدا عملیات تزریق پرفشار با حفر چال‌های موازی با محور تونل در قسمت تاج تونل انجام می‌شود. به منظور مدل‌سازی تزریق پرفشار، یک محدوده تزریق با ضخامت ۶۰ سانتی‌متر در بالای تاج تونل در نظر گرفته شده است (Tonon, 2011). مشخصات ورودی به محدوده‌ی تزریق با مشخصات ژئومکانیکی خاک تقویت‌شده معادل در نظر گرفته شده است. مشخصات ژئومکانیکی خاک تزریق‌شده در جدول ۸، ارائه شده است.

جدول ۸- مشخصات ژئومکانیکی خاک تقویت‌شده (Alvarez, et al., 2016)

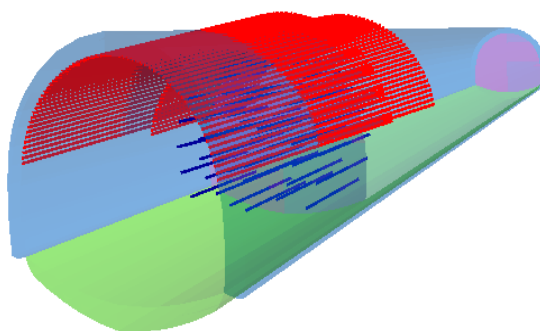
پارامتر	واحد	مقدار
چگالی	(Kg/m ³)	۲۰۰۰
مدول الاستیسیته	(MPa)	۲۰۰
نسبت پواسون	-	۰/۲۵
چسبندگی	(MPa)	۰/۱
زاویه اصطکاک	(Deg)	۳۵
مقاومت کششی	(MPa)	۰/۲
زاویه اتساع	(Deg)	۵

طول چال‌های تزریق ۶ متر است و برای تطبیق آن با عملیات جت‌گروت در مدل مراحل زیر طی شده است (Coulter & Martin, 2006):

نشان داده شده است.

جدول ۱۰- مشخصات بولت‌های فولادی
(Alvarez, et al., 2016)

پارامتر	واحد	مقدار
چگالی	(Kg/m ³)	۷۸۰۰
مدول الاستیسیته	(GPa)	۲۰۰
نسبت پواسون	-	۰/۳
قطر	(mm)	۲۰
طول	(m)	۶
مقاومت فشاری	(MPa)	۲۴۶
مقاومت کششی	(MPa)	۲۴۶



شکل ۶- مجموعه اقدامات پیش‌تحکیمی شامل جت‌گروت، فایبرگلاس و فورپولینگ

جدول ۱۱- مشخصات فصل مشترک میلگرد و دوغاب
(Alvarez, et al., 2016)

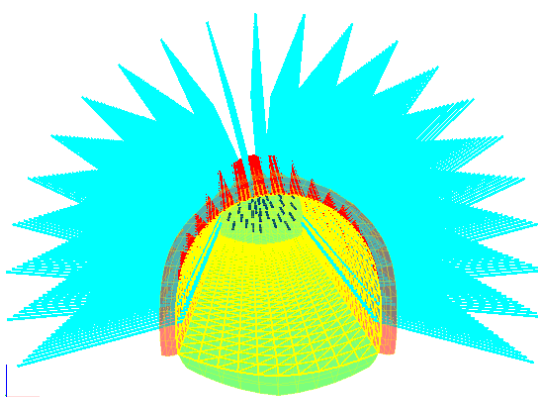
پارامتر	واحد	مقدار
مدول برشی	(GPa)	۰/۹
سختی	(GPa/m)	۸/۱۵
ضخامت دوغاب	(mm)	۱۰
مقاومت فشاری	(MPa)	۲۰
چسبندگی	(KN/m)	۵۶۵
زاویه اصطکاک	(Deg)	۴۰

۸-۲- اقدامات تحکیمی

پس از انجام فعالیت‌های پیش‌تحکیمی، تونل به صورت تمام مقطع و در گام‌های یک متری حفاری می‌شود، سپس هم‌زمان با پیشروی تونل، اقدامات تحکیمی در داخل تونل و پشت سینه‌کار انجام می‌شود. اقدامات تحکیمی صورت گرفته در تونل انتقال آب گلاس شامل اجرای شاتکریت-قاب فولادی، نصب راک بولت‌های شعاعی و اجرای کف‌بند است. پس از اجرای سیستم شاتکریت-قاب فولادی، بولت‌ها به صورت شعاعی در دیواره و سقف تونل نصب می‌شوند. برای مدل کردن بولت‌ها در مدل از المان کابل استفاده شده است (Itasca Consulting Group, 2005). مشخصات بولت‌های تمام تزریق در جدول ۱۰ و

جدول ۱۱ ارائه شده است.

اجرای کف‌بند در مقاطعی از تونل‌ها که دارای رفتار هسته-جبهه‌کار پایدار در کوتاه‌مدت و هسته-جبهه‌کار ناپایدار در درازمدت هستند، از اهمیت زیادی برخوردار است و باید در نزدیکی جبهه‌کار اجرا شود. طبق دستورالعمل‌های موجود برای روش ADECO-RS، مقدار این فاصله را به میزان حداکثر ۱/۵ برابر قطر تونل و در برخی موارد نیز کوچک‌تر یا مساوی قطر تونل در نظر گرفته می‌شود. با توجه به این نکته کف‌بند که شامل ترکیبی از قاب فولادی و بتن‌ریزی کف است، در طراحی تونل انتقال آب گلاس در فاصله ۱۰ متری از سینه‌کار اجرا شده است. اقدامات تحکیمی انجام شده در حین پیشروی تونل در شکل ۷،



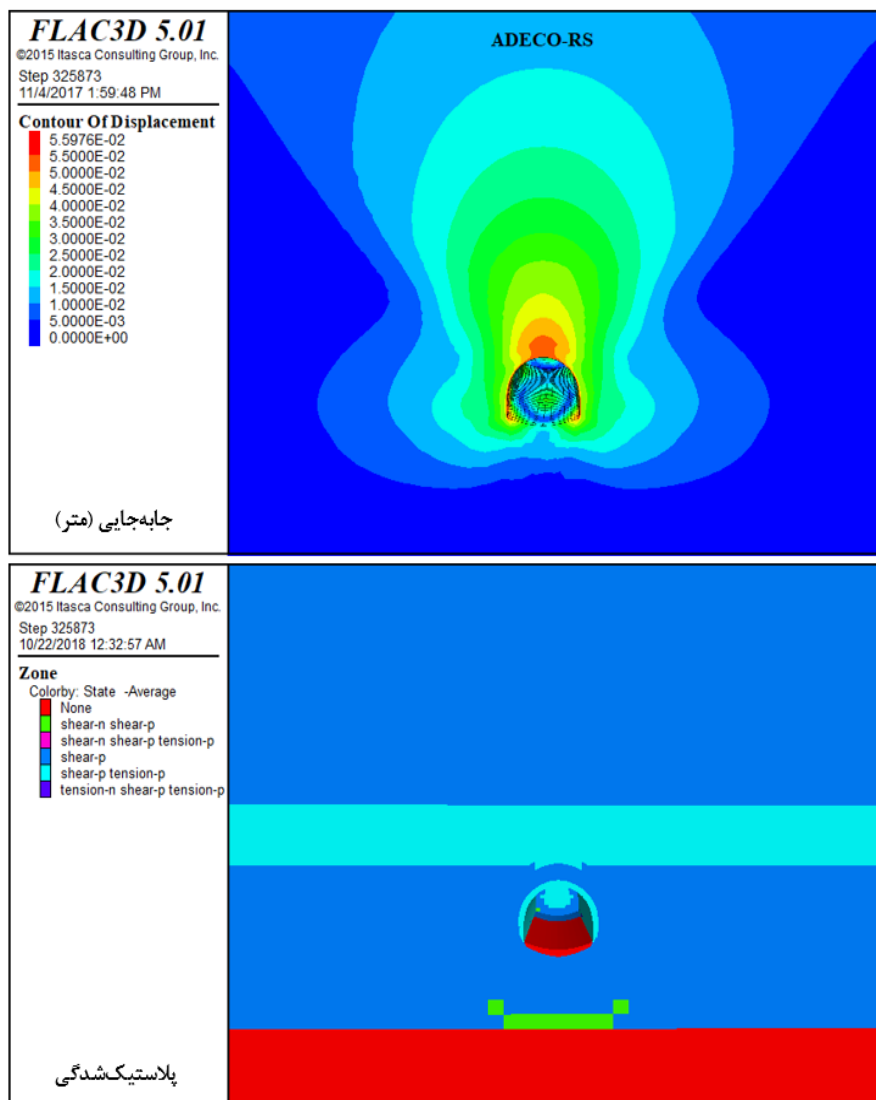
شکل ۷- نمایی از تحکیمات در نظر گرفته شده حین پیشروی تونل

۸-۳- تحلیل نتایج روش ADECO

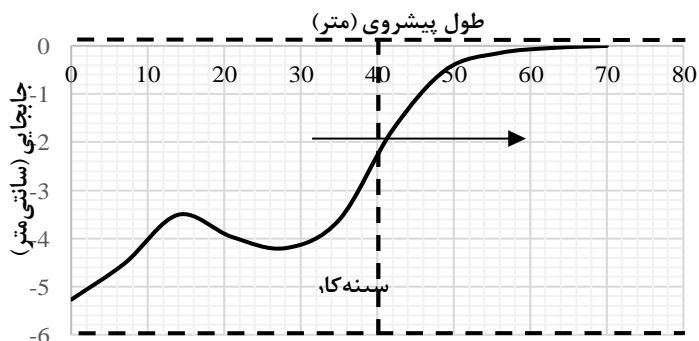
نتایج به‌دست‌آمده از طراحی تونل نشان می‌دهد، پیش از

در محدوده قرارگیری تونل مطابق شکل ۸، ملاحظه می‌شود که بیشترین ناپایداری‌ها در بخش ورودی تونل و در قسمت تاج رخ داده است. این نکته در شکل ۹ که پروفیل جابجایی‌های سقف تونل در طول پیشروی را نشان می‌دهد، نیز قابل مشاهده است. مقادیر جابجایی در سینه کار تونل قبل و بعد از نصب المان‌های فایبرگلاس در شکل ۱۰، ارائه شده است، با نصب این المان جابجایی در سینه کار تونل کاهش پیدا کرده است.

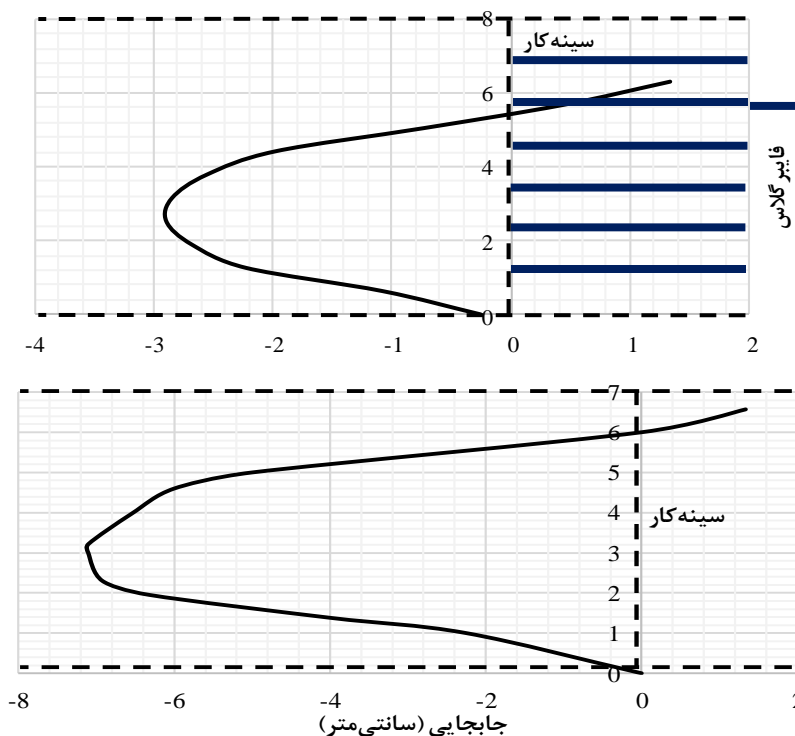
اجرای کفبند در فاصله ۱۰ متری از سینه کار در شروع عملیات حفاری و در مترژ ابتدایی، تغییر شکل‌های تونل روند افزایشی دارند. با پیشروی تونل و انجام اقدامات پایدارسازی بخصوص اجرای کفبند، تغییر شکل‌ها کاهش یافته است. وقوع این پدیده اهمیت اجرای کفبند تونل در فاصله نزدیک به سینه کار و نقش مؤثر آن در کنترل جابجایی‌ها را نشان می‌دهد. با توجه به کانتور جابجایی و وضعیت پلاستیک‌شدگی



شکل ۸- وضعیت جابجایی‌ها و وضعیت پلاستیک‌شدگی در اطراف تونل در روش ADECO-RS



شکل ۹- پروفیل جابجایی سقف تونل در راستای پیشروی



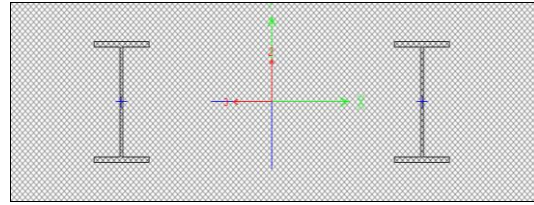
شکل ۱۰- پروفیل جابجایی‌های رخ داده در سینه‌کار تونل قبل و بعد از نصب لوله‌های فایبرگلاس

نمودار اندرکنش ممان خمشی-نیروی محوری همان‌گونه که در شکل ۱۱، نشان داده شده است، مقطع پوشش موقت به طول یک متر با استفاده از نرم‌افزار Sap2000 طراحی شده است. مقاطع بحرانی شامل بخش‌هایی در سقف و دیواره تونل که بیشترین

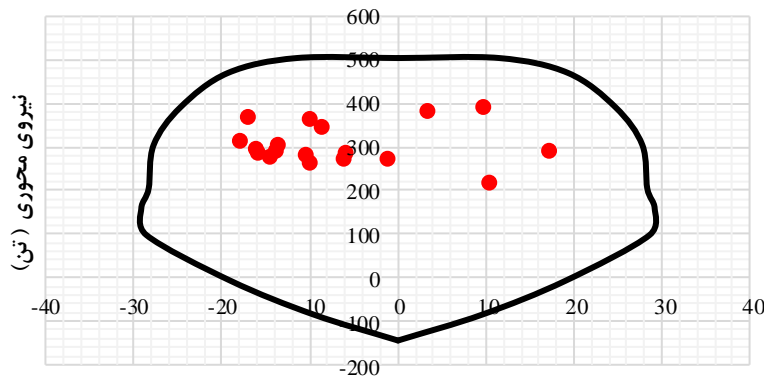
به منظور بررسی ظرفیت تحمل سیستم نگهداری در برابر تنش‌های موجود در منطقه، تحلیل سیستم نگهداری اولیه انجام شده است. برای ارزیابی ظرفیت باربری سیستم نگهداری اولیه، از نمودار اندرکنش ممان خمشی-نیروی محوری استفاده شده است. برای رسم

در شکل ۱۲، نمودار اندرکنش نیروی محوری-ممان خمشی سیستم نگهداری اولیه ارائه شده است. شایان ذکر است که نمودار اندرکنش برای سیستم نگهداری اولیه به طول یک متر رسم شده است. با توجه به شکل ۱۲، تمامی زوج مؤلفه‌ها (اندرکنش‌ها) در محدوده مجاز قرار دارند، لذا سیستم نگهداری اولیه در مقابل بارهای وارده از استحکام کافی برخوردار است.

مقادیر جابجایی در آن‌ها رخ داده است، مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند.



شکل ۱۱- طراحی مقطع نگهداری موقت با استفاده از نرم‌افزار Sap2000



گشتاور خمشی (تن در متر)

شکل ۱۲- منحنی نیروی محوری-ممان خمشی مقطع طراحی شده بر اساس (ACI Committee 318, 1989)

بر این اساس در روش مکانیزه، فشار سینه‌کار مناسب برای کنترل ناپایداری معادل ۱۳ بار پیشنهاد شده است. همچنین حداقل نیروی پیشران مورد نیاز دستگاه برای جلوگیری از گیر کردن سپر در روباره‌ی آبرفتی مطالعه موردی $105/826 MN$ محاسبه شده است.

در صورتی که دستگاه قابلیت تأمین فشار سینه‌کار و نیروی پیشران مورد نیاز در این پروژه را دارا باشد، می‌توان اظهار داشت حفاری تونل با موفقیت انجام می‌شود. در غیر این صورت احتمال توقف عملیات و گیرکردن دستگاه بسیار زیاد است.

نتایج به‌دست‌آمده از روش تونل‌سازی *ADECO-RS* نشان می‌دهد، اجرای عملیات فایبرگلاس در سینه‌کار تونل نقش بسزایی در کاهش شکم‌دادگی سینه‌کار به میزان ۴ سانتی‌متر دارد. همچنین با اجرای کف‌بند در فاصله ۱۰ متری از سینه‌کار مقادیر جابجایی‌ها بخصوص در سقف تونل

۹- نتیجه‌گیری

در این تحقیق پایداری تونل در شرایط آبرفتی و عمیق در زمان اجرا به روش‌های تونل‌سازی *NATM*، *EPB TBM* و *ADECO-RS* مورد بررسی قرار گرفته است.

روش *NATM* با توجه به ناپایداری‌های رخ داده در حین پیشروی تونل برای موفقیت پروژه نامطلوب ارزیابی شد.

در روش مکانیزه ابتدا فشار سینه‌کار با استفاده از روش عددی برآورد شده است. در ادامه به منظور صحت سنجی فشار به‌دست‌آمده، فشار سینه‌کار با استفاده از روش‌های تحلیلی جانسنز و استینر و کواری و آنگونستا مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهد، مقادیر به‌دست‌آمده برای فشار سینه‌کار در هر دو روش استفاده شده به‌خصوص روش کواری و آنگونستا تطابق بسیار خوبی با نتایج روش عددی دارد.

RS و کارآمدی سیستم نگهداری موقت طراحی شده، روش ADECO-RS به عنوان روش مناسب در طراحی تونل‌ها در محیط‌های آبرفتی و عمیق‌علی‌الخصوص در مطالعه موردی حاضر (پروژه گلاس) انتخاب شده است.

۱۰- سیاهه نمادها

تمامی نمادهای مورد استفاده در متن در جدول ۱۲، ارائه شده است.

به میزان زیادی کاهش پیدا می‌کند. در ادامه تحلیل پوشش موقت تونل برای المان‌های سازه‌ای در مقاطع بحرانی و نقاطی در سقف و دیواره‌ها که بیشترین مقدار جابجایی در آن نقاط اتفاق افتاده بود انجام گرفت، نتایج به دست آمده حاکی از آن است که پوشش طراحی شده، ظرفیت تحمل بارهای موجود را دارا است.

در نهایت با در نظر گرفتن محدودیت‌های احتمالی دستگاه‌های حفاری مکانیزه و همچنین کنترل مناسب ناپایداری‌ها در حفاری تونل با استفاده از روش ADECO-

جدول ۱۲- سیاهه‌ی نمادها

شرح	واحد	نماد
قطر	<i>m</i>	<i>D</i>
سطح مقطع	<i>m</i> ²	<i>S</i>
عمق	<i>m</i>	<i>D</i>
طول	<i>m</i>	<i>L</i>
نشانه خمیری	Percent (%)	<i>PI</i>
وزن مخصوص خشک	<i>KN/m</i> ³	<i>γ_d</i>
وزن مخصوص اشباع	<i>KN/m</i> ³	<i>γ_{sat}</i>
چسبندگی	<i>KN/m</i> ²	<i>C</i>
زاویه اصطکاک	<i>degree</i>	<i>φ</i>
مدول الاستیسیته	<i>MPa</i>	<i>E</i>
نسبت پواسون	-	<i>ν</i>
تنش قائم	<i>MPa</i>	<i>szz</i>
چگالی	<i>Kg/m</i> ³	<i>ρ</i>
مقاومت کششی	<i>MPa</i>	<i>σ_t</i>
مقاومت فشاری	<i>MPa</i>	<i>σ_c</i>
زاویه اتساع	<i>degree</i>	<i>dil</i>
سطح مقطع عرضی	<i>M</i> ²	<i>xcarea</i>
سختی دوغاب بر واحد طول	<i>MN/m/m</i>	<i>gr_k</i>
نیروی چسبندگی دوغاب بر واحد طول	<i>MN/m</i>	<i>gr_coh</i>
محیط مؤثر دوغاب	<i>m</i>	<i>p</i>
سختی برشی	<i>GPa</i>	<i>K_s</i>
سختی نرمال	<i>GPa</i>	<i>K_n</i>
ضخامت دوغاب	<i>mm</i>	<i>t</i>
مدول حجمی	<i>GPa</i>	<i>K</i>
جابه‌جایی	<i>m</i>	<i>Disp</i>

ادامه جدول ۱۲- سیاهه نمادها

شرح	واحد	نماد
نیروی محوری	Ton	N
ممان خمشی	Ton.m	M
ارتفاع روباره	m	h_0
ارتفاع آب زیرزمینی	m	h_w
وزن مخصوص آب	KN/m ³	γ_w
بار سطحی	KN	q_0
ضریب فشار جانبی خاک	-	K_0
طول سست‌شدگی	-	α
وزن مخصوص غوطه‌ور خاک	KN/m ³	γ'
نیروی جانبی مؤثر خاک	KN	E
وزن سیلو	KN	GS
وزن گوه	KN	GW
نیروی چسبندگی خاک	KN	K
نیروی برشی	KN	T
زاویه شکست گوه	Degree	θ
عرض گوه	m	B
ضریب فشار جانبی سه‌بعدی خاک	-	K_{A3}
فشار سینه‌کار	Bar	σ_T
فشار آب	Bar	P_w
فشار نگهداری مؤثر	Bar	\hat{S}
افت فشار بین اتاقک حفاری و خاک	mH ₂ O	ΔH
ضرایب بدون بعد	-	F_0, F_1, F_2, F_3

۱۱- مراجع

- ACI Committee 318. (1989). Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-89) and Commentary (318R-89). Detroit: American Concrete Institute.
- Alvarez, L., Sjöberg, J., Eriksson, M., Bertilsson, R., & Mas Ivars, D. (2016). Tunnelling and Reinforcement in Heterogeneous Ground – A Case Study. Ground Support Conference. Luleå, Sweden.
- Anagnostou, G., & Kovari, K. (1997). Face Stabilisation in Closed Shield Tunnelling. Rapid Excavation and Tunnel Construction, Las Vegas.
- Bodagh Abadi, S., Zare, S., Akhondi, M., & Moadikhah, A. (2011). Determination of Face Pressure in Tunnels Excavation with EPBS Using Numerical Method, Case Study Subway Line 7 of Tehran. The First Asian Conference and the 9th National Tunnel Conference. Tehran.
- Carranza – Torres, A., & 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, 506-532.

- Coulter, S., & Martin, C. (2006). Effect of Jet-Grouting on Surface Settlements Above the Aeschertunnel, Switzerland. *Tunnelling and Underground Space Technology* 21, 542-553.
- Eshraghi, A. (2014). Determination of Face Pressure in Tunnel Line No.3 Tehran Metro Using Probabilistic Analysis Method. M.Sc. Thesis, Shahrood University of Technology.
- Hasanpour, R. (2014). Advance Numerical Simulation of Tunneling By Using a Double Shield TBM. *Computer and Geotechnics* 57, 37-52.
- Hasanpour, R., Rostami, J., & Barla, G. (2015). Impact of Advance Rate on Entrapment Risk of a Double Shield TBM in Squeezing Grounds. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 48(3), 1115-1130.
- Hasanpour, R., Rostami, J., & Onver, B. (2014). 3D Finite Difference Model for Simulation of Double Shield TBM Tunneling in Squeezing Grounds. *Tunnelling and Underground Space Technology* 40, 109-126.
- Hasanpour, R., Rostami, J., & Ozcelik, Y. (2016). Impact of Overcut on Interaction Between Shield and Ground in the Tunneling With a Double-Shield TBM. *Rock Mech Rock Eng* 49, 2015-2022.
- Hasanpour, R., Rostami, J., & Sohrabian, B. (2016). Prediction of Face Pressure and Require Thrust Force Within TBM Tunneling Through Alluvial Ground. 2th International Conference on Tunnel Boring Machines in Difficult Grounds (TBM Digs Istanbul). Istanbul.
- Imen Sazan Consulting Engineers. (2013). Report of Entrance Tunnel Engineering Geology. Tehran.
- Itasca Consulting Group. (2005). *FLAC3D User's Manual*. Minneapolis: Itasca Consulting Group.
- Jancsecz, S., & Steiner, W. (1994). Face Support for a Large Mix-Shield in Heterogeneous Ground Conditions. *Tunnelling 94, Conf. Proc., Inst. of Mining and Metallurgy and British Tunnelling Society*, (Pp. 531-549). Chapman And Hall, London.
- Kitchah, F. (2015). 3D Numerical Study of Tunnel Advance Core Reinforcement. *Jordan Journal of Civil Engineering*, Volume 9.
- Lunardi, P. (2008). *Design and Construction of Tunnels*. Springer.
- Lunardi, P., Bindi, R., & Cassani, G. (2014). The Reinforcement of the Core-Face: History and State of the Art of the Italian Technology That Has Revolutionized the World of Tunnelling. Some Reflections. *Proceedings of the World Tunnel Congress 2014 – Tunnels for a Better Life. Foz Do Iguaçu, Brazil*.
- Lunardi, P., Cassani, G., Gatti, M., & Zentl, C. (2010). The ADECO RS Approach and the Recent European Application Experiences.
- Nozari, A., Khosravi, M., & Asghari, M. (2016). Numerical Study the Effect of Mechanical Precutting and Fiberglass on Alborz Tunnel Passing from Kandovan Fault Zone. , Volume 5, Number 1. Pp. *Journal of Tunneling and Underground Spaces Engineering (TUSE)*, Volume 5, Number 1, 99-112.
- Rezaei, A. (2017). Study of Excavation Methods and Stability of Tunnel in the Deep Alluvial, Case Study Part No.1 of Glass Water Transfer Tunnel. M.Sc. Thesis, Tarbiat Modares University, Tehran.

- Rezaei, A., Ahmadi, M., Masoumi Nasab, S., & Rooh, A. (2017). Determination of Face Pressure in EPB TBM Excavation and Study of TBM Jamming in Deep Alluvial Ground Using Numerical Methods. 12th Iranian and 3rd Regional Tunnelling Conference, (Pp. 519 - 52). Tehran.
- Shroff, A. (2010). Developments in Design and Execution in Grouting Practice. Indian Geotechnical Journal 40(2), 85 – 115.
- Tonon, F. (2011). ADECO Full-Face Tunnel Excavation of Two 260 M2 Tubes in Clays with Sub-Horizontal Jet-Grouting Under Minimal Urban Cover. Tunneling and Underground Space Technology 26, 253–266.
- Wittke, W., Pierou, B., & Erichsen, C. (2006). New Austrian Tunneling Method (NATM) Stability Analysis and Design. Geotechnical Engineering in Research and Practice.

Comparison of Tunnel Excavation Methods in Deep Alluvial Conditions, Case Study: Part No. 1 Water Transfer Tunnel of Glass

A. Rezaei¹; M. Ahmadi²

1- Graduated in the field of Tunnel and Underground Spaces; Tarbiat Modares University

2- Professor in Rock Mechanics; Mining Engineering Department, Engineering Faculty, Tarbiat Modares University

Received: 23 June 2018; Accepted: 22 Apr 2019

DOI: 10.22044/TUSE.2019.7199.1342

Keywords

Comparison of Excavation Methods
Glass Tunnel
Deep Alluvial Environments
NATM Method
EPB Method
ADECO-RS Method

Extended Abstract

Summary

Tunnel excavation in difficult geological conditions is one of the most important subjects in the construction of underground spaces. Geological conditions have a major impact on selection of tunnel excavation method as well as tunnel support method. The present study aims to investigate excavation method of glass water transmission tunnel in the alluvial section of the tunnel path. The stability of this tunnel has been investigated during

the implementation of NATM, EPB, TBM and ADECO-RS excavation methods. The tunnel design and project conditions are implemented using FLAC3D software. Finally, among the methods used in this research, the ADECO-RS method has been selected as a suitable excavation method for the tunnels in deep alluvial environments, especially in the cases of glass projects.

Introduction

Construction of tunnels and underground structures are always faced with numerous challenges, including excavation of tunnels in alluvial conditions. Therefore, in such conditions, it is important to be aware of proper methods for improving the conditions of the ground and the excavation method in order to achieve the maximum safety and operational efficiency.

Methodology and Approaches

Today, many researchers use different numerical methods for analysis of tunnels and underground spaces. In this study, the tunnel design and project conditions are implemented using FLAC3D software. The analytical methods proposed by Jancsecz & Steiner and Kovari & Anagnostou have been used to estimate face pressure in EPB tunneling method.

Results and Conclusions

In the case of EPB method, the stability of the tunnel face is evaluated using both numerical and analytical methods. The analytical methods proposed by Jancsecz & Steiner and Kovari & Anagnostou have been used for this purpose. Due to good agreement between the results of numerical and analytical methods, especially the method proposed by Kovari & Anagnostou, the face pressure equivalent to 13 bar has caused the control of instabilities in the present conditions of this project. In this regard, the thrust force of TBM in order to advance in deep alluvium conditions has been calculated and obtained as 105.826 MN. In the case of NATM method, according to the displacements that occurred during the tunnel advance, the use of this method in the excavation the glass tunnel causes instability and therefore, the construction is stopped. Moreover, according to the applied pre-confinements in the front of face in ADECO-RS method, this method in the view point of tunnel stability acts better than NATM method. Analysis of the results indicates that the proposed support system has enough resistance versus destructive forces in the tunnel. Finally, considering the intensity of displacements created during the tunnel advance in the NATM method, the possible limitations of the EPB mechanized machines and suitable control of instability in the tunnel excavation using the ADECO-RS method as well as the efficiency of the temporary support system, the ADECO-RS method has been chosen

as a suitable method for excavation of the glass tunnel.
