

رسالة محمد



دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک
رشته مهندسی معدن گرایش مکانیک سنگ

پایان نامه کارشناسی ارشد

طراحی سیستم نگهداری شاتکریت مسلح به لتیس گیردر و تحلیل خواص
هندسی و مقاومتی لتیس گیردر در تونل‌های ناتم (مطالعه موردی تونل حکیم)

نگارنده:

صادق سلیمانی

اساتید راهنما :

دکتر شکراله زارع

استاد مشاور:

دکتر فرنوش باسلیقه

آذر ۱۳۹۵

تقدیم بہ

پدر و مادر عزیز و مہربانم

باشمکر

به رسم ادب و قدرشناسی، اینجانب بر خود لازم می‌دانم که در این چند خط محدود از تلاش ها و کمال های

استاد ارجمندم آقایان دکتر شگرا... زارع و دکتر فرناوش باسلطه که صبورانه پشتیبان و راهنمای من بودند

و در طول انجام این پروژه بار راهنمایی های مفید و مساعدت هایشان مسیر را هموار نمودند و از هیچ گونه کمال و

علمی دریغ نکردند، کمال تشکر و قدردانی را داشته باشم.

تعهد نامه

اینجانب صادق سلیمانی دانشجوی دوره کارشناسی ارشد مهندسی معدن دانشکده معدن، نفت و ژئوفیزیک دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه طراحی سیستم نگهداری شاتکریت مسلح به لتیس گیردر و تحلیل خواص هندسی و مقاومتی لتیس گیردر در تونل‌های ناتم (مطالعه موردی تونل حکیم) تحت راهنمایی دکتر شکرآ... زارع متعهد می‌شوم.

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهش‌های محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می‌باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه صنعتی شاهرود » و یا « Shahrood University of Technology » به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می‌گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که از موجود زنده (یا بافت‌های آن‌ها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است.

تاریخ

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه‌های رایانه‌ای، نرم افزارها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه شاهرود می‌باشد. این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.

* متن این صفحه نیز باید در ابتدای نسخه های تکثیر شده پایان نامه وجود داشته باشد .

چکیده

حجم زیاد ترافیک و محدودیت فضای سطحی باعث گسترش استفاده از حفريات زیرزمینی در مناطق شهری شده است. تونل دوقلوی بزرگراهی حکیم با طول تقریباً یک کیلومتر به روش NATM در هفت مرحله با دو گالری کناری اجرا شده است. عرض و ارتفاع تونل به ترتیب ۱۷/۸ و ۱۳/۸ متر است. سیستم نگهداری که برای این تونل توسط مهندسان با توجه به شرایط زمین‌شناسی در نظر گرفته شده، ترکیبی از شاتکریت و قاب مشبک است. با این‌که قاب مشبک در سیستم نگهداری تونل کاربرد وسیعی دارد اما تحقیقات کمی در این مورد انجام شده است. هدف از این پایان‌نامه طراحی سیستم نگهداری شاتکریت مسلح به قاب مشبک با استفاده از روش تفاضل محدود و نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ و همچنین تحلیل خواص هندسی و مقاومتی قاب مشبک است. به این صورت که با استفاده از نرخ همگرایی و رسم منحنی مشخصه عکس‌العمل زمین با کمک نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ و اعمال ترخیص تنش در مدل، سیستم نگهداری مناسب با استفاده از روش مقطع معادل برای تونل حکیم پیشنهاد می‌شود. سپس پایداری تونل به‌وسیله نمودارهای اندرکنش (نمودار گشتاور خمشی-نیروی محوری و نیروی محوری-نیروی برشی) برای مراحل مختلف حفاری مورد ارزیابی قرار گرفته است. در ادامه نتایج نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ با نتایج ابزارهای رفتارسنجی که در تونل نصب شده مقایسه شد که تطابق خوبی با یکدیگر دارند. همچنین تحلیل انجام شده با نرم‌افزار المان محدود و تحلیل سازه SAP 2000 مقایسه شده و عملکرد پوشش برای ترکیب بارهای مختلف مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته که تطابق خوبی را نشان می‌دهد و می‌توان نتیجه گرفت که پوشش تونل به خوبی جوابگوی بارهای وارده است. در نهایت، برای بررسی تاثیر پارامترهای هندسی (شکل قاب مشبک، قطر (سطح مقطع) میلگرد، عرض و ارتفاع قاب مشبک) و پارامترهای مقاومتی قاب مشبک در تونل آنالیز حساسیت صورت گرفته است که نتایج نشان می‌دهند از نظر هندسی قطر (سطح مقطع) میلگرد و ارتفاع قاب مشبک و از نظر مقاومتی تنش تسلیم بیشترین تاثیر را روی پایداری سیستم نگهداری دارند. از طرف دیگر از بین دو قاب مشبک که سطح مقطع و ارتفاع یکسان دارند، قاب مشبک

چهار میله‌ای پایداری ساختاری بیشتری دارد.

کلمات کلیدی: قاب مشبک، نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ ، تونل حکیم، روش مقطع معادل، نرم‌افزار SAP

2000

لیست مقالات مستخرج شده از پایانامه

سلیمانی ص. زارع ش. و باسلیقه ف، (۱۳۹۵)، "ارزیابی و طراحی سیستم نگهداری شاتکریت مسلح به قاب مشبک در تونل حکیم"، دومین کنفرانس بین المللی انسان، معماری، عمران و شهر، ۳۰ و ۳۱ تیر ماه، تبریز

سلیمانی ص. زارع ش. و باسلیقه ف، (۱۳۹۵)، "طراحی سیستم نگهداری شاتکریت مسلح به لتیس گیردر و تحلیل اثر خواص هندسی و مقاومتی لتیس در تونل‌های ناتم (مطالعه موردی تونل حکیم)"، دومین همایش ملی پژوهش‌های مهندسی عمران، ۲۸ مرداد ماه، دانشگاه شهید بهشتی

فصل اول: کلیات

۱-۱	مقدمه.....	۲
۲-۱	مشخصات عمومی طرح.....	۳
۳-۱	ضرورت انجام تحقیق.....	۳
۴-۱	روش انجام تحقیق.....	۴
۵-۱	ساختار پایان نامه.....	۴

فصل دوم: مروری بر تحقیقات انجام شده

۱-۲	مقدمه.....	۸
۲-۲	انواع قاب مشبک.....	۱۰
۳-۲	وظیفه و هدف از نصب قاب مشبک.....	۱۴
۴-۲	فرآیند نصب و راه اندازی قاب مشبک.....	۱۴
۵-۲	رفتار شاتکریت در پوشش تونل.....	۱۷
۱-۵-۲	مقاومت در برابر فشار.....	۱۸
۲-۵-۲	مقاومت در برابر کشش.....	۲۱
۶-۲	رفتار باربری قاب مشبک.....	۲۳
۷-۲	آزمایش تجربی بارگذاری قاب مشبک.....	۲۶

۲۹.....	۸-۲ ارزیابی عددی روش حفاری چند مقطعی
۹-۲	موارد مطالعاتی استفاده از قاب مشبک در سیستم نگهداری تونل‌های بزرگ مقطع NATM در محیط‌های شهری.....
۳۶.....	

فصل سوم: مطالعات زمین‌شناسی و آزمایش‌های ژئوتکنیکی مسیر پروژه تونل حکیم

۴۲.....	۱-۳ مقدمه
۴۲.....	۲-۳ موقعیت جغرافیایی طرح
۴۴.....	۳-۳ زمین‌شناسی گستره مورد مطالعه
۴۴.....	۱-۳-۳ سنگ بستر
۴۴.....	۲-۳-۳ سازند آبرفتی A
۴۵.....	۳-۳-۳ سازند آبرفتی B
۴۵.....	۴-۳-۳ سازند آبرفتی C (سازند آبرفتی تهران)
۴۶.....	۵-۳-۳ سازند D (آبرفت‌های اخیر)
۴۶.....	۴-۳ زمین‌شناسی مسیر تونل
۴۶.....	۵-۳ آبرفت‌های مسیر تونل
۴۷.....	۶-۳ گسل‌های محدوده تونل
۴۷.....	۷-۳ وضعیت آب زیرزمینی در محدوده تونل
۴۸.....	۸-۳ تفکیک واحدهای زمین‌شناسی مهندسی
۴۹.....	۹-۳ مطالعات و آزمایش‌های ژئوتکنیکی
۴۹.....	۱-۹-۳ نتایج آزمایش‌های صحرایی
۵۱.....	۱-۱-۹-۳ نتایج آزمایش‌های چگالی صحرایی (چگالی برجا)
۵۱.....	۲-۱-۹-۳ نتایج آزمایش‌های بارگذاری صفحه‌ای

۵۲	نتایج آزمایش‌های برش برجا..... ۳-۱-۹-۳
۵۴	نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی..... ۲-۹-۳
۵۴	نتایج آزمایش‌های دانه‌بندی..... ۱-۲-۹-۳
۵۴	نتایج آزمایش‌های برش مستقیم..... ۲-۲-۹-۳
۵۵	پیشنهاد پارامترهای ژئوتکنیکی..... ۱۰-۳

فصل چهارم: ارزیابی و طراحی سیستم نگهداری شاکریت مسلح به قاب شبکه

۵۸	مقدمه..... ۱-۴
۵۸	ترسیم هندسه پیشنهادی برای تونل NATM..... ۲-۴
۵۸	مراحل مدل‌سازی با نرم‌افزار FLAC ^{2D} ۳-۴
۵۹	انتخاب محدوده مناسبی از اطراف تونل..... ۱-۳-۴
۵۹	انتخاب مدل رفتاری و تعیین پارامترهای آن..... ۲-۳-۴
۶۱	اعمال شرایط مرزی و تنش‌های اولیه..... ۳-۳-۴
۶۲	حل مدل تا رسیدن به تعادل اولیه (قبل از حفاری)..... ۴-۳-۴
۶۴	روش مناسب حفاری و ترتیب مراحل آن..... ۵-۳-۴
۶۵	اعمال عملیات اجرایی و حفاری تونل در نرم‌افزار FLAC ^{2D} ۱-۵-۳-۴
۶۶	انتخاب گام پیشروی و فاصله جبهه کار از پوشش..... ۲-۵-۳-۴
۶۶	رسم منحنی مشخصه عکس‌العمل زمین..... ۳-۵-۳-۴
۶۷	وقفه زمانی و اعمال ترخیص تنش بین حفر تونل تا نصب سیستم نگهداری..... ۴-۵-۳-۴
۷۲	نصب سیستم نگهداری..... ۴-۴
۷۲	استفاده از روش مقطع معادل در طراحی پوشش موقت تونل‌ها..... ۱-۴-۴
۷۵	معادلات حاکم در رویکرد مقطع معادل..... ۲-۴-۴
۷۷	تعیین نیروی‌های محوری و برشی و گشتاور خمشی به وجود آمده در پوشش مرکب..... ۳-۴-۴

- ۵-۴ تحلیل پایداری پوشش مرکب ۸۶
- ۵-۴-۱ نمودار ظرفیت باربری و اندرکنش گشتاور خمشی-نیروی محوری ۸۶
- ۵-۴-۲ نمودار ظرفیت باربری و اندرکنش نیروی محوری-نیروی برشی ۹۰

فصل پنجم: مقایسه مدل سازی و تحلیل خواص هندسی و مقاومتی قاب مشبک

- ۵-۱ اصول ابزاربندی و رفتارسنجی در محیط های شهری ۹۶
- ۵-۲ سیستم ابزار دقیق بخش های مختلف پروژه ۹۶
- ۵-۲-۱ تعیین تغییر شکل های سطح زمین (نشست سنجی) ۹۷
- ۵-۲-۲ تعیین جابه جایی تونل ۹۷
- ۵-۲-۳ صحت سنجی روش عددی توسط داده های ابزار دقیق ۱۰۰
- ۵-۳ مقایسه تحلیل استاتیکی نرم افزار $FLAC^{2D}$ با نرم افزار SAP 2000 ۱۰۱
- ۵-۳-۱ مراحل طراحی پوشش تونل با نرم افزار SAP 2000 ۱۰۲
- ۵-۳-۱-۱ ترسیم هندسه تونل ۱۰۲
- ۵-۳-۱-۲ تعریف مشخصات مکانیکی مصالح ۱۰۳
- ۵-۳-۱-۳ تعریف مشخصات هندسی قاب ها ۱۰۴
- ۵-۳-۱-۴ اختصاص مشخصات هندسی به المان قاب ها ۱۰۵
- ۵-۳-۱-۵ بارگذاری و ترکیب بارگذاری ۱۰۵
- ۵-۳-۱-۶ انجام تحلیل و مشاهده نتایج ۱۰۶
- ۵-۳-۲ ارزیابی پایداری پوشش تونل ۱۰۹
- ۵-۳-۳ مقایسه نتایج حاصل از نرم افزار $FLAC^{2D}$ با نرم افزار SAP 2000 ۱۱۰
- ۵-۴ تحلیل خواص هندسی و مقاومتی قاب مشبک ۱۱۳
- ۵-۴-۱ تحلیل اثر خواص هندسی ۱۱۴
- ۵-۴-۱-۱ تاثیر قطر میلگرد قاب مشبک ۱۱۴

۱۱۵.....	۲-۱-۴-۵ تاثیر ارتفاع قاب مشبك
۱۱۷.....	۳-۱-۴-۵ تاثیر عرض قاب مشبك
۱۱۷.....	۲-۴-۵ تاثیر خواص مقاومتی قاب مشبك

فصل ششم: نتیجه گیری و پیشنهادها

۱۲۶.....	۱-۶ نتیجه گیری
۱۲۷.....	۲-۶ پیشنهادها
۱۲۸.....	منابع

- شکل ۱-۲: عملیات اجرای شاتکریت به همراه قاب مشبک در تونل حکیم..... ۹
- شکل ۲-۲: مشخصات هندسی و مقطع عرضی قاب مشبک سه میله‌ای..... ۱۰
- شکل ۳-۲: مشخصات هندسی و مقطع عرضی قاب مشبک چهار میله‌ای..... ۱۱
- شکل ۴-۲: اتصال قاب مشبک سه میله‌ای و چهار میله‌ای به یکدیگر با پیچ..... ۱۱
- شکل ۵-۲: صاف کردن سطح تونل..... ۱۵
- شکل ۶-۲: لایه اولیه شاتکریت..... ۱۵
- شکل ۷-۲: نصب قاب مشبک..... ۱۶
- شکل ۸-۲: نصف قاب مشبک در شاتکریت تعبیه شده..... ۱۷
- شکل ۹-۲: قاب مشبک به صورت کامل در شاتکریت تعبیه شده..... ۱۷
- شکل ۱۰-۲: نمودار تنش-کرنش برای شاتکریت در زمان‌های مختلف..... ۱۹
- شکل ۱۱-۲: پیش‌بینی افزایش مقاومت فشاری با زمان..... ۲۰
- شکل ۱۲-۲: پیش‌بینی افزایش مدول الاستیسیته با زمان..... ۲۰
- شکل ۱۳-۲: ماکزیمم کرنش فشاری در مقابل عمر..... ۲۱
- شکل ۱۴-۲: کرنش نهایی (در لحظه شکست) در برابر زمان..... ۲۱
- شکل ۱۵-۲: آزمایش‌های تنش کششی روی بتن مسلح در زمان مختلف..... ۲۳
- شکل ۱۶-۲: نسبت سختی محوری شاتکریت به قاب فولادی در مقابل مدول یانگ و عمر شاتکریت برحسب ساعت..... ۲۵
- شکل ۱۷-۲: سختی محوری و خمشی در برابر ارتفاع قاب فولادی..... ۲۵
- شکل ۱۸-۲: ماکزیمم فشار نگهداری مقاطع مختلف قاب فولادی و قاب مشبک نسبت به ارتفاع..... ۲۷
- شکل ۱۹-۲: طرح آزمایشی برای آزمایش‌های بارگذاری قاب مشبک..... ۲۷
- شکل ۲۰-۲: هندسه سازه و مقطع عرضی قاب مشبک..... ۲۸
- شکل ۲۱-۲: نمودار بار افقی در مقابل جابه‌جایی وسط تیر برای آزمایش قاب مشبک..... ۲۹
- شکل ۲۲-۲: هندسه تونل و اعمال شرایط اولیه..... ۳۰
- شکل ۲۳-۲: رهایی تنش در بالای تونل و تمرکز تنش در اطراف دیواره تاج و کف موقت..... ۳۱
- شکل ۲۴-۲: حفاری و نصب نگهداری اولیه در تاج..... ۳۱
- شکل ۲۵-۲: نیروی محوری و گشتاور خمشی وارده در سیستم نگهداری اولیه شاتکریت (تاج)..... ۳۲

- شکل ۲-۲۶: نیروی محوری وارده در سیستم نگهداری اولیه پیچ سنگ (تاج)..... ۳۲
- شکل ۲-۲۷: کاهش مدول الاستیسیته در پله..... ۳۳
- شکل ۲-۲۸: حفاری و نصب سیستم نگهداری اولیه در پله..... ۳۳
- شکل ۲-۲۹: نیروی محوری و گشتاور خمشی وارده در سیستم نگهداری اولیه شاتکریت (پله)..... ۳۴
- شکل ۲-۳۰: نیروی محوری وارده در سیستم نگهداری اولیه پیچ سنگ (پله)..... ۳۴
- شکل ۲-۳۱: منحنی اندرکنش گشتاور خمشی-نیروی محوری برای سیستم نگهداری اولیه..... ۳۴
- شکل ۲-۳۲: نصب پوشش نهایی بتنی..... ۳۵
- شکل ۲-۳۳: نیروی محوری و گشتاور خمشی وارد شده بر پوشش نهایی بتنی..... ۳۶
- شکل ۲-۳۴: منحنی اندرکنش گشتاور خمشی-نیروی محوری برای پوشش نهایی بتنی..... ۳۶
- شکل ۳-۱: موقعیت تونل حکیم بر روی تصویر ماهواره‌ای..... ۴۳
- شکل ۳-۲: موقعیت تونل حکیم بر روی نقشه تهران..... ۴۳
- شکل ۳-۳: محدوده مسیر تونل واقع در پارک جنگلی چیتگر..... ۴۳
- شکل ۳-۴: نقشه زمین‌شناسی محدوده مورد مطالعه..... ۴۷
- شکل ۳-۵: توزیع فراوانی کلاس‌های مختلف خاک بر اساس تفکیک واحدهای کلی در مسیر تونل..... ۴۸
- شکل ۳-۶: توزیع فراوانی کلاس‌های مختلف خاک بر اساس تفکیک طبقه‌بندی سیستم متحد در مسیر تونل..... ۴۹
- شکل ۳-۷: مقطع عرضی مسیر تونل..... ۵۰
- شکل ۳-۸: تغییرات وزن مخصوص خشک و وزن مخصوص مرطوب (طبیعی) خاک نسبت به عمق در محدوده تونل ۵۱
- شکل ۴-۱: مشخصات هندسی تونل..... ۵۸
- شکل ۴-۲: هندسه مدل و اعمال شرایط اولیه و مرزی..... ۶۱
- شکل ۴-۳: ایجاد تعادل در مدل با کنترل نیروهای نامتعادل کننده گرهی..... ۶۲
- شکل ۴-۴: تاریخچه جابه‌جایی در سقف تونل..... ۶۳
- شکل ۴-۵: تاریخچه زمانی سرعت گرهی در سقف تونل در جهت Y..... ۶۳
- شکل ۴-۶: کنتورهای تنش عمودی قبل از حفاری تونل..... ۶۳
- شکل ۴-۷: ترتیب مراحل مختلف حفاری تونل حکیم..... ۶۵

- شکل ۴-۸: دهانه تونل چیتگر..... ۶۵
- شکل ۴-۹: منحنی مشخصه عکس‌العمل زمین برای مرحله نخست..... ۶۷
- شکل ۴-۱۰: تغییرات نرخ همگرایی برحسب فاصله از جبهه کار..... ۶۹
- شکل ۴-۱۱: میزان ترخیص تنش از روی نمودار GRC برای مرحله نخست..... ۶۹
- شکل ۴-۱۲: ماکزیمم کرنش برشی در اطراف مرحله اول حفاری در اثر اعمال ترخیص تنش..... ۷۱
- شکل ۴-۱۳: کنترول‌های جابه‌جایی در اطراف مرحله اول حفاری در اثر اعمال ترخیص تنش..... ۷۲
- شکل ۴-۱۴: مقطع پوشش مرکب برای دیواره اصلی..... ۷۳
- شکل ۴-۱۵: مقطع پوشش مرکب برای دیواره موقت (تخریبی)..... ۷۳
- شکل ۴-۱۶: (الف) نمایی از یک مقطع لایه نگهدارنده شامل مواد مختلف ۱ و ۲ (ب) مقطع معادل برای لایه مرکب..... ۷۵
- شکل ۴-۱۷: نیروی محوری وارده بر پوشش مرکب در بخش نخست حفاری..... ۷۸
- شکل ۴-۱۸: نیروی محوری وارده بر پوشش مرکب در بخش چهارم حفاری..... ۷۸
- شکل ۴-۱۹: نیروی محوری وارده بر پوشش مرکب بعد از پایان حفاری..... ۷۸
- شکل ۴-۲۰: نیروی محوری وارده بر پوشش مرکب بعد از تخریب دیواره‌های موقت..... ۷۹
- شکل ۴-۲۱: گشتاور خمشی وارده بر پوشش مرکب در بخش نخست حفاری..... ۷۹
- شکل ۴-۲۲: گشتاور خمشی وارده بر پوشش مرکب در بخش چهارم حفاری..... ۷۹
- شکل ۴-۲۳: گشتاور خمشی وارده بر پوشش مرکب بعد از پایان حفاری..... ۸۰
- شکل ۴-۲۴: گشتاور خمشی وارده بر پوشش مرکب بعد از تخریب دیواره‌های موقت..... ۸۰
- شکل ۴-۲۵: نیروی برشی وارده بر پوشش مرکب در بخش نخست حفاری..... ۸۰
- شکل ۴-۲۶: نیروی برشی وارده بر پوشش مرکب در بخش چهارم حفاری..... ۸۱
- شکل ۴-۲۷: نیروی برشی وارده بر پوشش مرکب بعد از پایان حفاری..... ۸۱
- شکل ۴-۲۸: نیروی برشی وارده بر پوشش مرکب بعد از تخریب دیواره‌های موقت..... ۸۱
- شکل ۴-۲۹: مجموع گشتاور خمشی، نیروی محوری و نیروی برشی ارائه شده در مقطع معادل نشان داده شده در شکل ۴-۱۶..... ۸۲
- شکل ۴-۳۰: (الف) گشتاور خمشی، (ب) نیروی محوری و (ج) نیروی برشی توزیع شده در لایه نگهدارنده مرکب نشان داده شده در شکل ۴-۱۶..... ۸۳

- شکل ۴-۳۱: نمایی از مقطع قوسی تحت نیروی محوری و گشتاور خمشی ۸۷
- شکل ۴-۳۲: نمودار اندرکنش گشتاور خمشی-نیروی محوری پوشش مرکب دیواره اصلی برای تمام مراحل حفاری .. ۸۹
- شکل ۴-۳۳: : نمودار اندرکنش گشتاور خمشی-نیروی محوری پوشش مرکب دیواره موقت برای تمام مراحل حفاری ۸۹
- شکل ۴-۳۴: نمایی از مقطع قوسی تحت نیروی محوری و نیروی برشی ۹۰
- شکل ۴-۳۵: نمودار اندرکنش نیروی برشی-نیروی محوری پوشش مرکب دیواره اصلی برای تمام مراحل حفاری ۹۳
- شکل ۴-۳۶: نمودار اندرکنش نیروی برشی-نیروی محوری پوشش مرکب دیواره موقت برای تمام مراحل حفاری ۹۳
- شکل ۵-۱: نمایی از نقاط نصب پین‌های ژئودتیک در تونل حکیم ۹۹
- شکل ۵-۲: نصب پین‌های ژئودتیک در یکی از گالری‌های تونل حکیم..... ۱۰۰
- شکل ۵-۳: هندسه تونل و اختصاص المان فنر به سازه ۱۰۳
- شکل ۵-۴: مقطع شاتکریت برای دیواره اصلی ۱۰۴
- شکل ۵-۵: مقطع شاتکریت برای دیواره موقت..... ۱۰۵
- شکل ۵-۶: توزیع نیروی محوری روی پوشش تونل قبل از تخریب دیواره موقت برای ترکیب بار Comb1 ۱۰۷
- شکل ۵-۷: توزیع گشتاور خمشی روی پوشش تونل قبل از تخریب دیواره موقت برای ترکیب بار Comb1 ۱۰۷
- شکل ۵-۸: توزیع نیروی برشی روی پوشش تونل قبل از تخریب دیواره موقت برای ترکیب بار Comb1 ۱۰۷
- شکل ۵-۹: توزیع نیروی محوری روی پوشش تونل بعد از تخریب دیواره موقت برای ترکیب بار Comb3 ۱۰۸
- شکل ۵-۱۰: توزیع گشتاور خمشی روی پوشش تونل بعد از تخریب دیواره موقت برای ترکیب بار Comb3 ۱۰۸
- شکل ۵-۱۱: توزیع نیروی برشی روی پوشش تونل بعد از تخریب دیواره موقت برای ترکیب بار Comb3 ۱۰۸
- شکل ۵-۱۲: نمودار اندرکنش نیروی محوری-گشتاور خمشی پوشش تونل دیواره اصلی ۱۰۹
- شکل ۵-۱۳: نمودار اندرکنش نیروی محوری-گشتاور خمشی پوشش تونل دیواره موقت..... ۱۱۰
- شکل ۵-۱۴: نقاط مشخص شده جهت مقایسه نیروها و گشتاور خمشی قبل از تخریب دیواره موقت..... ۱۱۱
- شکل ۵-۱۵: نقاط مشخص شده جهت مقایسه نیروها و گشتاور خمشی بعد از تخریب دیواره موقت..... ۱۱۲
- شکل ۵-۱۶: تغییر سطح مقطع قاب مشبک در برابر سختی خمشی ۱۱۴
- شکل ۵-۱۷: تغییر سطح مقطع قاب مشبک در برابر نیروی محوری بحرانی در برابر کشش..... ۱۱۵
- شکل ۵-۱۸: تغییر سطح مقطع قاب مشبک در برابر نیروی برشی بحرانی..... ۱۱۵

- شکل ۵-۱۹: تغییر ممان اینرسی در برابر سختی خمشی ۱۱۶
- شکل ۵-۲۰: تغییر ممان اینرسی در برابر گشتاور خمشی بحرانی ۱۱۶
- شکل ۵-۲۱: نمودار اندرکنش گشتاور خمشی-نیروی محوری پوشش مرکب برای میلگرد AIII ۱۱۸
- شکل ۵-۲۲: نمودار اندرکنش گشتاور خمشی-نیروی محوری پوشش مرکب برای میلگرد AII ۱۱۹
- شکل ۵-۲۳: نمودار اندرکنش گشتاور خمشی-نیروی محوری پوشش مرکب برای شاتکریت یک روزه ۱۲۰
- شکل ۵-۲۴: نمودار اندرکنش گشتاور خمشی-نیروی محوری پوشش مرکب برای شاتکریت ۷ روزه ۱۲۰
- شکل ۵-۲۵: نمودار اندرکنش گشتاور خمشی-نیروی محوری پوشش مرکب برای شاتکریت ۲۸ روزه ۱۲۰

جدول ۱-۲: مشخصات انواع قاب مشبک سه میله‌ای.....	۱۲
جدول ۲-۲: مشخصات انواع قاب مشبک چهار میله‌ای.....	۱۳
جدول ۳-۲: موارد مطالعاتی استفاده از قاب مشبک در سیستم نگهداری تونل‌های بزرگ مقطع در سرتاسر دنیا.....	۳۷
جدول ۴-۲: ادامه جدول ۳-۲.....	۳۸
جدول ۵-۲: ادامه جدول ۳-۲.....	۳۹
جدول ۱-۳: نتایج آزمایش‌های بارگذاری صفحه‌ای.....	۵۲
جدول ۲-۳: نتایج آزمایش برش برجا.....	۵۳
جدول ۳-۳: نتایج آزمایش‌های برش مستقیم بر روی نمونه‌های محدوده تونل.....	۵۵
جدول ۴-۳: پیشنهاد پارامترهای ژئوتکنیکی در محدوده تونل.....	۵۶
جدول ۱-۴: پارامترهای مدل پلاستیک موهر-کلمب در مدل‌سازی.....	۶۱
جدول ۲-۴: مشخصات قاب مشبک چهار میله‌ای برای دیواره اصلی.....	۷۳
جدول ۳-۴: مشخصات قاب مشبک سه میله‌ای برای دیواره موقت گالری‌ها.....	۷۴
جدول ۴-۴: خصوصیات شاتکریت برای دیواره اصلی.....	۷۴
جدول ۵-۴: خصوصیات شاتکریت برای دیواره موقت گالری‌ها.....	۷۴
جدول ۶-۴: توزیع نیروها و گشتاور خمشی روی سیستم نگهداری دیواره اصلی برای مرحله اول حفاری (شاتکریت ۲۸ روزه).....	۸۵
جدول ۷-۴: توزیع نیروها و گشتاور خمشی روی سیستم نگهداری دیواره موقت برای مرحله اول حفاری (شاتکریت ۲۸ روزه).....	۸۵
جدول ۸-۴: توزیع نیروها و گشتاور خمشی روی سیستم نگهداری دیواره اصلی برای مرحله اول حفاری (شاتکریت یک روزه).....	۸۵
جدول ۹-۴: توزیع نیروها و گشتاور خمشی روی سیستم نگهداری دیواره موقت برای مرحله اول حفاری (شاتکریت یک روزه).....	۸۵
جدول ۱-۵: حداکثر جابه‌جایی ثبت شده در تونل جنوبی ایستگاه SST 1490 در عمق ۱۳ متر.....	۹۹
جدول ۲-۵: حداکثر جابه‌جایی ثبت شده با کمک نرم‌افزار FLAC ^{2D} در عمق ۱۳ متر.....	۱۰۱

جدول ۳-۵: تعریف مشخصات مکانیکی شاتکریت.....	۱۰۴
جدول ۴-۵: تعریف مشخصات مکانیکی میلگرد.....	۱۰۴
جدول ۵-۵: مقایسه نیروها و گشتاور خمشی وارده بر تونل در نرم افزار $FLAC^{2D}$ و SAP 2000 قبل از تخریب دیواره موقت.....	۱۱۱
جدول ۶-۵: مقایسه نیروها و گشتاور خمشی وارده بر تونل در نرم افزار $FLAC^{2D}$ و SAP 2000 بعد از تخریب دیواره موقت.....	۱۱۲
جدول ۷-۵: وضعیت پایداری و ناپایداری سیستم نگهداری مرکب شامل شاتکریت و قاب مشبک سه میله ای.....	۱۲۳
جدول ۸-۵: وضعیت پایداری و ناپایداری سیستم نگهداری مرکب شامل شاتکریت و قاب مشبک چهار میله ای.....	۱۲۴

فصل اول

کلیات تحقیق

۱-۱ مقدمه

شاتکریت را می‌توان یکی از مهم‌ترین دستاوردهای پیشرفت فناوری بتن در نظر گرفت، که ده‌ها سال است در پروژه‌های مختلف عمرانی نقش موثری ایفا می‌کند. از نظر موسسه بین‌المللی بتن آمریکا شاتکریت عبارت است از، ملاط و یا بتنی که با فشار و سرعت بالا به سطح مورد نظر پاشیده می‌شود. شاتکریت امروزه در دنیا به دو صورت شاتکریت مخلوط خشک و شاتکریت مخلوط تر مورد استفاده قرار می‌گیرد. شاتکریت تر به دلیل کاهش هزینه و کاهش میزان برگشت بتن نسبت به شاتکریت خشک بیشتر مورد استفاده قرار می‌گیرد. در سال‌های اخیر پیشرفت‌های قابل توجهی در سراسر جهان برای طراحی و ساخت بتن پاشی و پوشش تونل‌ها انجام شده است. از جمله مهم‌ترین این پیشرفت‌ها می‌توان به توسعه نگهداری‌های فولادی اشاره نمود که با توجه به خصوصیات ویژه، به‌عنوان مصالحی مهم در سیستم‌های نگهداری مورد استفاده قرار می‌گیرد که در مقایسه با نگهداری چوبی برای فضاهای زیرزمینی در تونل کیفیت بهتری دارند. به‌طور معمول، این قبیل نگهداری‌های فولادی در وضعیت‌هایی کاربرد دارد که توده سنگ خرد یا تا حدی ضعیف شده که پیچ سنگ قابل استفاده نیست. قاب مشبک نوعی از نگهداری فولادی است که به همراه شاتکریت کاربرد دارد. با توسعه قاب مشبک^۱ در سال ۱۹۷۰، روش‌های متعددی به‌منظور طراحی سیستم‌های نگهداری ابداع گردید. در سال‌های اخیر قاب مشبک به دلیل نصب آسان و انعطاف‌پذیری بالا به عنوان یکی از مهم‌ترین سیستم نگهداری در تونل‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد.

قاب‌های مشبک به دو نوع سه میله‌ای و چهار میله‌ای تقسیم می‌شوند. رایج‌ترین نوع قاب مشبک، سه میله‌ای است که دارای مقطعی به شکل مثلث متساوی الساقین با میله‌ای به قطر بزرگ‌تر در راس

^۱ Lattice girder

و دو میله با قطر کوچک‌تر در گوشه‌های پایین است. از طرفی دیگر، قاب مشبک چهار میله‌ای دارای چهار میله با قطرهای مساوی می‌باشد که در گوشه‌های مقطع یک مربع یا مستطیل واقع شده است. قاب‌های مشبک چهار میله‌ای کاربرد کمتری نسبت به نوع سه میله‌ای دارند. قاب مشبک برای بار استاتیکی قابل توجه طراحی گردیده است که به‌طور کامل توسط شاتکریت محصور و در نتیجه باعث ایجاد سیستمی کامل و قابل اطمینان می‌شود. کیفیت رابطی بین قاب مشبک و شاتکریت توسط خصوصیات مکانیکی شاتکریت (مقاومت فشاری و کششی) و خصوصیات هندسی قاب مشبک مشخص می‌شود. این کیفیت برای پوشش تونل به‌منظور طراحی خصوصیات عملکرد خمشی آن ضروری است (Komselis et al., 2012). با توجه به تفسیرهای بالا هدف از این مطالعه، بررسی مزایا و معایب شاتکریت مسلح به قاب مشبک و طراحی عددی و تحلیلی سیستم نگهداری شاتکریت مسلح به قاب مشبک در تونل‌های شهری است.

۲-۱ مشخصات عمومی طرح

در این تحقیق تونل دوقلوی چیتگر واقع در بزرگراه حکیم به طول یک کیلومتر مورد بررسی قرار گرفته است. علت انتخاب این مسیر این بوده است که شرایط برای ادامه ساخت بزرگراه حکیم در غرب تهران فراهم گردد و از طرفی دیگر پارک جنگلی چیتگر از هر گونه دخل و تصرف در پهنه‌های طبیعی در امان بماند. در واقع از میان گزینه‌های متعددی همچون تقاطع و عبور هم‌سطح، ساخت پل و ساخت زیرگذر، ایجاد تونل تنها گزینه‌ای است که می‌تواند اهداف مذکور را تامین کند. بر اساس طراحی‌های انجام شده در مسیر تونل، حداکثر و حداقل روباره به ترتیب برابر با ۱۳ و ۴ متر است و عرض تونل ۱۷/۸ متر و ارتفاع آن ۱۳/۸ متر می‌باشد (شرکت مهندسين مشاور ساحل، ۱۳۹۲).

۳-۱ ضرورت انجام تحقیق

در شاتکریت به دلیل پایین بودن مقاومت کششی، ترک‌های متعددی در اثر حرکت زمین پس از سخت

شدن مشاهده می‌شود، که با استفاده از نگهداری‌هایی مانند قاب یا قاب مشبک و یا الیاف فولادی می‌توان شاتکریت را تقویت کرد. ترکیب شاتکریت با قاب مشبک باعث تشکیل سیستم نگهداری محکم و قابل اطمینانی می‌شود که به دلیل مزایای گسترده، در سال‌های اخیر منجر به توسعه و پیشرفت چشمگیری شده است. قاب مشبک برای هر روش حفاری با هر هندسه طراحی مناسب است که نیاز به هزینه‌های زیاد و تجهیزات ویژه ندارد. علی‌رغم کاربرد گسترده‌ی سیستم نگهداری قاب مشبک در تونل‌سازی، تحقیقات زیادی در ارتباط با روش طراحی شاتکریت مسلح به قاب مشبک انجام نشده است. به همین دلیل در این پایان‌نامه سعی بر این است که روش‌های طراحی مناسب شاتکریت مسلح به قاب مشبک در یک مطالعه موردی بررسی شود.

۴-۱ روش انجام تحقیق

با استفاده از اطلاعات به دست آمده از آزمایش‌های ژئوتکنیکی مختلف بر روی مغزه‌های حفاری شده، پارامترهای ژئومکانیکی خاک تعیین شدند. این پارامترها بر مبنای تحلیل پایداری، در طراحی سیستم‌های نگهداری تونل مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این مطالعه با استفاده از روش عددی تفاضل محدود و نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ به طراحی فضاهای زیرزمینی مورد مطالعه و سیستم نگهداری مرکب شاتکریت و قاب مشبک پرداخته شده است. در ادامه تحلیل انجام شده با نرم‌افزار المان محدود و تحلیل سازه SAP 2000 مقایسه شده و با بررسی نیروها و گشتاور خمشی ایجاد شده عملکرد پوشش تونل برای ترکیبات بارگذاری مختلف مورد ارزیابی قرار گرفته است. در نهایت با جایگزینی قاب‌های مشبک مختلف با مشخصات متفاوت به تحلیل اثر هندسی و مقاومتی قاب مشبک در تونل پرداخته شده است.

۵-۱ ساختار پایان‌نامه

پایان‌نامه حاضر شامل ۶ فصل است که در پایین به اختصار توضیح داده می‌شود:

فصل اول شامل کلیات طرح اعم از مشخصات عمومی طرح، ضرورت و روش انجام تحقیق است.

فصل دوم شامل مباحث مروری بر مطالعات پیشین، معرفی کامل قاب مشبک به عنوان سیستم نگهداری، ارزیابی رفتار شاتکریت تحت فشار و تحت کشش، رفتار باربری قاب مشبک و آزمایش تجربی قاب مشبک تحت بار افقی می‌باشد. در پایان، موارد مطالعاتی استفاده از قاب مشبک در تونل‌های بزرگ مقطع در یک جدول ارائه شده است.

فصل سوم تحت عنوان مطالعات زمین‌شناسی و آزمایش‌های ژئوتکنیکی منطقه مورد حفاری است. در این فصل به بررسی شرایط زیرسطحی محدوده تونل، وضعیت آب زیرزمینی، موقعیت جغرافیایی محدوده مطالعاتی، ارزیابی رسوبات آبرفتی و زمین‌شناسی منطقه، تفسیر نتایج حاصل از آزمایش‌های صحرایی، آزمایش‌های برشی درجا و آزمایش‌های دانه‌بندی پرداخته شده است. در ادامه بر اساس مطالعات شرکت مهندسين مشاور ساحل پیشنهادی در ارتباط با پارامترهای ژئوتکنیکی در محدوده ارائه شده است.

فصل چهارم در ارتباط با ارزیابی و طراحی سیستم نگهداری شاتکریت مسلح به قاب مشبک است. در ابتدای این فصل با توجه به روش حفاری تونل و با کمک نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ ، به مدل‌سازی آن‌ها پرداخته و با نشان دادن حداکثر نیروها و گشتاور خمشی ایجاد شده در پوشش با استفاده از منحنی اندرکنش نیروی محوری-گشتاور خمشی و منحنی اندرکنش نیروی محوری-نیروی برشی، پایداری سیستم نگهداری مورد ارزیابی قرار گرفته است.

فصل پنجم در ارتباط با مقایسه مدل‌سازی و تاثیر خواص هندسی و مقاومتی قاب مشبک در تونل است. برای این منظور تحلیل انجام شده با نرم‌افزار SAP 2000 مقایسه شده و با بررسی نیروها و گشتاور خمشی وارد شده بر مدل، عملکرد سیستم نگهداری برای ترکیبات بارگذاری مختلف مورد ارزیابی قرار گرفته است. در ادامه، جهت صحت سنجی مدل ایجاد شده در نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ ، نتایج جابه‌جایی‌های صورت گرفته در مدل با داده‌های رفتارسنجی مقایسه شده است. در پایان، تاثیر خواص هندسی و

مقاومتی قاب مشبک در تونل مورد بررسی قرار گرفته است.

در فصل ششم شامل نتیجه گیری و پیشنهادها خواهد بود.

فصل دوم

مروری بر مطالعات انجام شده

۱-۲ مقدمه

روشی که می‌تواند جایگزین قاب‌های فولادی شود، استفاده از قاب مشبک است. قاب مشبک از اواخر سال ۱۹۷۰ برای نگهداری تونل مورد استفاده قرار گرفته است. در دهه‌های اخیر قوس‌های فولادی سنگین جای خود را به قوس فولادی سبک‌تر و قاب‌های مشبک کنترل‌پذیرتر داده است. قاب‌های فولادی و قاب‌های مشبک اساساً عملکرد مشابهی دارند. آن‌ها را می‌توان به‌عنوان پوشش نگهداری موقت یا بخشی از پوشش دائمی استفاده کرد (Komselis et al., 2012).

روش نگهداری بر اساس قاب مشبک در سراسر جهان برای چندین دهه به دلیل انعطاف‌پذیری و توانایی نصب آسان استفاده می‌شود. سپس بتن پاشی به دو روش خشک یا تر بر روی مقطع حفاری صورت می‌پذیرد. در این حالت میلگردها به همراه شاتکریت تشکیل مقطع بتن‌آرمه را خواهند داد. قاب مشبک در شرایط کشش و فشار دارای مقاومت بالایی است؛ بنابراین می‌تواند گشتاور خمشی بالایی را تحمل کند ولی وزن کمتری نسبت به قاب‌های فولادی دارد. به همین دلیل برای سنگ‌های ضعیف که تغییر شکل شعاعی بالا از خود نشان می‌دهند، به‌خصوص در سیستم نگهداری اولیه مناسب است. قاب‌های فولادی مقاومت و سختی بالایی دارند ولی به خاطر خصوصیات هندسی آن‌ها، ممکن است حفره‌های غیرمنتظره‌ای در پوشش شاتکریت ایجاد شود که می‌تواند سبب خوردگی فولاد در بین شاتکریت شود از طرف دیگر اگر تونل زیر سطح ایستابی باشد می‌تواند معبری برای عبور آب باشد. به خاطر هندسه سه‌بعدی قاب مشبک، امکان ایجاد حفره در پوشش شاتکریت به میزان زیادی کاهش می‌یابد (Kim et al., 2013). شبکه باز این تیرها موجب می‌شود که شاتکریت به راحتی داخل آن جای گرفته و بنابراین یک سازه مرکب^۱ تشکیل شود. شکل ۱-۲ عملیات اجرای شاتکریت به همراه

^۱ Composite structure

قاب مشبک را در تونل حکیم نشان می‌دهد.



شکل ۱-۲: عملیات اجرای شاتکریت به همراه قاب مشبک در تونل حکیم (موسسه حرا، ۱۳۹۲)

مزیت‌های اصلی قاب‌های مشبک عبارت‌اند از (Hjálmarsson 2011, Komselis et al., 2012)

(Baumann and Betzle 1984):

- نگهداری فوری محل حفاری شده.
- تنظیم ساده و شکل دادن به هندسه حفاری.
- راهنمایی دقیق برای به کار بردن ضخامت شاتکریت.
- نصب و راه‌اندازی ساده و سریع.
- نگهداری موقت برای شاتکریت تا زمانی که از مقاومت کافی برای نگهداری خود بهره‌مند شود.
- نگهداری فوری در منطقه‌ای از سینه کار تونل در سراسر طول بخش حفاری شده.
- ظرفیت گشتاور بالا.

- اتصال گیرداری دقیق برای ایستگاه‌های ابزار دقیق همگرایی تونل

معایب اصلی عبارت انداز:

- باید به موقع سفارش یا به موقع در محل ساخته شود.

- اغلب منجر به افزایش استفاده از شاتکریت می‌شود.

۲-۲ انواع قاب مشبک

دو نوع اساسی از قاب مشبک وجود دارد:

۱- قاب مشبک سه میله‌ای^۱: قاب مشبک سه میله‌ای، رایج‌ترین نوع قاب است که دارای مقطعی به

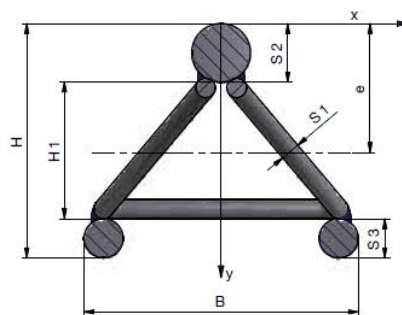
شکل مثلث متساوی الساقین با میله‌ای با قطر (۲۵ تا ۴۰ mm) در راس (در نوک) و دو میله با قطر

(۲۰ تا ۳۲ mm) در گوشه‌های پایه (کف) ساخته شده است. میله راس به وسیله میله‌هایی با قطر

(۱۰ تا ۱۲ mm) از دو میله پایه جدا شده که به صورت سینوسی^۲ در هر گره به میله اصلی جوش

داده شده است. شکل ۲-۲ و جدول ۱-۲ مشخصات نوعی از قاب مشبک سه میله‌ای را نشان می‌دهد

(Komselis et al., 2012 , Hjálmarsson 2011).

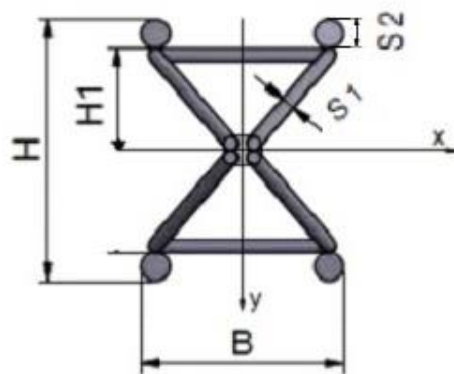


شکل ۲-۲: مشخصات هندسی و مقطع عرضی قاب مشبک سه میله‌ای (System pantex lattice girder)

^۱ Three-Bar or Three -Chord

^۲ Sinusoidal Bars

۲- قاب مشبک چهار میله‌ای^۱: قاب مشبک چهار میله‌ای دارای چهار میله با قطرهای مساوی (۲۰ تا ۴۰ mm) که در گوشه‌های یک مقطع مربعی یا مستطیلی واقع شده است. جفت میله‌ها در هر طرف متقابل مستطیل توسط میله سینوسی (۱۰ تا ۱۲ mm) تفکیک و محکم شده است. شکل ۳-۲ و جدول ۲-۲ مشخصات نوعی از قاب مشبک چهار میله‌ای را نشان می‌دهد (Komselis et al., 2012 , Hjálmarsson 2011).



شکل ۳-۲: مشخصات هندسی و مقطع عرضی قاب مشبک چهار میله‌ای (System pantex lattice girder)
 انتهای قاب مشبک به وسیله صفحات فولادی با پیچ و یا توسط جوش به یکدیگر متصل می‌شوند.
 شکل ۴-۲ نحوه‌ی اتصال قاب مشبک سه میله‌ای و چهار میله‌ای را نشان می‌دهد.



شکل ۴-۲: اتصال قاب مشبک سه میله‌ای و چهار میله‌ای به یکدیگر با پیچ (Hjálmarsson, 2011)

^۱ Four-Bar or Four –Chord

جدول ۱-۲: مشخصات انواع قاب مشبک سه میله‌ای (System pantex lattice girder)

نام گذاری (PH1-S3-S2)	H1 (mm)	S1 (mm)	S2 (mm)	S3 (mm)	وزن (Kg/m)	H (mm)	B (mm)	A (cm ²)	e (mm)	I _x (cm ⁴)
P۹۵-۲۰-۲۵	۹۵	۱۰	۲۵	۲۰	۱۰/۸	۱۴۰	۱۸۰	۱۱/۱۹	۷۸/۵	۳۸۴
P۹۵-۲۰-۳۰			۳۰	۲۰	۱۲/۵	۱۴۵		۱۳/۳۵	۷۲	۴۸۵
P۹۵-۲۰-۳۶			۳۶	۲۰	۱۴/۹	۱۵۱		۱۶/۴۸	۶۵	۵۹۸
P۹۵-۲۵-۳۰			۳۰	۲۵	۱۵/۳	۱۵۰		۱۶/۸۹	۸۶/۸۱	۶۲۵
P۹۵-۲۵-۳۶			۳۶	۲۵	۱۷/۷	۱۵۶		۲۰/۰۲	۸۰	۸۰۰
P۹۵-۳۰-۳۶			۳۶	۳۰	۲۱/۱	۱۶۱		۲۴/۳۴	۹۲/۱۵	۹۸۷
P۱۱۵-۲۰-۲۵	۱۱۵	۱۲	۲۵	۲۰	۱۱	۱۶۰	۲۲۰	۱۱/۱۹	۹۰/۵	۵۲۵
P۱۱۵-۲۰-۳۰			۳۰	۲۰	۱۲/۷	۱۶۵		۱۳/۳۵	۸۱	۶۵۸
P۱۱۵-۲۰-۳۶			۳۶	۲۰	۱۵/۱	۱۷۱		۱۶/۴۸	۷۳	۸۰۵
P۱۱۵-۲۵-۳۰			۳۰	۲۵	۱۵/۵	۱۷۰		۱۶/۸۹	۹۸	۸۴۳
P۱۱۵-۲۵-۳۶			۳۶	۲۵	۱۷/۹	۱۷۶		۲۰/۰۲	۸۹	۱۰۷۲
P۱۱۵-۳۰-۳۶			۳۶	۳۰	۲۱/۳	۱۸۱		۲۴/۳۴	۱۰۵	۱۳۱۴
P۱۳۰-۲۰-۲۵	۱۳۰	۱۲	۲۵	۲۰	۱۱/۲	۱۷۵	۲۲۰	۱۱/۱۹	۹۷/۶	۶۴۴
P۱۳۰-۲۰-۳۰			۳۰	۲۰	۱۲/۹	۱۸۰		۱۳/۳۵	۸۹	۸۰۵
P۱۳۰-۲۰-۳۶			۳۶	۲۰	۱۵/۳	۱۸۶		۱۶/۴۸	۸۰	۹۸۱
P۱۳۰-۲۵-۳۰			۳۰	۲۵	۱۵/۷	۱۸۵		۱۶/۸۹	۱۰۷	۱۰۲۸
P۱۳۰-۲۵-۳۶			۳۶	۲۵	۱۸/۱	۱۹۱		۲۰/۰۲	۹۷	۱۳۰۱
P۱۳۰-۳۰-۳۶			۳۶	۳۰	۲۱/۵	۱۹۶		۲۴/۳۴	۱۱۳	۱۵۹۱

جدول ۲-۲: مشخصات انواع قاب مشبک چهار میله‌ای (System pantex lattice girder)

نام‌گذاری (P2H1-S2)	H1 (mm)	S1 (mm)	S2 (mm)	وزن (Kg/m)	H (mm)	B (mm)	A (cm ²)	I_x (cm ⁴)
P۱۹۰-۲۰	۹۵	۱۰	۲۰	۱۳/۹	۲۳۰	۱۸۰	۱۲/۵۹	۱۲۷۱
P۱۹۰-۲۵			۲۵	۱۹/۳	۲۴۰		۱۹/۶۴	۲۰۴۳
P۱۹۰-۳۰			۳۰	۲۶/۱	۲۵۰		۲۸/۲۸	۳۰۲۵
P۱۹۰-۳۶			۳۶	۳۵/۹	۲۶۲		۴۰/۸	۴۵۰۹
P۲۳۰-۲۰	۱۱۵	۱۰	۲۰	۱۴/۳	۲۷۰	۲۲۰	۱۲/۵۹	۱۸۲۵
P۲۳۰-۲۵			۲۵	۱۹/۷	۲۸۰		۱۹/۶۴	۲۹۰۷
P۲۳۰-۳۰			۳۰	۲۶/۵	۲۹۰		۲۸/۲۸	۴۲۹۰
P۲۳۰-۳۶			۳۶	۳۶/۳	۳۰۲		۴۰/۸	۶۳۷۱
P۲۶۰-۲۰	۱۳۰	۱۰	۲۰	۱۴/۷	۳۰۰	۲۲۰	۱۲/۵۹	۲۲۹۶
P۲۶۰-۲۵			۲۵	۲۰/۱	۳۱۰		۱۹/۶۴	۳۶۷۷
P۲۶۰-۳۰			۳۰	۲۶/۹	۳۲۰		۲۸/۲۸	۵۳۹۴
P۲۶۰-۳۶			۳۶	۳۶/۷	۳۳۲		۴۰/۸	۷۹۷۷/۲

قاب مشبک چهار میله‌ای عملکرد ساختاری بهتری از قاب مشبک سه میله‌ای نشان می‌دهد. از بین دو نوع قاب مشبکی که سطح مقطع برابر دارند و با مواد یکسان ساخته شده‌اند، ممان اینرسی قاب مشبک چهار میله‌ای بزرگ‌تر است. به همین دلیل مقاومت و سختی خمشی قاب مشبک چهار میله‌ای نسبت به سه میله‌ای بزرگ‌تر است؛ بنابراین قاب مشبک چهار میله‌ای عملکرد بهتری نسبت به قاب مشبک سه میله‌ای نشان می‌دهد زیرا مقاومت کم‌انحراف متناسب با سختی خمشی است. از این‌رو می‌توان نتیجه گرفت که قاب مشبک چهار میله‌ای پایداری سازه‌ای بهتری در تونل سازی از خود نشان می‌دهد (Kim et al., 2013).

۳-۲ وظیفه و هدف از نصب قاب مشبک

قاب‌های مشبک دستورالعمل‌های مهم زیر را در فرایند تونل سازی فراهم می‌آورند (Komselis *et al.*, 1984, Baumann and Betzle 2012):

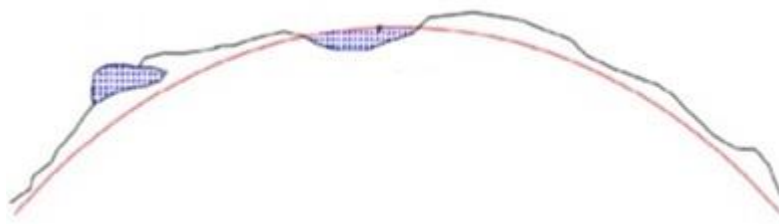
- نگهداری موقت اضطراری یا نگهداری برای زمین ناپایدار
- راهنمای قالب یا الگویی دقیق برای مقطع حفاری تونل.
- گیرداری صلب و نگهداری تقویتی فولاد برای قوس درونی و بیرونی پوسته‌ی پوشش شاتکریت.
- پایه‌ای ثابت برای انواع روش‌های پیش نگهداری.
- نگهداری موقت از زمانی که نصب می‌شود تا هنگامی که شاتکریت مقاومت کافی برای نگهداری خود به دست بیاورد.
- راهنمایی دقیق برای ضخامت شاتکریت.
- اتصالات محکم و دقیق برای ایستگاه‌های رفتارسنجی همگرایی تونل.

۴-۲ فرآیند نصب قاب مشبک

قاب مشبک معمولاً اولین عضو سازه‌ای در حفاری تونل است که یا بلافاصله بعد از تمام شدن یک گام حفاری و یا بعد از به کار گرفتن یک‌لایه شاتکریت برای حفاظت از پروفیل ناپایدار، نصب می‌شود. قاب‌های مشبک را می‌توان به وسیله میلگردهای جانبی به یکدیگر محکم کرد.

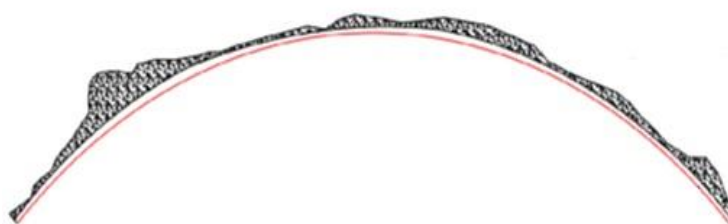
نصب قاب‌های مشبک به شدت به شرایط زمین‌شناسی و نحوه استقرار آن‌ها وابسته است. فرآیند نصب قاب مشبک در تونل‌هایی که درون سنگ‌های ضعیف یا درون خاک است، در هشت مرحله به صورت زیر توضیح داده شده است:

مرحله ۱) مسطح کردن (صاف کردن) سطح تونل که همیشه اولین قدم در هر فرآیند از نصب نگهداری است. این کار خطر سقوط شاتکریت را به حداقل می‌رساند و باعث می‌شود محیط کار امن‌تری در سینه کار تونل به وجود بیاید. حذف بیرون‌زدگی تونل در برش عمودی همان‌طور که در شکل ۵-۲ نشان داده شده است نیز باید در این مرحله، قبل از بتن‌پاشی انجام شود (Hjálmarsson 2011).



شکل ۵-۲: صاف کردن سطح تونل (Hjálmarsson 2011)

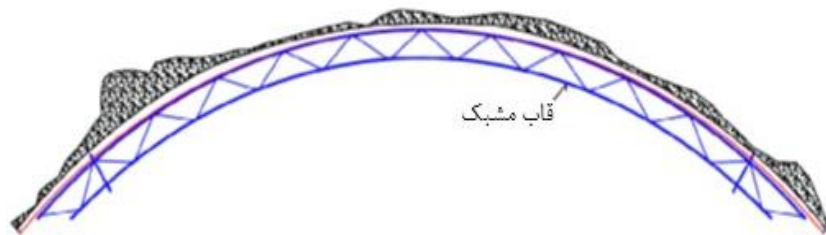
مرحله ۲) پس از صاف کردن دیواره‌های تونل و سقف باید با نصب شاتکریت آن را محکم و حفظ کرد. نصب اولین لایه شاتکریت می‌تواند هم بسیار زمان‌بر باشد و هم می‌تواند استهلاک مواد را زیاد کند (شکل ۶-۲). گاهی وقت‌ها وزن شاتکریت باعث ایجاد تنش برشی بیش از حد در سنگ ضعیف یا خاک می‌شود و باعث سقوط شاتکریت و سنگ و یا خاک می‌شود (Hjálmarsson 2011).



شکل ۶-۲: لایه اولیه شاتکریت (Hjálmarsson 2011)

مرحله ۳) در این مرحله (معمولا) قاب‌های مشبک اولین عضو سازه‌ای هستند که بعد از لایه اولیه شاتکریت که هنوز به‌عنوان عضو سازه‌ای در نظر گرفته نمی‌شود، نصب می‌شود (شکل ۷-۲). قاب‌های

مشبک در کف تونل سرهم شده و به هم جوش داده می‌شود و به وسیله‌ی یک دستگاه حفار^۱ بالا می‌روند. برای اطمینان از اینکه قاب‌ها در موقعیتی درست هستند باید توسط یک سیستم هدایت لیزری^۲ و یا یک نقشه‌بردار بررسی شوند (Hjálmarsson 2011).



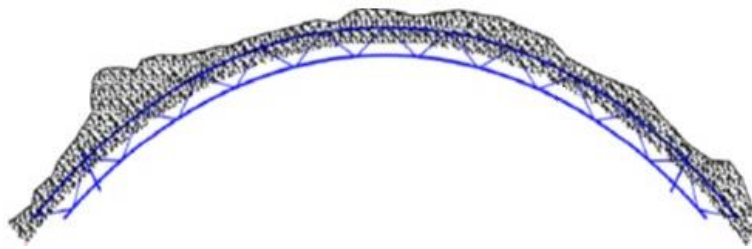
شکل ۷-۲: نصب قاب مشبک (Hjálmarsson 2011).

مرحله ۴) مش فولادی نیز معمولاً پشت قاب مشبک نصب می‌شود. این هم به مقاومت کششی شاتکریت بین قاب‌ها می‌افزاید و هم به انتقال بار روی تکیه‌گاه اصلی کمک می‌کند که در این مورد تیر بتنی توسط قاب مشبک و شاتکریت تقویت شده است. میلگردهای هم‌پوشان شده نقاط اتصال تیر باید برای متحد کردن گشتاور و ظرفیت برشی تیر نصب شوند (Hjálmarsson 2011).

مرحله ۵) در این لحظه شاتکریت برای پوشاندن مش فولادی و قاب مشبک استفاده می‌شود. در این مرحله تنها نصف تیر برای جلوگیری از اضافه بار تیر در شاتکریت تعبیه می‌شود؛ زیرا شاتکریت ضعیف است و قادر به نگهداری خود نیست. در شکل ۸-۲ نصف قاب مشبک در شاتکریت تعبیه شده است (Hjálmarsson 2011).

^۱ Drill rig

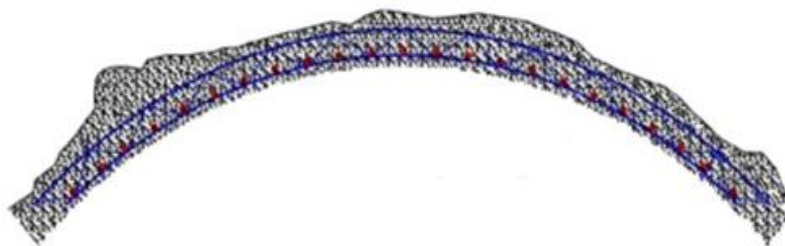
^۲ Laser Guidance



شکل ۲-۸: نصف قاب مشبک در شاتکریت تعبیه شده (Hjálmarsson, 2011)

مرحله ۶) در این لحظه گام بعدی تونل حفاری می‌شود.

مرحله ۷) بعد از آن مراحل ۱ تا ۵ به منظور نصب قاب مشبک بعدی تکرار می‌شود، قاب‌های مشبک را با میله جانبی^۱ به هم وصل می‌کنند و با شاتکریت می‌پوشانند. با اتصال تمام تیرها به هم توسط میله‌های جانبی پوشش نگهداری پیوسته‌ای به دست می‌آید. شکل ۲-۹ قاب مشبک که به صورت کامل درون شاتکریت تعبیه شده است را نشان می‌دهد (Hjálmarsson 2011).



شکل ۲-۹: قاب مشبک به صورت کامل در شاتکریت تعبیه شده (Hjálmarsson 2011)

مرحله ۸) نصب قاب مشبک قبلی هم اکنون به پایان رسید و مرحله ۶ تا ۸ برای قاب مشبک فعلی تکرار می‌شود.

۲-۵ رفتار شاتکریت در پوشش تونل

شاتکریت در روزهای اولیه از کاربرد خود رفتار متغیری از خود نشان می‌دهد و خواص آن بسیار متغیر است که با گذشت زمان از شدت تغییرات کاسته می‌شود، به طوری که پس از ۲۸ روز عملاً تغییرات

^۱ Side Bar

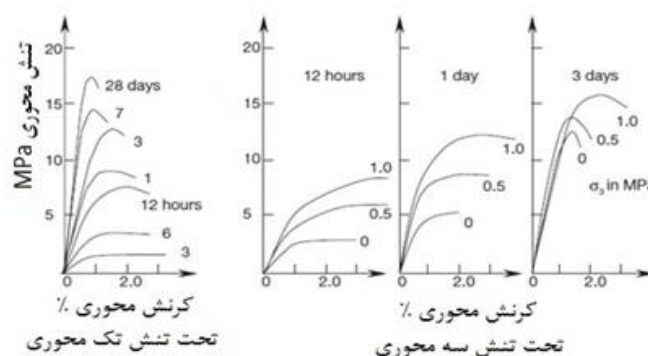
متوقف می‌شود. برخی از رفتارهای پیچیده که شاتکریت از خود نشان می‌دهد به صورت زیر است (Thomas 2009):

- خواص مکانیکی شاتکریت مانند محصول واکنش هیدراتاسیون نسبتاً زیاد تغییر می‌کند و یک بتن محکم تشکیل می‌دهد.
- میزان تغییر خواص به علت هیدراتاسیون در ابتدا سریع است و با گذشت زمان آهسته می‌شود.
- در شکل سخت شده شاتکریت، وقتی که تحت فشار باشد به صورت یک ماده پلاستیکی غیرخطی عمل می‌کند.
- در کشش، بتن ابتدا یک ماده الاستیسیته خطی است که پس از آن به صورت ترد می‌شکند.
- برای غلبه بر شکست ترد، معمولاً میلگردهای (تقویت‌های) کششی اضافه می‌شود.
- شاتکریت افت حجمی نشان می‌دهد.
- رفتار خزش شاتکریت می‌تواند مشخص شود و با گذشت زمان تغییر می‌کند.

۲-۵-۱ مقاومت در برابر فشار

مقاومت فشاری اغلب اولین پارامتری است که یک مهندس وقتی که یک ماده جدید در نظر می‌گیرد، تعیین می‌کند؛ مانند همه‌ی مواد، مقاومت بتن تا حدود زیادی توسط ترک‌ها و نقص‌های درون مواد و تا حدودی توسط مقاومت‌های ذاتی اجزای اصلی و واکنش بین آن‌ها تعیین می‌شود. شکست بتن در فشار توسط ترک خوردن تحت فشار تک‌محوری یا دو‌محوری و خرد شدن تحت تنش چند محوری تعیین می‌شود. وجود ریزترک‌ها که به علت هیدراتاسیون (جذب آب) و انقباض بتن است، وقتی شروع به رشد می‌کند که بار از حدود ۳۰٪ ماکزیمم مقاومت فشاری بتن بالغ تجاوز کند. اگر بار اعمال شده به بالای حدود ۷۰٪ ماکزیمم مقاومت فشاری برسد، ترک‌خوردگی درون خمیر رخ می‌دهد و ریزترک‌ها شروع به بسته شدن می‌کنند. وقتی که بار به ماکزیمم مقاومت فشاری برسد، باری که بتن بتواند تحمل کند کاهش می‌یابد و ترک‌های بزرگ شکل می‌گیرند و بتن می‌شکند.

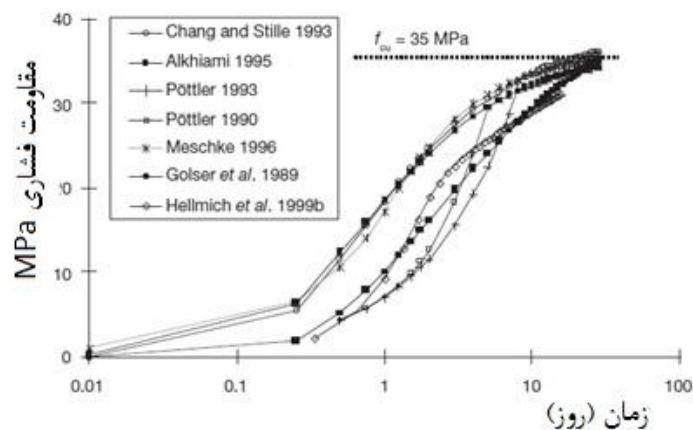
شکل ۲-۱۰ نمودار تنش-کرنش شاتکریت نسبت به زمان تحت بارگذاری تک محوری و سه محوری را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌کنید، نمودار تنش-کرنش در ساعت‌های اولیه به صورت نرم شوندگی کرنش است و خاصیت شکل‌پذیری بیشتری دارد و رفته رفته هرچه عمر شاتکریت بیشتر و شاتکریت سخت‌تر می‌شود، نمودار به سوی سخت‌شوندگی کرنش می‌رود و بتن شکننده‌تر می‌شود و همچنین مقاومت فشاری بتن افزایش می‌یابد. (Thomas 2009).



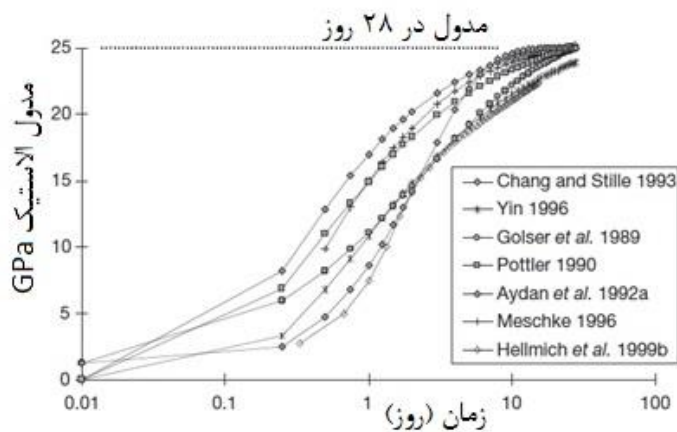
شکل ۲-۱۰: نمودار تنش-کرنش برای شاتکریت در زمان‌های مختلف (Thomas 2009)

تحت تنش‌های سه محوری فشاری، ترک‌خوردگی ممکن است توسط تنش‌های جانبی متوقف شود. اگر این تنش‌های جانبی زیاد باشد، بتن خرد می‌شود؛ بنابراین ماکزیمم تنش فشاری تحت بارگذاری سه محوری فشاری خیلی بیشتر از مقاومت تک‌محوری یا دوماحوری است. با این حال در مورد پوشش تونل‌ها، حالت تنش تا حدود زیادی دوماحوری است. مشخصات مقاومت فشاری ۲۰ MPa (برای شاتکریت موقت) الی ۴۰ MPa یا بالاتر (برای شاتکریت دائم) در ۲۸ روز است.

در پایان اگر شاتکریت به درستی پاشیده شود، به مقاومت‌های اولیه و بلند مدت بالایی دست می‌یابد. شکل دقیق منحنی مقاومت فشاری به مخلوط شاتکریت و مواد افزودنی آن بستگی دارد. شکل ۲-۱۱ روند تغییر مقاومت فشاری شاتکریت نسبت به زمان را نشان می‌دهد. همچنین مطابق با شکل ۲-۱۲ مدول الاستیسیته شاتکریت مشابه با مقاومت فشاری بتن با افزایش عمر بتن روند صعودی دارد (Thomas 2009).

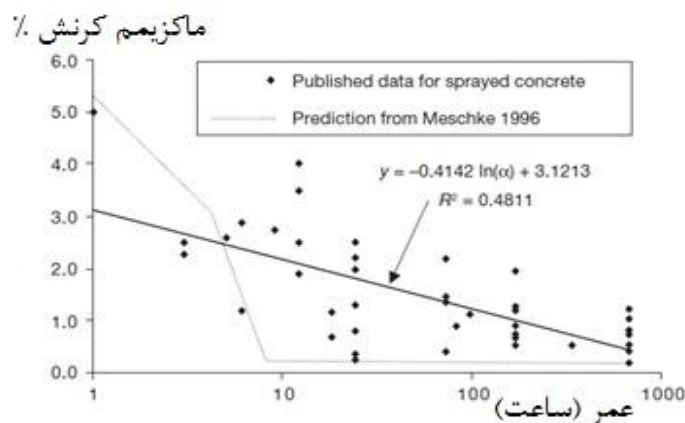


شکل ۱۱-۲: پیش‌بینی افزایش مقاومت فشاری با زمان (Thomas 2009)



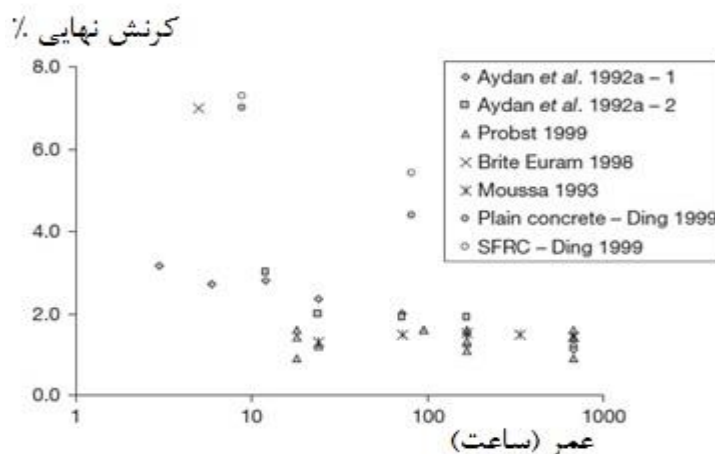
شکل ۱۲-۲: پیش‌بینی افزایش مدول الاستیسیته با زمان (Thomas 2009)

شاتکریت می‌تواند در ساعت‌ها و روزهای اولیه در مقابل کرنش پلاستیکی بسیار بزرگ مقاومت کند. در ماکزیمم تنش، کرنش با افزایش عمر (زمان) کاهش می‌یابد. همان‌طور که در شکل ۲-۱۳ مشاهده می‌شود، میزان کرنش از ۰.۵٪ در اولین ساعت تا مقدار نسبتاً ثابت ۰.۱٪ در ۱۰۰ ساعت به بعد تغییر می‌کند. میزان ماکزیمم کرنش بتن بالغ در بارگذاری دومحوره و تک‌محوره معمولاً حدود ۰/۳ درصد در نظر گرفته می‌شود (Thomas 2009).



شکل ۲-۱۳: ماکزیمم کرنش فشاری در مقابل عمر (Thomas 2009).

کرنش نهایی (در لحظه شکست) نیز با عمر کاهش می‌یابد (شکل ۲-۱۴) و رفتار بتن به سمت شکنندگی بیشتر می‌رود. رفتار تغییر شکل‌پذیری بتن بالغ تحت تاثیر اجزای تشکیل‌دهنده بتن نیست.



شکل ۲-۱۴: کرنش نهایی (در لحظه شکست) در برابر زمان (Thomas 2009).

۲-۵-۲ مقاومت در برابر کشش

در صورتی که بتن تحت کشش قرار گیرد، ترک‌خوردگی رفتار بتن را بیشتر تعیین می‌کند نسبت به حالتی که تحت فشار بوده است. به میزان ۶۰٪ یا بیشتر ماکزیمم تنش کششی تک‌محوری، ریزترک‌های جدید به وجود می‌آید بنابراین رفتار بتن به صورت الاستیسیته خطی است. به میزان ۷۵٪ ماکزیمم تنش کششی تک‌محوری، گسترش ترک ناپایدار شروع می‌شود و ترک‌های اندکی به سرعت رشد می‌کنند

تا اینکه بتن شکست شود.

از آنجاکه مقاومت کششی بتن خیلی پایین تر از مقاومت فشاری است در بسیاری از موارد، شکست کششی (ترک خوردن) رخ می دهد درحالی که تنش های فشاری به خوبی زیر سطح شکست هستند. معمولاً مقاومت کششی بتن را در طراحی نادیده می گیرند زیرا کوچک است (حدود یک دهم مقاومت فشاری) و به خاطر طبیعت شکننده بودن شکست، یک مرتبه به ماکزیمم مقدار خود می رسد. مقاومت کششی شاتکریت غیرمسلح (f_{tu})، به ندرت مورد آزمایش قرار می گیرد. در صورت عدم وجود داده های دیگر، مقاومت کششی را می توان به کمک معادله (۱-۲) از مقاومت فشاری (f_{cu}) برآورد کرد (Thomas 2009):

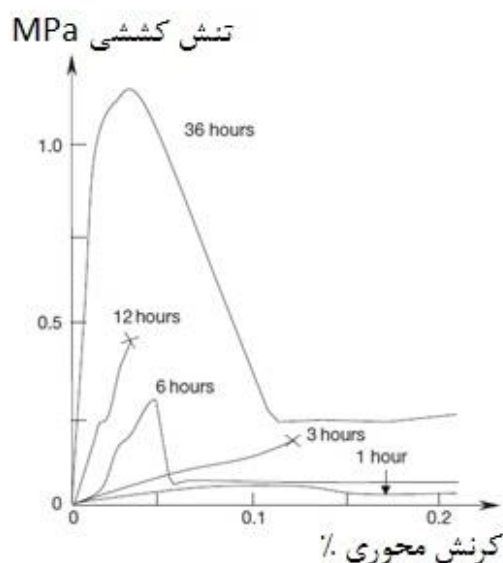
$$f_{tu} = 0.3 f_{cu}^{0.67} \quad (1-2)$$

برای خنثی کردن این اثر، آرماتور کششی به بتن اضافه می شود. تقویت در پوشش شاتکریت تونل ها معمولاً توسط شبکه فولادی، فیبر فولادی و یا قاب مشبک انجام می شود. وقتی که بتن مسلح تحت یک تنش کششی قرار گیرد، ترک خوردگی مانند قبل در بتن رخ می دهد. با این حال پیوند بین بتن ترک نخورده و میلگرد فولادی اجازه یک انتقال تدریجی بار کششی از بتن در حال ترک خوردن به فولاد، مطابق با افزایش بار کششی می دهد. بتن مسلح به عنوان سازه مرکب عمل می کند. از این رو یک واکنش سخت تری به بارگذاری می دهد نسبت به بتن یا آرماتوری که به تنهایی استفاده می شود. به این پدیده سخت شدن کشش می گویند (Thomas 2009).

نمودار تنش- کرنش بتن بالغ تحت آزمایش تک محوری تا حدود ۶۰٪ ماکزیمم تنش تسلیم به صورت الاستیسیته خطی است. به همان اندازه که ریزترک های بیشتری در بتن رخ می دهد، واکنش بتن نرم تر می شود تا اینکه به ماکزیمم تنش برسد. رفتار بتن پس از ترک خوردگی بسیار غیرخطی و ناهمسانگرد است. بعد از ماکزیمم تنش، تنش برای بتن غیرمسلح به سرعت به صفر سقوط می کند. تقویت بتن باعث

می‌شود که بتن حتی اگر ترک خورده باشد بتواند نیروی‌های کششی را تحمل کند.

شاتکریت در اولین ساعات، رفتار پلاستیک از خود نشان می‌دهد. با این حال کرنش نهایی به سرعت با افزایش زمان کاهش می‌یابد. در آزمایش کششی تک‌محوری، شاتکریت ساده و مسلح به‌طور مشابه رفتار می‌کنند و در بتن ساده، کرنش نهایی به‌شدت در چند ساعت اول کاهش می‌یابد. اثر تقویت روی بتن برای زمان‌های مختلف در شکل ۲-۱۵ نشان داده شده است (Thomas 2009).



شکل ۲-۱۵: آزمایش‌های تنش کششی روی بتن مسلح در زمان مختلف (Thomas 2009).

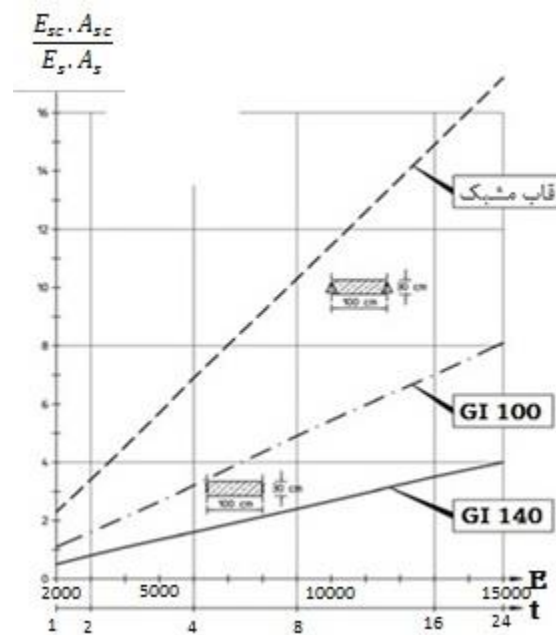
۶-۲ رفتار باربری قاب مشبک

قاب‌های مشبک فقط وقتی به‌عنوان نگهداری قابل اجرا هستند که یک حلقه بسته تشکیل دهند. برای تونل‌سازی به روش NATM، رفتار باربری قاب‌های مشبک بر پایه پیوندشان با پوسته شاتکریت است. بلافاصله بعد از اینکه قاب مشبک نصب و با شاتکریت پوشانده شد، شاتکریت هنوز مدول یانگ خیلی پایینی دارد، اساساً هر باری که از زمین اطراف قبل از قرار دادن شاتکریت یا سخت شدن آن وارد می‌شود باید توسط قاب مشبک تحمل شود. این قبیل بارها ممکن است به علت لغزش یا سقوط بلوک‌ها، جدا شدن لایه‌ها و عکس‌العمل زمین در قسمت‌هایی از قاب مشبک متمرکز شود. از آنجاکه قاب مشبک

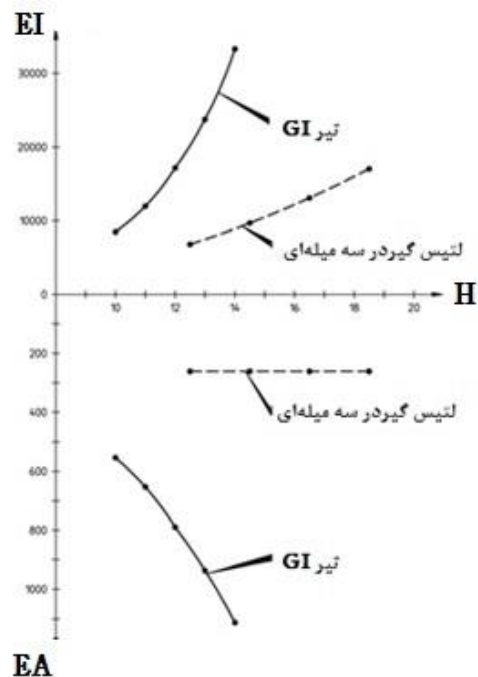
معمولا نزدیک به سینه کار تونل نصب می‌شود، این بارگذاری در ابتدا به طور کلی کوچک است. با سخت شدن شاتکریت، مقاومت فشاری و ظرفیت باربری پوسته شاتکریت افزایش می‌یابد. در پایان، بعد از این که شاتکریت به طور کامل سفت شد، سختی محوری قاب مشبک در مقایسه با پوسته شاتکریت می‌تواند نادیده گرفته شود (Wittke et al., 2002).

شکل ۲-۱۶ نسبت سختی محوری شاتکریت به قاب فولادی و قاب مشبک در برابر مدول یانگ و عمر شاتکریت برحسب ساعت، برای دو قاب فولادی GI و یک قاب مشبک سه میله‌ای را نشان می‌دهد. ضخامت و سطح مقطع شاتکریت به ترتیب $0/3$ متر و $0/3$ متر مربع و مدول الاستیسیته و فاصله‌گذاری قاب‌های فولادی و قاب مشبک برای همه موارد به ترتیب 210000 MN/m^2 و یک متر در نظر گرفته شده است. همان‌طور که در شکل مشاهده می‌کنید، در ساعات اولیه عمر شاتکریت، سختی محوری پوسته شاتکریت از یکی از قاب‌های فولادی تجاوز کرده است. بعد از ۲۴ ساعت، سختی محوری پوسته شاتکریت به بیش از ۱۰ برابر قاب مشبک و ۴ تا ۸ برابر قاب‌های فولادی GI رسیده است؛ بنابراین بعد از سخت شدن کامل شاتکریت سختی محوری قاب فولادی یا قاب مشبک در مقایسه با شاتکریت ممکن است نادیده گرفته شود (Wittke et al., 2002).

برای سختی خمشی یکسان، قاب‌های مشبک وزن کمتری در هر متر طول قاب نسبت به قاب‌های فولادی دارند، از این رو کاربرد آن‌ها آسان‌تر است. برای ارتفاع یکسان، قاب‌های فولادی مانند GI، TH و قاب‌های دیگر سختی خمشی و محوری بسیار بزرگ‌تر از قاب مشبک دارند. شکل ۲-۱۷ نسبت سختی خمشی و سختی محوری قاب فولادی و قاب مشبک به ارتفاع قاب را نشان می‌دهد. اگر سطح مقطع عرضی قاب مشبک ثابت باقی بماند، سختی محوری‌شان مستقل از ارتفاع آن‌هاست (Wittke et al., 2002).



شکل ۲-۱۶: نسبت سختی محوری شاتکریت به قاب فولادی در مقابل مدول یانگ و عمر شاتکریت بر حسب ساعت (Wittke et al., 2002)



شکل ۲-۱۷: سختی محوری و خمشی در برابر ارتفاع قاب فولادی (Wittke et al., 2002).

ماکزیمم ظرفیت نگهداری تونل p_{ssmax} قاب‌ها به شرایط بارگذاری و ابعاد تونل بستگی دارد. ظرفیت

قاب‌ها (شامل قاب مشبک) به وسیله σ_{ys} مقاومت تسلیم فولاد محاسبه می‌شود که با فاصله S_l نسبت

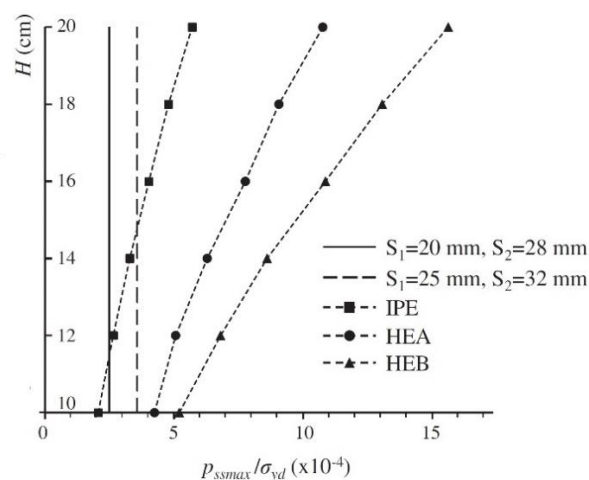
به یکدیگر در تونل‌های دایره‌ای با شعاع R در یک میدان تنش طبیعی هیدرواستاتیکی زمین نصب شده است. با فرض اینکه تماس مستقیم بین قاب فولادی با سنگ یا شاتکریت به دست آمده و بارگذاری توسط بار محوری خالص مشخص شده باشد (یعنی هیچ گشتاور خمشی یا نیروهای برشی در قاب عمل نمی‌کند) (Nomikos et al., 2013):

$$p_{ssmax} = \frac{A_s \cdot \sigma_{ys}}{S_L \cdot R} \quad (2-2)$$

که در این رابطه A_s سطح مقطع عرضی قاب است. معادله‌ی (۲-۲) اجازه مقایسه ماکزیمم ظرفیت نگهداری قاب‌های مختلف فولادی را با قاب مشبک می‌دهد. شکل ۲-۱۸ ماکزیمم فشار نگهداری مقاطع مختلف قاب فولادی و قاب مشبک نسبت به ارتفاع برای تونل با شعاع ۵ متر را نشان می‌دهد. شکل ۲-۱۸ مقایسه ماکزیمم ظرفیت نگهداری بین دو قاب مشبک با سطح مقطع $A_s = 12/44 \text{ cm}^2$ ($A_s = 20 \text{ mm}$) و $S_1 = 25 \text{ mm}$ و $S_2 = 32 \text{ mm}$ و قاب‌های فولادی HEA، IPE و HEB را نشان می‌دهد. با این حال شکست ناگهانی سیستم نگهداری ممکن است به علت القا شدن گشتاورهای خمشی و نیروهای برشی در شرایط واقعی تونل‌سازی یا به علت کمانش المان‌های نگهداری فولادی رخ دهد (Nomikos et al., 2013).

۲-۷ آزمایش تجربی بارگذاری قاب مشبک

یک سری از قسمت‌های قوسی قاب مشبک در هنگام نگهداری در معرض نیروهای افقی است. شکل ۲-۱۹ تجهیزات و طرح اولیه آزمایش انجام شده را نشان می‌دهد. در یک انتهای قاب مشبک، تکیه‌گاه مفصلی قرار دارد که اجازه‌ی چرخش بدون حرکت انتقالی را به قاب مشبک می‌دهد و در انتهای دیگر آن، یک تکیه‌گاه غلتکی که هم اجازه‌ی چرخش و هم حرکت انتقالی را در امتداد محور قاب مشبک می‌دهد. بارگذاری به صورت افقی به وسیله یک پیستون با فشار هیدرولیکی در امتداد قاب مشبک اعمال می‌شود (Nomikos et al., 2013).



شکل ۲-۱۸: ماکزیمم فشار نگهداری مقاطع مختلف قاب فولادی و قاب مشبک نسبت به ارتفاع (Nomikos et al., 2013).

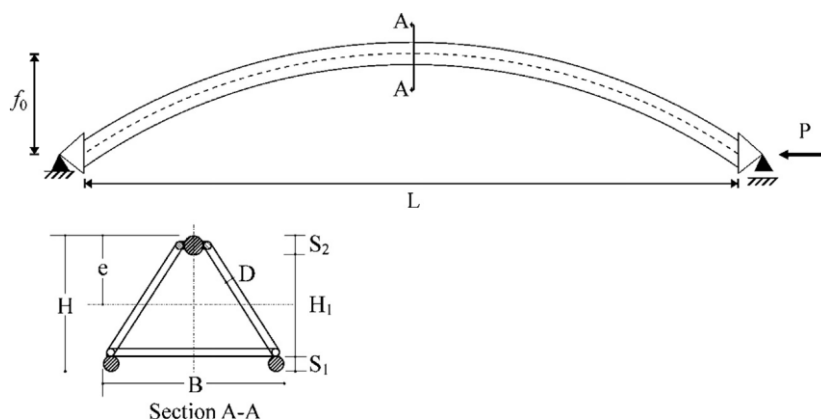


شکل ۲-۱۹: طرح آزمایشی برای آزمایش‌های بارگذاری قاب مشبک (Nomikos et al., 2013).

هندسه‌ی مدل و مقطع عرضی قاب مشبک در شکل ۲-۲۰ نشان داده شده است. قاب ارتفاع H و عرض B دارد، قطر میله‌ی پایینی و بالایی به ترتیب S_1 و S_2 است، در حالی که محور خنثی مقطع عرضی در فاصله e از میلگرد بیرونی بالایی قرار دارد. ابعاد قاب مشبک، طول L و ارتفاع قوس قبل از شروع آزمایش f_0 اندازه‌گیری شده است. به منظور فراهم کردن شرایط بارگذاری استاتیکی بار به آرامی روی قاب مشبک وارد می‌شود. در هر افزایش فشار ۱۰ بار، سطح بارگذاری برای مدت کوتاهی ثابت نگه داشته می‌شود و انحراف قسمت میانی قاب مشبک Δf در زیر قوسی اندازه گرفته می‌شود؛ قرایت به

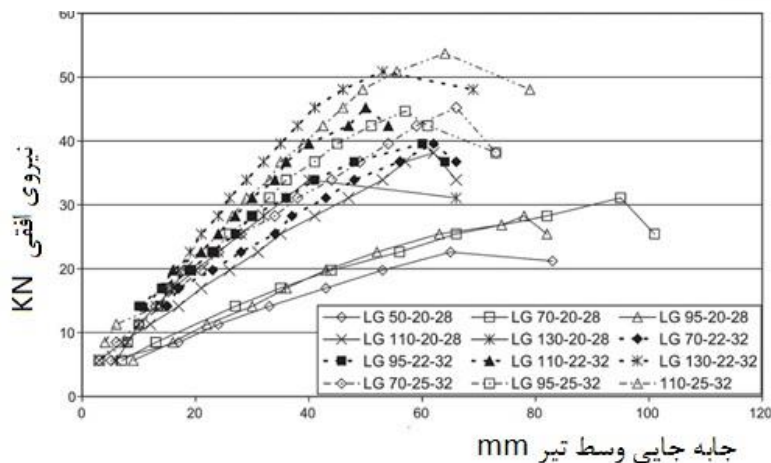
صورت عینی (دیداری) و به کمک نوار اندازه‌گیری انجام می‌شود. به علاوه جابه‌جایی افقی ΔL در نگهداری نیز همچنین اندازه‌گیری می‌شود (Nomikos et al., 2013).

شکل ۲-۲۱ نمودارهای بار افقی به کار رفته در مقابل جابه‌جایی وسط تیر برای آزمایش قاب‌های مشبک را نشان می‌دهد. در اینجا جابه‌جایی وسط تیر در ماکزیمم بار بین ۴۰ تا ۹۵ میلی‌متر تغییر می‌کند که برابر با $7/8\%$ تا 18% ارتفاع قوس قاب مشبک است. در مجموع ۱۲ آزمایش بارگذاری با ارتفاع و قطر میلگردهای مختلف انجام شده است (قاب مشبک به وسیله‌ی مقادیر H1-S1-S2 نام‌گذاری شده است). بیشتر نمونه‌ها در اثر پیچش یکی از میلگردهای پایینی یا در وسط تیر یا در نزدیکی آن شکسته شده است (Nomikos et al., 2013).



شکل ۲-۲۰: هندسه سازه و مقطع عرضی قاب مشبک (Nomikos et al., 2013).

همان‌طور که در شکل ۲-۲۱ می‌بینید، هرچه سطح مقطع و ارتفاع قاب مشبک بیشتر باشد، مقاومت خمشی بیشتر می‌شود و مقدار بار افقی بیشتری لازم است (برای یک جابه‌جایی ثابت) تا وسط تیر منحرف شود. این آزمایش نشان می‌دهد که ظرفیت باربری با افزایش قطر میلگردهای پایینی و همچنین با افزایش ارتفاع قاب مشبک به شدت افزایش می‌یابد.



شکل ۲-۲۱: نمودار بار افقی در مقابل جابه‌جایی وسط تیر برای آزمایش قاب مشبک (Nomikos et al., 2013)

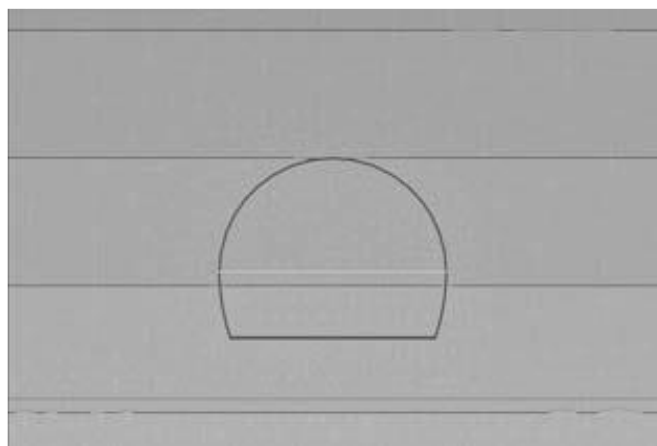
۸-۲ ارزیابی عددی روش حفاری چند مقطعی

این بخش شامل بررسی روش تونل‌سازی و طراحی پوشش تونل بزرگراه دو طرفه در محیط سنگی با استفاده از روش المان محدود و نرم‌افزار Phase2 است. در این مثال شرایط همگن و ایزوتوپ فرض شده است. مدل تشکیل‌دهنده بر پایه معیار شکست موهر-کلمب است. این تونل به روش NATM (تاج و پله) حفاری می‌شود. بعد از هر مرحله حفاری المان نگهداری اولیه نصب می‌شود که شامل پیچ سنگ و پوشش شاتکریت اولیه است.

بعد از اعمال شرایط اولیه در مرحله ۱، حفاری و نصب سیستم نگهداری اولیه طی مراحل ۲ تا ۵ انجام می‌شود و پوشش نهایی تونل در مرحله ۶ اجرا می‌گردد. برای سادگی فرض شده است که پوشش اولیه به طور کامل تخریب می‌شود و همه بارهای زمین روی پوشش نهایی در مرحله ۶ اعمال می‌شود. هیچ شرایط بارگذاری دیگری مانند بارهای آب زیرزمینی و بارگذاری لرزه‌ای در این مدل وجود ندارد. ظرفیت باربری پوشش‌های اولیه و نهایی با استفاده از منحنی‌های اندرکنش نیروی محوری و گشتاور خمشی ارزیابی می‌شود. مراحل طراحی به صورت زیر است (Hung et al., 2009):

۱- اعمال شرایط ژئوتکنیکی و اولیه

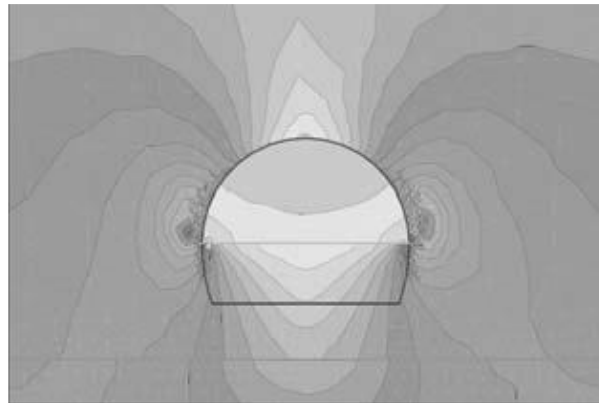
در این مرحله شرایط زمین‌شناسی و برجا قبل از حفاری تونل به مدل اعمال می‌شود و وزن مخصوص زمین، بارهای جانبی و بارهای روباره را در نظر گرفته می‌شود. پارامترهای اصلی ورودی شامل وزن مخصوص (γ)، مدول الاستیسیته (E)، زاویه اصطکاک (ϕ)، چسبندگی (c)، و ضریب پواسون (ν) است. شکل ۲-۲۲ هندسه تونل و اعمال شرایط اولیه را نشان می‌دهد (Hung et al., 2009).



شکل ۲-۲۲: هندسه تونل و اعمال شرایط اولیه (Hung et al., 2009)

۲- ایجاد وقفه زمانی در تاج تونل قبل از نصب سیستم نگهداری

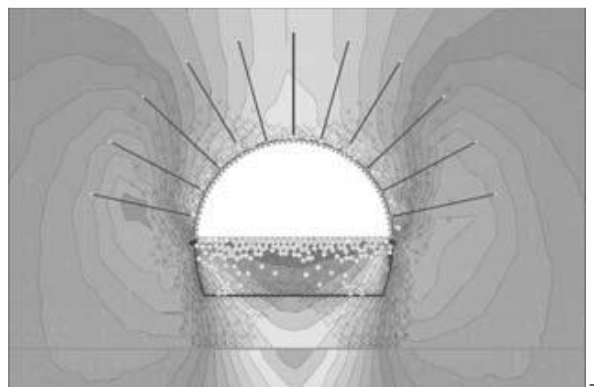
حفاری تونل باعث رهایی تنش، تغییر شکل زمین و نشست سطحی در اطراف محل حفاری می‌شود. رهایی تنش به علت حفاری تونل را می‌توان با کمک کاهش مدول الاستیسیته مواد درون تاج اعمال کرد. به این صورت که مدول الاستیسیته مواد درون تاج را بین 0.4 تا 0.6 برابر مدول الاستیسیته واقعی زمین کاهش می‌دهند. شکل ۲-۲۳ کاهش مدول الاستیسیته در تاج تونل و تمرکز تنش در اطراف دیواره تاج و کف موقت را نشان می‌دهد (Hung et al., 2009).



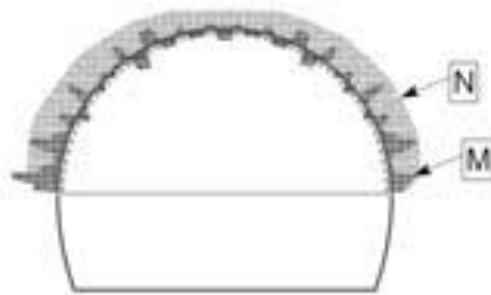
شکل ۲-۲۳: رهایی تنش در بالای تونل و تمرکز تنش در اطراف دیواره تاج و کف موقت (Hung et al., 2009)

۳- حفاری و نصب نگهداری اولیه در تاج تونل

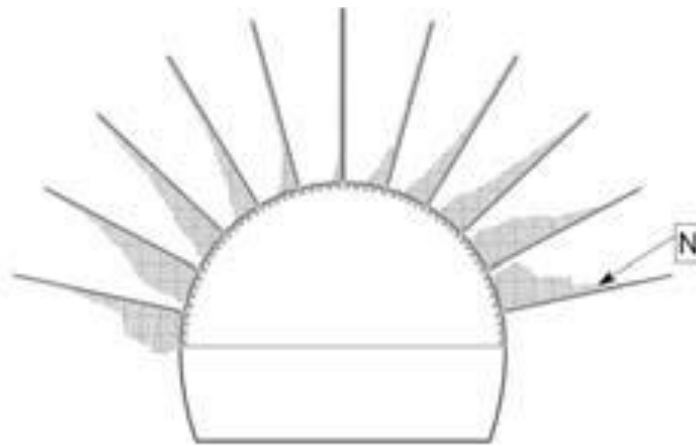
در این مرحله تاج تونل حفاری و نگهداری اولیه شامل شاتکریت و پیچ سنگ نصب می‌شود. شاتکریت با استفاده از المان تیر و پیچ سنگ با استفاده از المانی که فقط نیروی محوری تحمل می‌کند، مدل می‌شود. برای مدل‌سازی شاتکریت در روزهای اولیه، مدول الاستیسیته آن را به یک سوم مقاومت ۲۸ روزه کاهش می‌دهد. شاتکریت در مرحله بعدی به مدول الاستیسیته نهایی خود می‌رسد. شکل ۲-۲۴ حفاری و نصب سیستم نگهداری اولیه برای تاج تونل را نشان می‌دهد. شکل ۲-۲۵ نیروی محوری و گشتاور خمشی وارد شده بر شاتکریت و شکل ۲-۲۶ نیروی محوری وارد شده بر پیچ سنگ را نشان می‌دهد (Hung et al., 2009).



شکل ۲-۲۴: حفاری و نصب نگهداری اولیه در تاج (Hung et al., 2009)



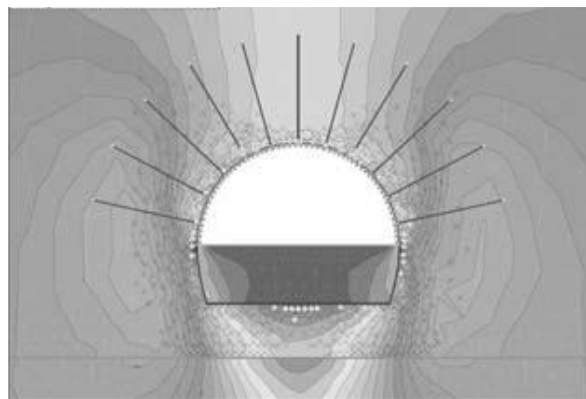
شکل ۲-۲۵: نیروی محوری و گشتاور خمشی وارده در سیستم نگهداری اولیه شاتکریت (تاج) (Hung et al., 2009)



شکل ۲-۲۶: نیروی محوری وارده در سیستم نگهداری اولیه پیچ سنگ (تاج) (Hung et al., 2009)

۴- ایجاد وقفه زمانی در پله تونل قبل از نصب سیستم نگهداری

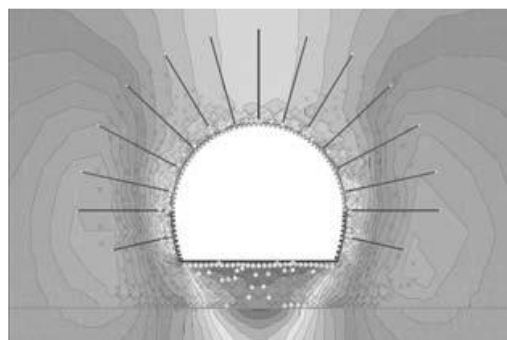
شبهه مرحله ۲، حفاری تونل در پله باعث رهایی زمین و تغییر شکل آن می‌شود. رهایی تنش به علت حفاری تونل را می‌توان با کمک کاهش مدول الاستیسیته مواد درون پله اعمال کرد. به این صورت که مدول الاستیسیته مواد درون پله را بین $0/4$ تا $0/6$ برابر مدول الاستیسیته واقعی زمین کاهش می‌دهند. شکل ۲-۲۷ کاهش مدول الاستیسیته پله را نشان می‌دهد (Hung et al., 2009).



شکل ۲-۲۷: کاهش مدول الاستیسیته در پله (Hung et al., 2009)

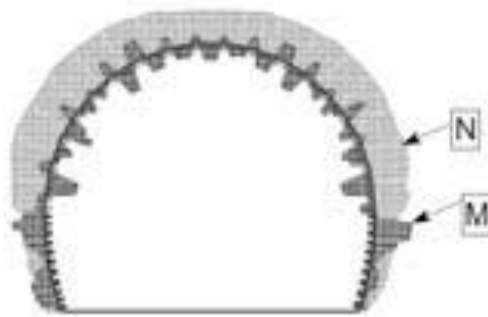
۵- حفاری و نصب نگهداری اولیه

شبیه مرحله ۳ پله حفاری و المان نگهداری اولیه شامل شاتکریت و پیچ سنگ در پله نصب می‌شود. شکل ۲-۲۸ حفاری و نصب سیستم نگهداری اولیه برای پله تونل را نشان می‌دهد. شکل ۲-۲۹ نیروی محوری و گشتاور خمشی وارد شده بر شاتکریت بعد از اتمام حفاری و شکل ۲-۳۰ نیروی محوری وارد شده بر پیچ سنگ بعد از اتمام حفاری را نشان می‌دهد. شکل ۲-۳۱ منحنی اندرکنش گشتاور خمشی و نیروی محوری سیستم نگهداری اولیه مطابق با آیین‌نامه‌ی بتن آمریکا^۱ ACI 318-99 را نشان می‌دهد. با توجه به شکل ۲-۳۱، مقادیر گشتاور خمشی و نیروی محوری تونل در درون منحنی اندرکنش قرار دارد، در نتیجه سیستم نگهداری اولیه پایدار است (Hung et al., 2009).

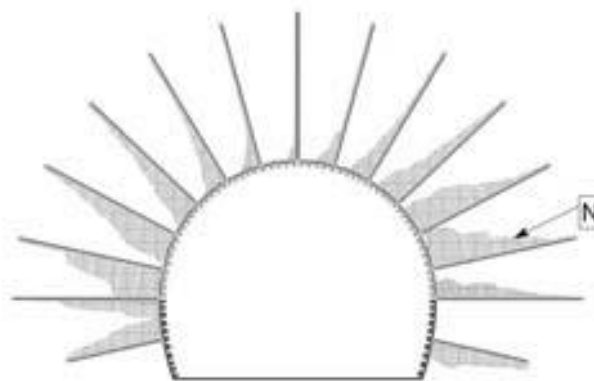


شکل ۲-۲۸: حفاری و نصب سیستم نگهداری اولیه در پله (Hung et al., 2009)

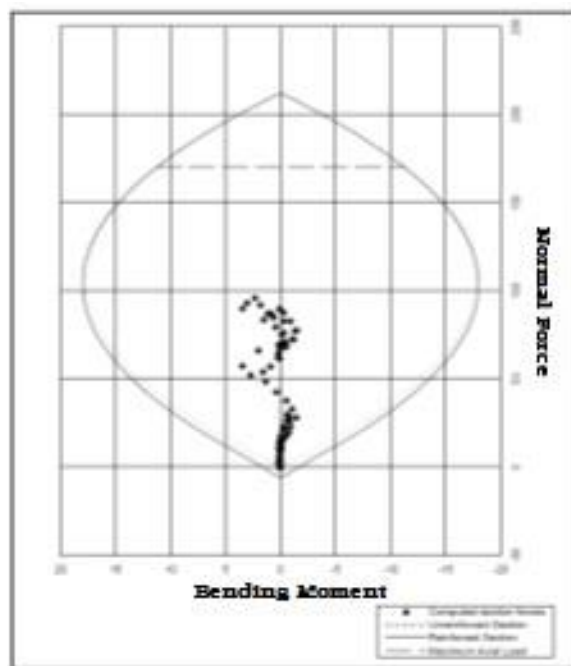
¹ American concrete institute



شکل ۲-۲۹: نیروی محوری و گشتاور خمشی وارده در سیستم نگهداری اولیه شاتکریت (پله) (Hung et al., 2009)



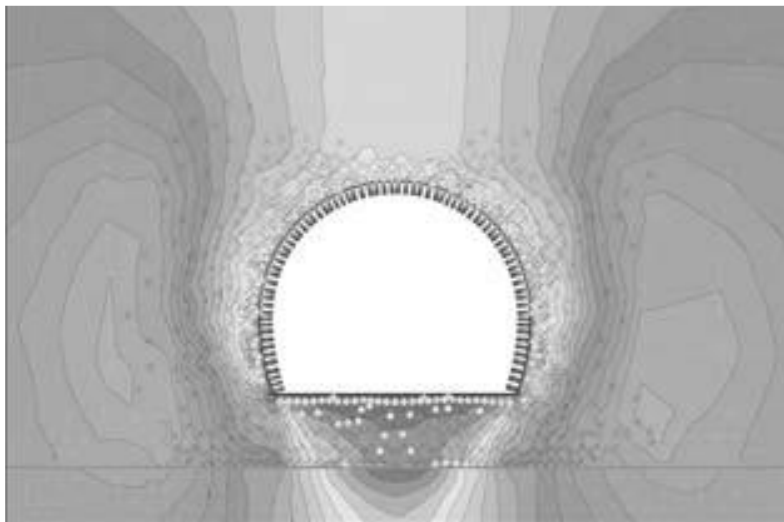
شکل ۲-۳۰: نیروی محوری وارده در سیستم نگهداری اولیه پیچ سنگ (پله) (Hung et al., 2009)



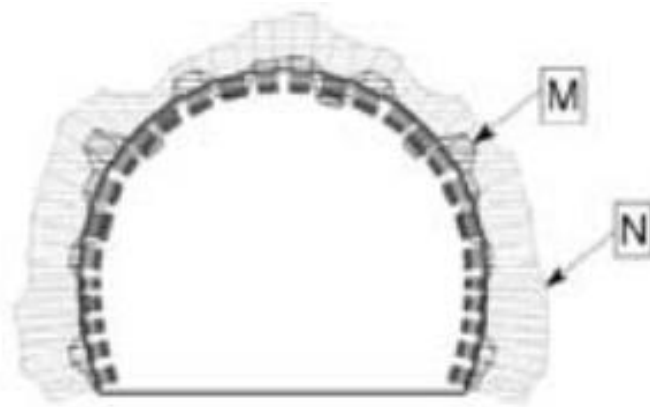
شکل ۲-۳۱: منحنی اندرکنش گشتاور خمشی-نیروی محوری برای سیستم نگهداری اولیه (Hung et al., 2009)

۶- نصب پوشش نهایی

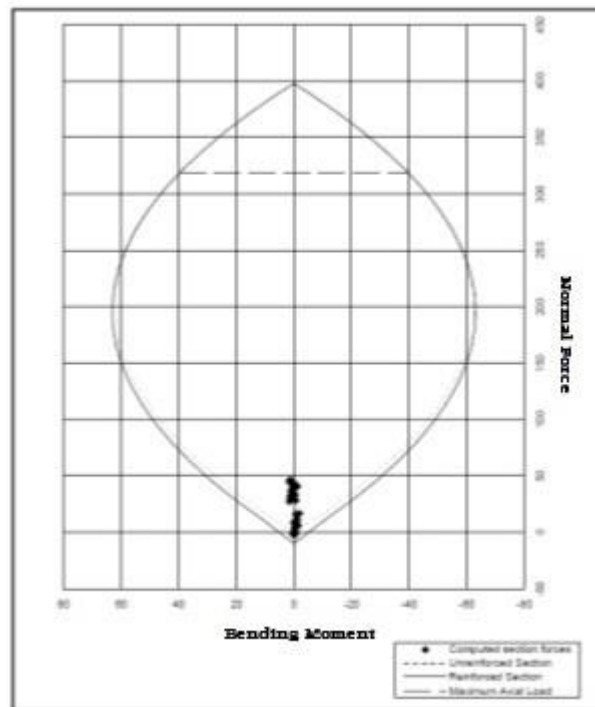
این مرحله شامل نصب المان تیر پوشش نهایی تونل است. در این مثال فرض شده است که پوشش شاتکریت اولیه و پیچ سنگ تخریب می‌شود و همه بارها توسط پوشش نهایی تحمل می‌شود. شکل ۳۲-۲ نصب پوشش نهایی را نشان می‌دهد. شکل ۳۳-۲ نیروی محوری و گشتاور خمشی وارده بر پوشش نهایی را نشان می‌دهد و شکل ۳۴-۲ منحنی اندرکنش گشتاور خمشی و نیروی محوری پوشش نهایی بتنی مطابق با آیین‌نامه‌ی بتن آمریکا ACI 318-99 را نشان می‌دهد. با توجه به شکل ۳۴-۲، مقادیر گشتاور خمشی و نیروی محوری تونل در درون منحنی اندرکنش قرار دارد و شکست کششی یا فشاری در نگهداری تونل اتفاق نمی‌افتد. در نتیجه پوشش نهایی پایدار است و سیستم نگهداری جوابگوی نیروی محوری و گشتاور خمشی وارد شده بر پوشش نهایی خواهد بود (Hung et al., 2009).



شکل ۳۲-۲: نصب پوشش نهایی بتنی (Hung et al., 2009)



شکل ۲-۳۳: نیروی محوری و گشتاور خمشی وارد شده بر پوشش نهایی بتنی (Hung et al., 2009)



شکل ۲-۳۴: منحنی اندرکنش گشتاور خمشی-نیروی محوری برای پوشش نهایی بتنی (Hung et al., 2009)

۹-۲ موارد مطالعاتی استفاده از قاب مشبک در سیستم نگهداری تونل‌های بزرگ

مقطع NATM در محیط‌های شهری

در جدول ۲-۳ چندین پروژه استفاده از قاب مشبک در تونل‌های بزرگ مقطع تحت روباره کم در نواحی شهری در سرتاسر دنیا به همراه روش‌های اجرایی حفاری، نگهداری و ابزاربندی معرفی شده است.

جدول ۲-۳: موارد مطالعاتی استفاده از قاب مشبک در سیستم نگهداری تونل‌های بزرگ مقطع در سرتاسر دنیا

نام پروژه/ کشور/ نوع کاربری	شرایط زمین‌شناسی و آب زیرزمینی	مشخصات هندسی تونل	نوع سیستم نگهداری	نوع و ترتیب حفاری	ابزاربندی و رفتار سنجی تونل	توضیحات
تونل دوقلو Tysons /Corner ویرجینیا، آمریکا/ مترو	شیست متورق، فیلیت، گنیس و سنگ‌های نفوذی آذرین/ در مسیر تونل آب وجود ندارد	روباره ۲/۵ متر، ارتفاع: ۵/۵ متر عرض: ۵/۵ متر سطح مقطع: ۲۴ مترمربع	نگهداری اولیه ۲۵ cm شاتکریت مسلح به فیبر فولادی و قاب مشبک سه میله‌ای، نگهداری نهایی ۳۰ cm بتن درجا	تفکیک به سه پله تاج، قسمت میانی و کف	نشست سنجی، همگرایی سنجی با دوربین‌های توتال استیشن تئودولیت،	در سال ۲۰۱۳ به بهره‌برداری رسید/ حداکثر نشست سطحی ۳۵ mm (Rudolf et al., 2009)
تونل Mission /Valley سن دیگو، کالیفرنیا/ تونل راه‌آهن	ماسه سنگ یا سنگ‌ریزه‌های یکنواخت/ نصف تونل زیر سطح ایستایی	روباره ۹ تا ۱۶ متر/ قطر: ۱۱/۳ متر بیضی/ طول: ۳۳۰ متر	نگهداری اولیه ۳۰ cm شاتکریت با قاب مشبک سه میله‌ای و دولایه توری سیمی، نگهداری ثانویه ۲۵ cm شاتکریت مسلح به فیبر فولادی	به صورت ۳ پله حفاری می‌شود/ بسته به شرایط زمین‌شناسی و عمق روباره تاج تونل به ۳ صورت حفاری می‌شود	نشست سنجی و همگرایی سنجی با دوربین‌های توتال استیشن تئودولیت	حداکثر نشست mm ۱۶ (Ragland et al., 2003)
دو تونل دو طرفه و ایستگاه Alto do /Ipiranga سائوپائولو، برزیل/ مترو	سنگ‌های رسوبی در حوضه سائوپائولو از دو سازند رسند و سازند سائوپائولو تشکیل شده است، فشار آب بالا	در طرف غربی روباره ۲۷ تا ۳۸ متر، طول: ۴۳۰ متر، در طرف شرقی روباره ۹ تا ۱۵ متر، طول ۱۴۰ متر، سطح مقطع دو تونل ۷۶/۴۵ مترمربع، ارتفاع: ۸/۸۵ متر، عرض: ۱۰/۵۶ متر	نگهداری اولیه ۳۵ cm شاتکریت با قاب مشبک سه میله‌ای و ۲۵ cm شاتکریت مسلح به توری فولادی در کف، نگهداری ثانویه ۴۵ cm شاتکریت در تاج و ۸۰ cm شاتکریت در کف هر دو مسلح به توری فولادی	دو مرحله حفاری ابتدا تاج تونل حفاری و یک کف موقت کف شاتکریتی و مرحله دوم حفاری قسمت پایینی	نشست سنج و جابجایی سنج در تمام مراحل تونل‌ها و در ایستگاه	در سال ۲۰۰۷ به بهره‌برداری رسید، حداکثر نشست ثبت شده ۹۰ mm است بدون اینکه خسارتی وارد شود. (da Silva et al., 2008)

جدول ۲-۴: ادامه جدول ۲-۳

شافت تهویه / ناحیه کلمبیا، آمریکا/	نهشت‌های دوره کرتاسه شامل دو لایه بزرگ ماسه که دارای گراول سیلت و ماسه رسی و لایه رس / سطح ایستابی زیر شافت است.	شکل بیضی عمق: ۲۴/۴ متر، ۸/۵ متر اول (کم عمق) به قطر محور کوچک: ۱۹/۵ متر و محور بزرگ: ۲۵/۵ متر و ۱۵/۹ متر بعدی (عمیق) قطر بزرگ: ۲۱/۴ و قطر کوچک: ۱۲/۲ متر	نگهداری اولیه بسته به عمق شافت ۳۰ تا ۶۰ شاکریت با قاب مشبک سه میله‌ای و دولایه توری فولادی، نگهداری نهایی ۶۰ cm پوشش بتنی	حفاری با کج بیل به عمق یک متری و طول ۴/۵ متر در امتداد پیرامون شافت به صورت پی در پی حفر می‌شود	همگرایی سنج در دیواره تونل همگرایی کلی در شافت کم عمق در طول محور بزرگ و کوچک به ترتیب ۳ و ۸ mm و برای تونل عمیق در طول محور بزرگ و کوچک به ترتیب ۵ و ۱۳ mm (Donde, 1993)
تونل Fort /Canning سنگاپور/ تونل راه	در خاک‌های هوازه سنگ‌بستر از ته‌نشینی مواد ریزدانه در دوران پلیتوسن که شامل ماسه‌سنگ در یک زمینه سیلت ماسه‌ای سخت یا رس ماسه‌ای / سطح ایستابی بالای تونل است.	عرض: ۱۵ متر، طول: ۱۸۰ متر، سطح مقطع: ۱۳۵ متر مربع، روباره: ۳ تا ۹ متر	نگهداری اولیه حداقل ۳۰ cm شاکریت با قاب مشبک سه میله‌ای و دولایه توری، نگهداری نهایی شامل یک سیستم ضد آب در پیرامون محیط تونل	به صورت سه پله. حفاری تاج با یک کف موقت با ارتفاع ۶-۶/۵ متر، سیس حفاری قسمت میانی و کف آغاز می‌شود.	نشست سنجی با استفاده از نقاط رفتار سنجی که در سطح زمین صاف بسته شده، همگرایی تونل با دوربین تیودولیت توتال استیشن،
پروژه تونل راه آهن سریع السیر / تایوان	سازند توکوشان شامل ماسه سنگ آهکی تا سیلتی ماسه / تونل بالای سطح آب زیرزمینی است	سطح مقطع: ۱۳۰ متر مربع، روباره: ۴-۸۵ متر، عرض: ۱۲ متر، پروژه تونل راه آهن سریع السیر شامل ۵ تونل با طول ۲۰۰۰ متر	نگهداری اولیه ۲۵- ۳۰ cm شاکریت مسلح به قاب مشبک سه میله‌ای و داول با پیچ سنگ و دو لایه توری فولادی	در سه مرحله حفاری می‌شود. ابتدا تاج با یک کف موقت سیس قسمت میانی و کف.	۵-۷ نقطه همگرایی سنجی، نشست سنج، فشارسنج، همگرایی در تونل ۱۰-۱۲ mm

جدول ۲-۵: ادامه جدول ۲-۳

(Gall <i>et al.</i> , 2011)	نشست سنج، انحراف سنج، کشیدگی سنج، فشارسنج (پیزومتر)، شیب‌سنج، همگرایی سنج، کرنش سنج	دو مرحله حفاری تاج و کف تونل	نگهداری اولیه شاتکریت مسلح به فیبر فولادی و قاب مشبک سه میله‌ای، نگهداری نهایی پوشش بتنی	طول: ۱/۶ کیلومتر، عرض: ۱۱/۳ متر، ارتفاع: ۹/۱ متر	در سنگ‌های رسوبی، لایه‌های رس نرم، ماسه و نیل اشباع قرار دارد	فاز سوم تونل Silver /Line بوستون، آمریکا/ مترو
(Nye & Alt, 2010)	نشست سنج، تیرهای انحراف سنج الکترونیکی، نشست مشاهده‌شده در طول خط مرکزی تونل ۷ تا ۱۲ mm	دو مرحله ابتدا حفاری تاج و ۶/۵ متر و سپس حفاری کف ۱/۵ متر تونل	با توجه شرایط زمین ۵ نوع نگهداری اولیه، نگهداری نوع ۱ تا ۳ پیچ سنگ و شاتکریت با ضخامت مختلف، نوع ۴ شاتکریت مسلح به قاب مشبک سه میله‌ای برای سنگ سست، نوع ۵ برای روباره کم شاتکریت مسلح به قاب مشبک سه میله‌ای نگهداری نهایی بتن مسلح با یک غشا ضد آب	۱۲۰ متر اول تونل زیر زندان روباره ۵/۵ تا ۸ متر، حداکثر روباره ۲۰ متر، طول: ۶۳۰ متر، عرض: ۱۵ متر، ارتفاع: ۸ متر	شرایط زمین بسیار متنوع شامل یک یا ۲ متر رس سخت و سازند توف آتشفشانی شامل ریولیت، کنگولومرا، ماسه سنگ و شیل	تونل Boggo Road /Busway بندر بریزبین، استرالیا/ تونل راه
(Rudolf <i>et al.</i> , 2010)	همگرایی کلی ۱۰ تا ۳۰ mm، نشست ریزسنج یا میکروسنج، نشست سنج، کشیدگی سنج گمانه‌ای	مقطع ایستگاه به ۵ دیافراگم تقسیم می‌شود، دیافراگم مرکزی، ۲ تا میانی و ۲ تا کناری	نگهداری اولیه شاتکریت مسلح به قاب مشبک و دولایه توری فولادی، نگهداری دائمی پوشش بتنی	روباره: ۶ متر، عرض: ۱۹/۷ متر، ارتفاع: ۹/۳ متر، طول: ۹۱/۵ متر	درون رسوبات دشت ساحلی ایالت که شامل ماسه ناپیوسته و گراول با مقدار کمی رس، سطح ایستایی زیر ایستگاه است.	ایستگاه Fort /Totten واشنگتن، آمریکا/ مترو
(Brandl <i>et al.</i> , 2009)	همگرایی سنج، نشست سنج، کشیدگی سنج، نشست سطحی ۲۰-۳۰ mm، همگرایی تونل ۱۰ mm	نحوه‌ی حفاری به سه پله تقسیم می‌شود: تاج تونل، قسمت میانی، کف	نگهداری اولیه بسته به شرایط زمین شاتکریت ۱۰-۳۰ cm همراه با قاب مشبک سه میل‌های، دو لایه توری فولادی و پیچ سنگ نگهداری نهایی ۴۰ cm پوشش بتنی	ارتفاع: ۸/۸ متر، عرض: ۱۱/۳ متر، طول: ۲۶۰۰ متر، حداقل روباره: ۱/۵ متر	زمین نرم شامل گراول سیلتی، سیلت ماسه‌ای با کمی رس / تونل در مسیر آب است	تونل مترو دهلی/ دهلی، هند

فصل سوم

مطالعات زمین‌شناسی و آزمایش‌های ژئوتکنیکی مسیر پروژه تونل حکیم

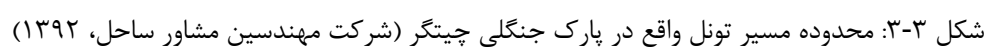
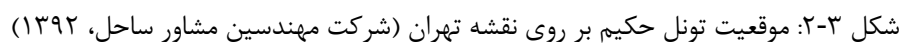
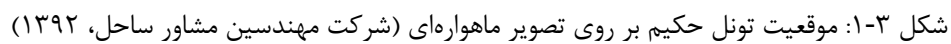
۱-۳ مقدمه

بزرگراه حکیم یکی از بزرگراه‌های اصلی کلان‌شهر تهران به طول ۹ کیلومتر است که از محل اتصال بزرگراه رسالت و بزرگراه کردستان بعد از تونل رسالت آغاز می‌شود و در بزرگراه لشگری به پایان می‌رسد. غرب این بزرگراه از منطقه پارک جنگلی چیتگر عبور می‌کند. با توجه به محدودیت‌های زیست‌محیطی، تونل دوقلو حکیم با عرض دهانه‌ی داخلی ۱۷/۸ متر و ارتفاع داخلی ۱۳/۸ و مجموع طول تقریباً ۲۰۴۸ متر به روش NATM و چند مرحله‌ای در این منطقه ساخته شده است. بر اساس طراحی‌های انجام شده در طول مسیر تونل حداقل روباره ۴ متر و حداکثر آن ۱۳ متر خواهد بود.

۲-۳ موقعیت جغرافیایی طرح

با توجه به بررسی‌های به عمل آمده از طرح‌های تفصیلی و شبکه ارتباطی طرح تفصیلی، بزرگراه حکیم به صورت شرقی-غربی در پهنه شهر تهران گسترده شده است. محدوده کلی مورد مطالعه طبق طرح تفصیلی، شامل ادامه بزرگراه حکیم است که در محدوده بین بزرگراه آزادگان و تقاطع ایران خودرو واقع شده و طول آن حدود ۵/۵ کیلومتر است. این بخش از بزرگراه حکیم از خیابان‌های شمالی-جنوبی گل‌ها، کاج، ارغوان و چهارباغ عبور می‌نماید.

این تونل در انتهای غربی بزرگراه حکیم در محدوده پارک جنگلی چیتگر به صورت دو تونل موازی (در دو مسیر رفت و برگشت)، در یک امتداد شرقی-غربی و به فاصله حداقل ۱۸ متر از یکدیگر احداث شده است. شکل ۱-۳ تصویر ماهواره‌ای محدوده مورد مطالعه و شکل ۲-۳ مسیر تونل را بر روی نقشه تهران نشان می‌دهد. همچنین شکل ۳-۳ محدوده مسیر تونل و پرتال‌های ورودی و خروجی آن را نشان می‌دهد (شرکت مهندسين مشاور ساحل، ۱۳۹۲).



۳-۳ زمین‌شناسی گستره مورد مطالعه

گستره مورد مطالعه بر روی نهشته‌های آبرفتی جوان بنا شده است. این نهشته‌ها که حاصل فرسایش رشته‌کوه البرز هستند، به‌وسیله رودخانه‌ها و سیلاب‌های فصلی جریان یافته از البرز به این گستره انتقال داده شده‌اند و از کوهپایه البرز تا حاشیه شمالی کویر جنوبی تهران و فرونشست قم نهشته شده‌اند.

نخستین بار ریبین^۱ (۱۹۵۵) این رسوبات آبرفتی را مورد مطالعه قرارداد و اولین تقسیم‌بندی این نهشته‌ها توسط وی انجام گرفت. او در رسوبات آبرفتی نهشته شده در این گستره چهار سازند آبرفتی را شناسایی کرد، که برای آن‌ها نام‌های اختصاری A، B، C و D را انتخاب کرد (پورهایمی و همکاران، ۱۳۹۳).

۱-۳-۳ سنگ بستر

واحدهای سنگی قدیمی‌تر از سازند A بر روی نقشه به‌عنوان سنگ بستر مشخص شده‌اند. در بخش شمال و شمال غربی تهران، یعنی در جایی که رشته‌کوه البرز قرار گرفته (بالای پهنه‌ی گسل شمال تهران) و از جمله در محدوده پارک جنگلی چیتگر، سنگ بستر اساساً ترکیبی از گدازه‌های آتشفشانی ایوسن (توف سبز) و سنگ‌های آتشفشانی است که رخنمون‌های بلند شمال دشت تهران را تشکیل می‌دهد (شرکت مهندسين مشاور ساحل، ۱۳۹۲).

۲-۳-۳ سازند آبرفتی A

سازند آبرفتی A یا سازند هزار دره، قدیمی‌ترین سازند آبرفتی گستره تهران است که در دامنه جنوبی رشته‌کوه البرز از حوالی شاهرود-سمنان تا قزوین رخنمون دارد. فرسایش و جریان آب در این سازند، دره‌ها و شیارهای متعددی ایجاد کرده است که علت اصلی نام‌گذاری این سازند به نام هزار دره وجود دره‌ها و شیارهای فرسایشی فراوان موجود در این سازند است. رخنمون‌های شمالی سازند A از جنوب

^۱ H.Reiben

به عرض جغرافیایی $35^{\circ}43'$ محدود است. با این حال، برخی از رخنمون‌های این واحد در تپه‌های جنوبی دشت تهران (در جنوب گسل کهریزک) قرار دارند. نهشته‌های آبرفتی کهن در سازند A اساساً شامل گنگلومراهایی با چند عدسی سنگ ماسه، سنگ سیلت و گل‌سنگ‌اند و به لحاظ چین‌بندی‌های منظم، لایه‌های نسبتاً نازک، آوارهای کوچک و مراحل پیشرفته تجزیه مواد تشکیل‌دهنده، قابل تشخیص می‌باشند (شرکت مهندسين مشاور ساحل، ۱۳۹۲).

سنگ‌های آواری تقریباً به‌طور کامل از مواد واریزه‌ای آتشفشانی و سنگ‌های آتشفشانی مربوط به دوره‌ی ایوسن تشکیل شده که از زمین‌های مرتفع شمالی برگرفته شده‌اند. اندازه متوسط دانه‌های این سنگ‌های آواری در محدوده قلوه سنگ (۱۰ الی ۲۵ سانتی‌متر) است. این سنگ‌ها رنگ خاکستری روشن و ظاهری مانند گچ دارند. ضخامت این سازند در حدود ۱۲۰۰ متر است. سیمان‌شدگی نسبتاً گسترده، تراکم زیاد و حضور کالبد ریزدانه، سازند A را به‌صورت واحد سنگی غیرقابل قیاس با سایر نهشته‌های آبرفتی منطقه تهران درآورده است (شرکت مهندسين مشاور ساحل، ۱۳۹۲).

۳-۳-۳ سازند آبرفتی B

این سازند نخستین بار توسط ریبن (۱۹۶۶) به‌عنوان سازند کهریزک نام‌گذاری و توصیف گردید؛ که به‌صورت دگرشیب بر روی سازند هزار دره قرار گرفته است. این سازند به دو رخساره‌ی شمالی و جنوبی تقسیم می‌شود (شرکت مهندسين مشاور ساحل، ۱۳۹۲).

۴-۳-۳ سازند آبرفتی C (سازند آبرفتی تهران)

سازند C شامل نهشته‌های مخروط افکنه‌ای آبرفتی جوان کنگلومرایی است. سنگ‌شناسی این سازند شامل کنگلومراهای همگن، متشکل از شن و آواری‌هایی به اندازه ریگ به رنگ خاکستری تا قهوه‌ای است که کالبدی با اندازه لای و ماسه دارد. رنگ سازند C در منطقه‌ی خاوری تهران به قرمز تا قهوه‌ای درمی‌آید، زیرا نوع سنگ ناحیه چشمه (کوه‌های سه‌پایه) متفاوت است. لایه‌بندی در سازند C بهتر از

لایه‌بندی B است، اما نسبت به سازند A توسعه کمتری یافته است. رخنمون این سازند را در تمامی کوهپایه البرز و در شعاع ۱۰ کیلومتری منطقه مورد مطالعه می‌توان مشاهده کرد، که هر سطحی از دشت آبرفتی تهران به‌طور کل توسط این آبرفت پوشیده شده است (شرکت مهندسين مشاور ساحل، ۱۳۹۲).

۵-۳-۳ سازند D (آبرفت‌های اخیر)

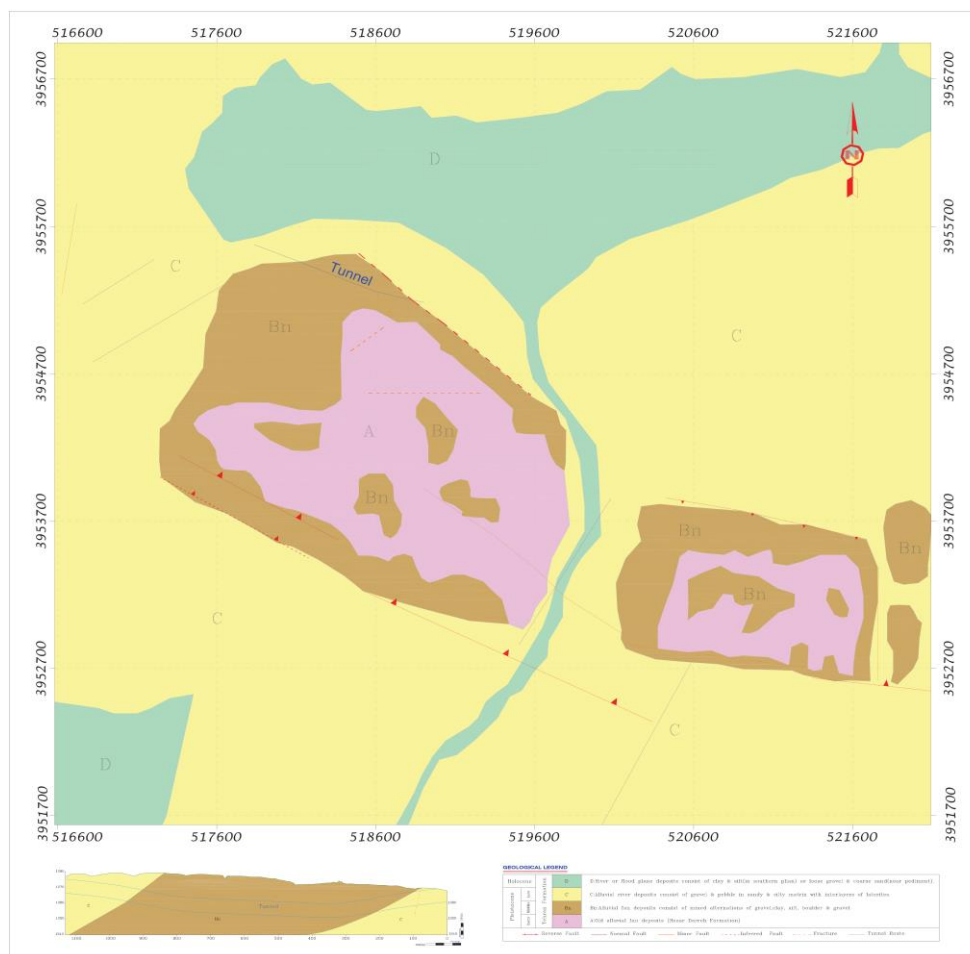
سازند D جوان‌ترین واحد چینه‌شناسی در منطقه‌ی تهران است که به شکل آبرفت‌های رسوبي و رودخانه‌ای در منطقه وجود دارد (شرکت مهندسين مشاور ساحل، ۱۳۹۲).

۴-۳ زمین‌شناسی مسیر تونل

این تونل از قسمت‌های شمالی پارک جنگلی چیتگر در انتهای غرب تهران و با روند شرقی-غربی و به طول تقریبی یک کیلومتر عبور می‌کند. تپه‌های چیتگر از جمله ارتفاعات غربی تهران هستند که متشکل از رسوبات آبرفتی A و B بوده که به‌واسطه گسل چیتگر از دشت مجاور (آبرفت‌های C) جدا گشته‌اند. لذا علی‌رغم احاطه شدن تپه‌های چیتگر با سازند آبرفتی تهران (آبرفت‌های C) و با توجه به بررسی‌های انجام شده، این مسیر از واحد سازند آبرفتی ناهمگن شمال تهران (سازند B) گذر می‌کند (شرکت مهندسين مشاور ساحل، ۱۳۹۲).

۵-۳ آبرفت‌های مسیر تونل

بر اساس مطالعات انجام شده ساخت‌گاه تونل در نهشته‌های آبرفتی کواترنری تهران و در رسوبات درشت‌دانه شن، ماسه و قلوه سنگ تپه‌های چیتگر قرار گرفته است. رسوبات آبرفتی B این تپه‌ها، توسط گسل چیتگر از آبرفت‌های C دشت مجاور جدا می‌شود. شکل ۴-۳ نقشه زمین‌شناسی محدوده مورد مطالعه را نشان می‌دهد. (شرکت مهندسين مشاور ساحل، ۱۳۹۲).



شکل ۳-۴: نقشه زمین‌شناسی محدوده مورد مطالعه (شرکت مهندسين مشاور ساحل، ۱۳۹۲).

۳-۶ گسل‌های محدوده تونل

بر اساس مطالعات انجام شده در محدوده تونل گسل شاخصی مشاهده نمی‌شود (شرکت مهندسين مشاور ساحل، ۱۳۹۲).

۳-۷ وضعیت آب زیرزمینی در محدوده تونل

محل اجرای تونل چیتگر در گستره غربی آبخوان شهر تهران است. طبق آمار به‌دست آمده، چاه‌های نسبتاً زیادی در محدوده پروژه قرار دارد. موقعیت چاه‌ها در محدوده پروژه پراکنده است. بر اساس نتایج گمانه‌های حفاری شده در مسیر تونل و پروژه‌های نزدیک به آن، عمق آب زیرزمینی از حدود ۹۰ متر در قسمت‌های شرقی مسیر تونل تا حدود ۱۰۰ متر در قسمت‌های غربی پروژه می‌رسد. در نتیجه حفاری

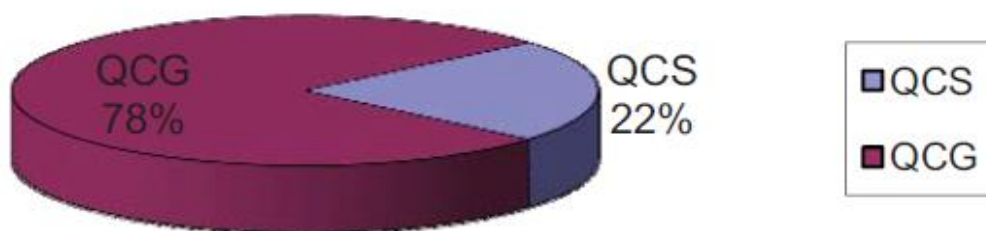
در محیطی غیراشباع صورت خواهد گرفت (شرکت مهندسين مشاور ساحل، ۱۳۹۲).

۸-۳ تفکیک واحدهای زمین‌شناسی مهندسی

با توجه به نتایج حاصل از بررسی لاگ گمانه‌ها و چاهک‌ها و همچنین با توجه به نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی انجام شده و مشاهدات صحرایی می‌توان دو واحد خاکی در مسیر تونل شناسایی و تفکیک نمود. این دو واحد عبارت‌اند از:

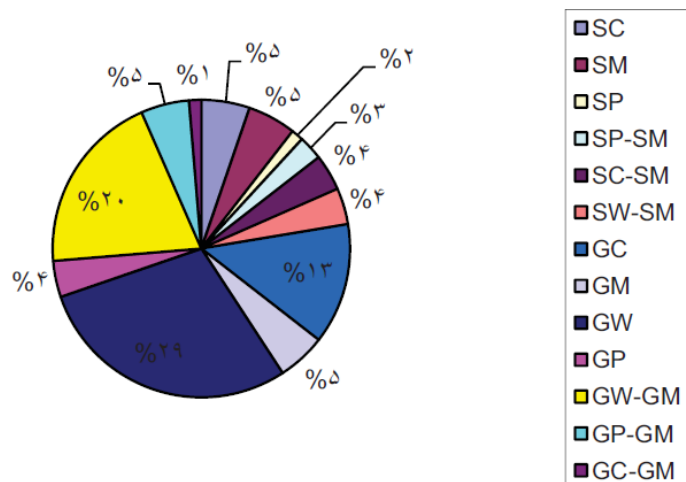
۱- واحد QCG: این واحد عمدتاً از ذرات در حد شن تشکیل شده و مطابق با طبقه‌بندی سیستم متحد^۱ (USCS) در گروه خاک‌های GC, GM, GW, GP, GW-GM, GP-GM قرار می‌گیرد. بخش ریزدانه این واحد خاکی معمولاً کمتر از ۳۲ درصد است.

۲- واحد QCS: این واحد درشت‌دانه عمدتاً از ذرات در حد ماسه تشکیل شده و مطابق با طبقه‌بندی USCS در گروه خاک‌های SC, SM, SP, SC-SM, SW-SM, SP-SM قرار می‌گیرد. بخش ریزدانه این واحد خاکی معمولاً بین ۵ تا ۴۶ درصد متغیر است. شکل‌های ۳-۵ و ۳-۶ توزیع فراوانی کلاس‌های مختلف خاک بر اساس تفکیک واحدهای زمین‌شناسی و بر اساس طبقه‌بندی سیستم متحد (USCS) را نشان می‌دهد و همچنین شکل ۳-۷ مقطع عرضی مسیر تونل را نشان می‌دهد.



شکل ۳-۵: توزیع فراوانی کلاس‌های مختلف خاک بر اساس تفکیک واحدهای کلی در مسیر تونل (شرکت مهندسين مشاور ساحل، ۱۳۹۲)

^۱ Unified Soil Classification System



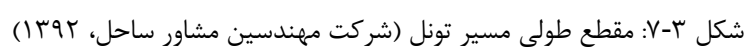
شکل ۳-۶: توزیع فراوانی کلاس‌های مختلف خاک بر اساس تفکیک طبقه‌بندی سیستم متحد در مسیر تونل (شرکت مهندسين مشاور ساحل، ۱۳۹۲)

۹-۳ مطالعات و آزمایش‌های ژئوتکنیکی

برای بررسی شرایط زیرسطحی و تعیین پارامترهای ژئوتکنیکی لایه‌های خاک موجود در مسیر تونل، آزمایش صحرایی و آزمایشگاهی انجام شده است.

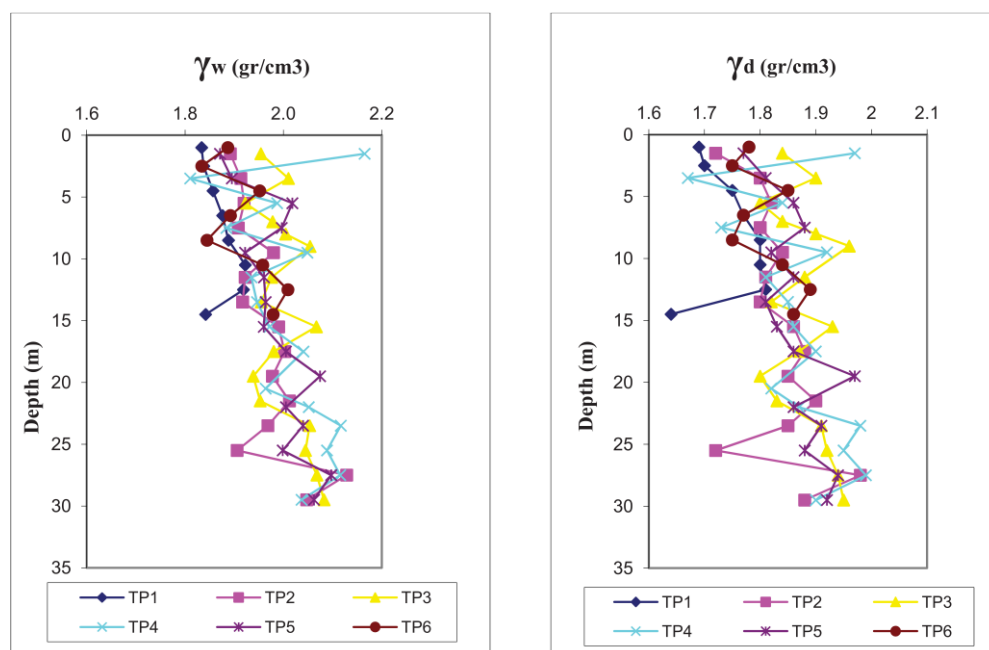
۱-۹-۳ نتایج آزمایش‌های صحرایی

در گمانه‌ها و چاهک‌های حفاری شده برخی آزمایش‌های برجا انجام شده است که ازجمله آن‌ها آزمایش‌های بارگذاری صفحه‌ای، برش برجا و تعیین چگالی برجا صورت گرفته است.



۳-۹-۱-۱ نتایج آزمایش‌های چگالی صحرایی (چگالی برجا)

این آزمایش با استفاده از بطری ماسه و به‌منظور تعیین وزن مخصوص خشک و مرطوب خاک در اعماق مختلف چاهک دستی انجام شده است. در محدوده چاهک‌های دستی TP1 الی TP6 که با توجه به لایه‌بندی خاک دارای بافت درشت‌دانه می‌باشند. وزن مخصوص خشک حدود ۱/۶۴ تا ۱/۹۹ گرم بر سانتی‌متر مکعب و وزن مخصوص مرطوب حدود ۱/۸۱ تا ۲/۱۷ گرم بر سانتی‌متر مکعب اندازه‌گیری شده است. در شکل ۳-۸ تغییرات وزن مخصوص خشک و وزن مخصوص مرطوب (طبیعی) خاک نسبت به عمق برای چاهک‌های دستی مزبور به تفکیک ارائه شده است (شرکت مهندسين مشاور ساحل، ۱۳۹۲).



شکل ۳-۸: تغییرات وزن مخصوص خشک و وزن مخصوص مرطوب (طبیعی) خاک نسبت به عمق در محدوده تونل (شرکت مهندسين مشاور ساحل، ۱۳۹۲)

۳-۹-۱-۲ نتایج آزمایش‌های بارگذاری صفحه‌ای

آزمایش بارگذاری صفحه‌ای به‌طور ساده عبارت است از قرار دادن یک صفحه صلب (معمولاً فولادی) بر روی خاک که بر روی آن فشار وارد می‌شود و میزان فرورفتگی صفحه در خاک به ازای مقدار فشار

اعمال شده را اندازه‌گیری می‌کند. به کمک نتایج این آزمایش می‌توان ظرفیت باربری نهایی و مجاز خاک، نشست محتمل در پی مورد نظر و فشار متناظر با نشست مجاز را تعیین کرد. همچنین با استفاده از این نتایج ضریب ارتجاعی بستر خاک (K_s)، مدول تغییر شکل (بارگذاری) (E_s)، مدول بستر (باربرداری) ($E_{unloading}$) و ضریب تغییر شکل باربرداری (K_u) تعیین می‌شود.

در مطالعات ژئوتکنیک تکمیلی تونل تعداد ۶ آزمایش بارگذاری صفحه‌ای انجام شده است. نتایج آزمایش‌های بارگذاری صفحه‌ای انجام شده در مسیر تونل در جدول ۱-۳ ارائه شده است. لازم به ذکر است که تمام آزمایش‌ها با استفاده از صفحه‌ای به قطر ۴۵ سانتی‌متری انجام شده‌اند (شرکت مهندسين مشاور ساحل، ۱۳۹۲).

جدول ۱-۳: نتایج آزمایش‌های بارگذاری صفحه‌ای (شرکت مهندسين مشاور ساحل، ۱۳۹۲).

چاهک	عمق (m)	E_s (kg/cm ²)	E (unloading) (kg/cm ²)	K_u (kg/cm ³)	K_s (kg/cm ³)
TP1	۹	۳۳۹	۲۱۵۲	۱۳۴	۲۱
TP2	۱۰	۵۰۱	۲۱۹۲	۱۳۷	۳۱
TP2	۲۰	۴۹۸	۲۱۳۸	۱۳۳	۳۱
TP3	۱۰	۱۹۴	۳۲۴۴	۲۰۲	۱۲
TP3	۲۰	۳۲۴	۱۹۰۸	۱۱۹	۲۰
TP4	۱۰	۴۳۳	۱۸۹۲	۱۱۸	۲۷
TP4	۲۰	۶۳۵	۳۵۶۲	۲۲۲	۴۰
TP5	۱۰	۴۹۷	۲۹۴۴	۱۸۴	۳۱
TP5	۲۰	۳۳۷	۲۲۱۰	۱۳۸	۲۱
TP6	۹	۳۲۲	۳۴۱۹	۲۱۳	۲۰

۳-۱-۹-۳ نتایج آزمایش‌های برش با استفاده از جعبه برش قابل حمل

در آزمایش برش مستقیم درجا، نمونه‌ای در محل آماده می‌شود و با استفاده از یک سیستم تنش، مشابه با آزمایش برش مستقیم آزمایشگاهی صورت می‌گیرد. آزمایش به‌منظور اندازه‌گیری مقاومت برشی

به‌عنوان تابعی از تنش نرمال در صفحه برش داده شده، به کار می‌رود و در آن به خاطر استفاده از نمونه با ابعاد بزرگ‌تر و در حالت دست نخورده می‌توان تخمین بسیار دقیق‌تری را از پارامترهای خاک به دست آورد. جدول ۳-۲ نتایج آزمایش برش برجا در مسیر تونل را نشان می‌دهد. برای انجام این آزمایش از قالب‌های فلزی مربعی با ابعاد $30 \times 60 \times 60$ سانتی‌متری که آن‌ها را در زمین فرو می‌کنند، استفاده شده است. خاک درون قالب به‌وسیله جک قائم تحت بارگذاری قرار می‌گیرد که تحت بار اعمال شده تحکیم می‌شود. در ادامه نیروی افقی لازم برای برش نمونه به‌صورت پله‌ای وارد می‌شود تا در نهایت نمونه درون قالب از محل صفحه زیر آن بریده شود.

جدول ۳-۲: نتایج آزمایش برش با استفاده از جعبه برش قابل حمل (شرکت مهندسی مشاور ساحل، ۱۳۹۲)

چاهک	عمق (m)	زاویه اصطکاک ϕ (deg)	چسبندگی C (kg/cm^2)
TP1	۹	۲۴	۰/۷۵
TP2	۱۰	۲۳	۰/۸
	۲۰	۲۴	۰/۵۹
TP3	۱۰	۲۴	۰/۸۱
	۲۰	۳۳	۰/۱
TP4	۱۰	۲۷	۰/۷۹
	۲۰	۳۱	۰/۵۷
TP5	۱۰	۳۷	۰/۲۱
	۲۰	۳۳	۰/۳۷
TP6	۹	۲۳	۰/۷۷

در آزمایش‌های انجام شده در مطالعات ژئوتکنیک تکمیلی مسیر تونل میزان چسبندگی از ۰/۱ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع تا ۰/۸۱ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع به‌دست آمده است. میزان زاویه اصطکاک داخلی هم در محدوده ۲۳ تا ۳۷ درجه اندازه‌گیری شده است.

۳-۹-۲ نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی

بر روی نمونه‌های اخذ شده از گمانه‌ها و چاهک‌های دستی، آزمایش‌هایی جهت تعیین خصوصیات فیزیکی، مکانیکی و شیمیایی خاک‌ها در آزمایشگاه صورت گرفته است. این آزمون‌ها شامل آزمایش‌های دانه‌بندی، برش مستقیم و سه محوری می‌باشند (شرکت مهندسين مشاور ساحل، ۱۳۹۲).

۳-۹-۲-۱ نتایج آزمایش‌های دانه‌بندی

آزمایش دانه‌بندی بر روی تمام نمونه‌های اخذ شده چاهک‌های دستی انجام گردیده است. در هر کدام از پروژه‌های یاد شده در نزدیکی محدوده تونل، تعداد بسیار زیادی آزمایش شناسایی خاک انجام شده است. مقادیر متوسط تغییرات درصد ریز دانه (رس و سیلت)، ماسه و شن نسبت به عمق برای هر یک از چاهک‌های دستی به ترتیب ۱۴، ۳۹ و ۴۷ درصد است.

۳-۹-۲-۲ نتایج آزمایش‌های برش مستقیم

به‌منظور تعیین پارامترهای مقاومتی خاک ۱۸ عدد آزمایش برش مستقیم بر روی نمونه‌های اخذ شده دست خورده (مطابق با استاندارد ASTM D3080) انجام شده است. با توجه به بافت خاک عموماً از جعبه نمونه مربعی بزرگ به ابعاد 30×30 سانتی‌متری تحت تنش‌های عمودی متناسب با عمق نمونه‌برداری استفاده شده است. خلاصه نتایج به دست آمده از آزمایش برش مستقیم در جدول ۳-۳ به ترتیب چاهک‌های دستی ارائه شده است.

در این آزمایش‌ها میزان چسبندگی از صفر تا $0/45$ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و میزان زاویه اصطکاک داخلی از ۳۲ تا ۴۱ درجه به دست آمده است.

جدول ۳-۳: نتایج آزمایش‌های برش مستقیم بر روی نمونه‌های محدوده تونل (شرکت مهندسين مشاور ساحل، ۱۳۹۲)

گمانه چاهک	عمق (m)	چسبندگی C (kg/cm ²)	زاویه اصطکاک ϕ (deg)	گمانه چاهک	عمق (m)	چسبندگی C (kg/cm ²)	زاویه اصطکاک ϕ (deg)
TBH-1	۳/۵-۴	۰/۱	۳۷/۲	TP2	۲۸/۵-۳۰	۰/۰۸	۳۸/۸
	۱۲/۴-۱۴	۰/۰۹	۴۱/۳	TP3	۶/۵-۷/۵	۰/۰۲	۳۵/۹
	۲۴/۴- ۲۶/۷	۰/۱۵	۴۱	TP3	۱۴/۵-۱۶/۵	۰/۰۴	۴۱/۴
TBH-2	۶/۵-۸	۰/۰۶	۴۰/۶	TP3	۲۲/۵-۲۴/۵	۰	۴۱/۴
	۱۴/۲-۱۶	۰/۰۸	۴۱/۲	TP3	۲۸/۵-۳۰	۰/۰۳	۳۹/۱
	۴/۳-۵	۰/۱۲	۳۸/۳	TP4	۶/۵-۸/۵	۰/۴۵	۳۱/۴
TBH-3	۲۴/۱-۲۵	۰/۱۵	۳۹/۲	TP4	۱۴/۵-۱۶/۵	۰/۰۱	۳۹/۷
	۱۰/۵-۱۱	۰/۱۴	۳۸	TP4	۲۲/۵-۲۴/۵	۰/۰۲	۴۰/۷
TBH-4	۲۱-۲۴	۰/۱۲	۴۱	TP4	۲۸/۵-۳۰	۰	۴۰/۷
	۱۰/۳-۱۱	۰/۱۴	۳۹	TP5	۶/۵-۸/۵	۰/۰۶	۴۰/۱
TP1	۵/۵-۷/۵	۰/۱۶	۳۸/۷	TP5	۱۴/۵-۱۶/۵	۰	۴۰/۲
TP1	۱۵/۵-۱۳/۵	۰/۱۴	۳۲/۴	TP5	۲۰/۵-۲۲/۵	۰/۰۳	۴۰
TP2	۶/۵-۸/۵	۰/۰۷	۴۰/۴	TP5	۲۶/۵-۲۸/۵	۰/۰۲	۳۸/۸
TP2	۱۴/۵-۱۶/۵	۰/۰۴	۴۰/۴	TP6	۵/۵-۷/۵	۰/۱۴	۳۹/۶
TP2	۲۲/۵-۲۴/۵	۰/۰۴	۴۰/۲	TP6	۱۳/۵-۱۵/۵	۰/۰۵	۴۱/۴

۱۰-۳ پیشنهاد پارامترهای ژئوتکنیکی

با توجه به نتایج به‌دست آمده از آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی انجام شده در مسیر تونل و همچنین گمانه‌های حفاری شده در پروژه‌های نزدیک به ساخت‌گاه تونل، پارامترهای ژئوتکنیکی واحدهای رسوبی مختلف در طول مسیر تونل محاسبه گردید که در جدول ۳-۴ بر اساس سیستم طبقه‌بندی متحد (USCS) خلاصه شده است (شرکت مهندسين مشاور ساحل، ۱۳۹۲).

جدول ۳-۴: پیشنهاد پارامترهای ژئوتکنیکی در محدوده تونل (شرکت مهندسين مشاور ساحل، ۱۳۹۲)

U.S.C.S		واحد‌ها	پارامتر
QCG	QCS		
۶/۷	۷/۴	درصد	رطوبت w
۰/۳۵	۰/۴	kg/cm ²	چسبندگی
۳۵	۳۰	درجه	زاویه اصطکاک داخلی
۱۸/۴	۱۸/۳	KN/m ³	وزن مخصوص خشک
۱۹/۶	۱۹/۷	KN/m ³	وزن مخصوص مرطوب
۰/۳۸	۰/۳۸	-	نسبت پواسون
۹۰۰	۸۰۰	kg/cm ²	مدول تغییر شکل
۲۵۰۰	۲۱۵۰	kg/cm ²	مدول تغییر شکل باربرداری-بارگذاری مجدد

فصل چهارم

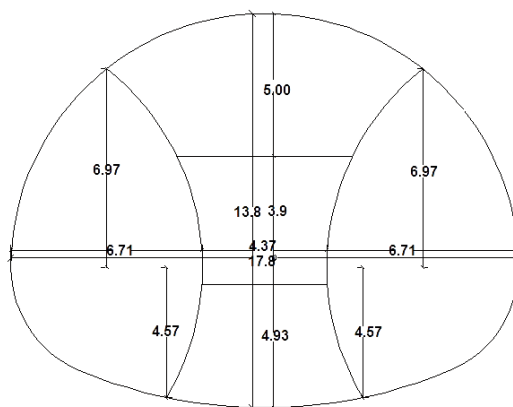
ارزیابی و طراحی سیستم نگهداری شاکریت مسلح به قاب مشبك

۱-۴ مقدمه

احداث فضاهای زیرزمینی در مناطق شهری همواره مشکلات فراوانی در زمینه‌ی حفاری و پایدارسازی به دنبال داشته است. مهم‌ترین مساله در این راستا ایمنی فضای احداث شده و سازه‌های اطراف آن است. از جمله مسایل مهم در طراحی و اجرا تونل‌ها، تعیین میزان پیشروی، زمان اجرای حفاری و نصب پوشش نگهداری مناسب است. در این فصل با در نظر گرفتن موارد فنی طراحی، شرایط خاص اعم از سطح مقطع بزرگ و روباره اندک (۱۳ متر) اقدام به مدل‌سازی تونل مذکور به روش NATM توسط روش عددی تفاضل محدود و نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ شده و در نهایت به ارزیابی و بررسی نتایج حاصل از این تحلیل عددی پرداخته شده است.

۲-۴ هندسه پیشنهادی برای تونل NATM

تونل حکیم با عرض دهانه‌ی داخلی ۱۷/۸ متر و ارتفاع داخل ۱۳/۸ و طول یک کیلومتر ساخته شده است. شکل ۱-۴ مشخصات هندسی تونل را نشان می‌دهد.



شکل ۱-۴: مشخصات هندسی تونل (موسسه حرا، ۱۳۹۲)

۳-۴ مراحل مدل‌سازی با نرم‌افزار $FLAC^{2D}$

تعیین پوشش مناسب به منظور حفظ پایداری فضای حفر شده و کمک به ایجاد تعادل جدید در زمین از جمله موارد مهم در طراحی به شمار می‌آید. در مدل‌سازی ابعاد مدل به گونه‌ای در نظر گرفته شده

است که محدوده تونل تحت اثر ناشی از مرزها قرار نگیرد. تحلیل رفتار پلاستیک مدل با استفاده از مدل موهر-کلمب انجام می‌شود و برای مدل کردن رفتار پوشش از المان تیر^۱ که دارای رفتار ارتجاعی می‌باشد، استفاده شده است. با توجه به اصول مدل‌سازی عددی و همچنین ترتیب عملیات اجرایی، مراحل مدل‌سازی با برنامه $FLAC^{2D}$ به ترتیب زیر بوده است (ITASCA, 2011):

- ۱- انتخاب محدوده مناسبی از اطراف تونل
- ۲- انتخاب مدل رفتاری و تعیین پارامترهای آن
- ۳- اعمال شرایط مرزی و تنش‌های اولیه
- ۴- حل مدل تا رسیدن به تعادل اولیه (قبل از حفاری)
- ۵- حفاری بخش‌های مختلف تونل و نصب سیستم نگهداری
- ۶- حل مجدد مدل و بررسی نتایج

۱-۳-۴ انتخاب محدوده مناسبی از اطراف تونل

در این مرحله از مدل‌سازی، باید محدوده مناسبی برای مساله در نظر گرفته شود. مرزهای مدل بایستی از محدوده تحت تنش یا تغییر مکان به مقدار کافی دور انتخاب گردد، به طوری که وضعیت تنش‌ها و تغییر شکل‌ها در این نقاط قبل و بعد از اعمال تغییرات در مدل تفاوت چندانی نداشته باشد. ابعاد هندسه مدل با توجه به اندازه‌های تونل، ۵۸×۱۱۰ متر در نظر گرفته شد.

۲-۳-۴ انتخاب مدل رفتاری و تعیین پارامترهای آن

خاک‌ها از جمله مصالح مهندسی هستند که زیر اثر بارهای مختلف رفتار پیچیده‌ای از خود نشان می‌دهند. تاکنون مدل‌های رفتاری مختلفی برای بیان ویژگی‌های خاک‌ها ارائه شده است. این مدل‌ها بسته به میزان اهمیتی که برای هر یک از جنبه‌های رفتاری قایل می‌شوند، متفاوت خواهند بود. به‌طور

^۱ Beam element

معمول مدلهایی که قادر به بیان تعداد زیادی از ویژگی‌های رفتاری هستند، پیچیده‌تر خواهند بود.

یکی از مدل‌های رفتاری، مدل پلاستیک موهر-کلمب است. مدل موهر-کلمب یکی از مرسوم‌ترین مدل‌های رفتاری مکانیک خاک به شمار می‌رود. این مدل نمایانگر موادی است که تنها در اثر برش به حد تسلیم می‌رسند. چنانچه هر یک از پارامترهای فوق تعریف نشود برنامه مقدار آن را صفر در نظر می‌گیرد. پارامترهای مورد نیاز مدل پلاستیک موهر-کلمب عبارت‌اند از: چگالی^۱، مدول حجمی^۲، مدول برشی^۳، چسبندگی^۴، زاویه اصطکاک^۵، زاویه اتساع^۶ و مقاومت کششی^۷.

مقدار شتاب گرانش نیز ۹/۸۱ در نظر گرفته شد. پارامترهای مورد نیاز این مدل با توجه به داده‌های موجود در جدول ۴-۱ به مدل اعمال گردیده است.

ضریب فشار جانبی (K_0) خاک‌های دانه‌ای به ترتیب برای ماسه شل و معمولی و ماسه متراکم مطابق با معادله‌های (۱-۴) و (۲-۴) محاسبه می‌شود (طاحونی ۱۳۸۰):

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (1-4)$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi + \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{dmin}} - 1 \right) \times 5.5 \quad (2-4)$$

که در این معادله‌ها، φ زاویه اصطکاک داخلی برحسب درجه، γ_d وزن مخصوص خشک ماسه، γ_{dmin} حداقل وزن مخصوص خشک ماسه است. با توجه به این که در این تونل نوع خاک ماسه شل و معمولی است، بنابراین برای تعیین ضریب فشار جانبی (K_0) از معادله (۱-۴) استفاده شده است.

^۱ Density

^۲ Bulk modulus

^۳ Shear modulus

^۴ Cohesion

^۵ Friction angle

^۶ Dilation angle

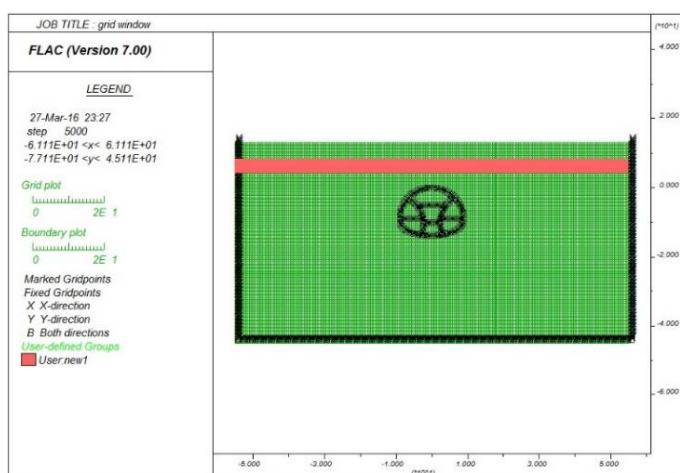
^۷ Tensile strength

جدول ۴-۱: پارامترهای مدل پلاستیک موهر-کلمب در مدل سازی

نوع خاک	روباره (m)	زاویه اصطکاک داخلی (درجه)	چسبندگی (MPa)	مدول حجمی (MPa)	مدول برشی (MPa)	ضریب پواسون	مدول الاستیسیته (MPa)	چگالی (kg/m^3)	ضریب فشار جانبی (K_0)
شنی (QCG)	۹	۳۵	۰/۰۳۴	۱۲۲/۶	۳۱/۹۷	۰/۳۸	۸۸/۲۵	۱۸۷۷	۰/۴۳
ماسه‌ای (QCS)	۴	۳۰	۰/۰۳۹	۱۰۸/۹۶	۲۸/۴۳	۰/۳۸	۷۸/۴۵	۱۸۶۶	۰/۵

۴-۳-۳ اعمال شرایط مرزی و تنش‌های اولیه

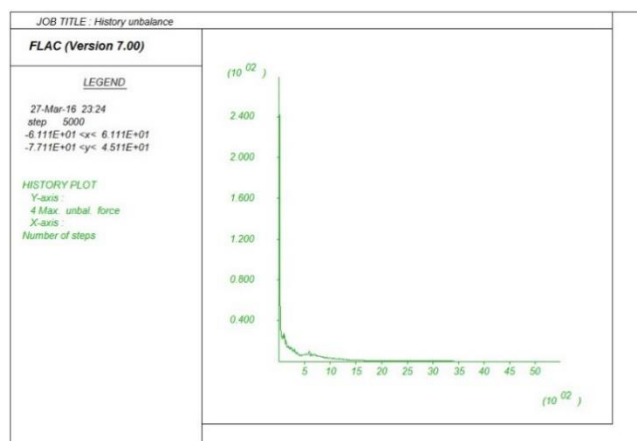
در تمامی مدل‌های عددی بایستی شرایط مرزی را به گونه‌ای تعیین کرد که با شرایط واقعی زمین قبل از حفر تونل یکسان باشد. با توجه به اینکه مقدار دقیق تنش‌های برجا مشخص نیست، ثابت کردن مرز مدل به نحوی که جابه‌جایی نقاط مرزی صفر باشد، تنها راه‌حل اعمال شرایط مرزی واقعی است. بدین منظور جابه‌جایی در جهت افقی نقاط انتهایی چپ و راست و همچنین جابه‌جایی در جهت قائم نقاط کف مدل صفر شده‌اند. شکل ۴-۲ نمایی از هندسه مدل و اعمال شرایط مرزی و اولیه قبل حفاری را نشان می‌دهد.



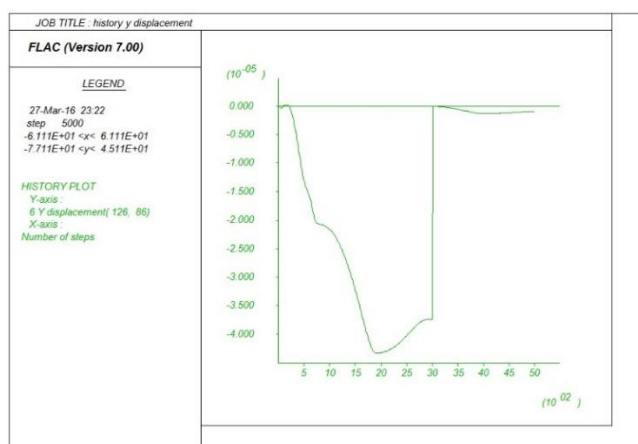
شکل ۴-۲: هندسه مدل و اعمال شرایط اولیه و مرزی

۴-۳-۴ حل مدل تا رسیدن به تعادل اولیه (قبل از حفاری)

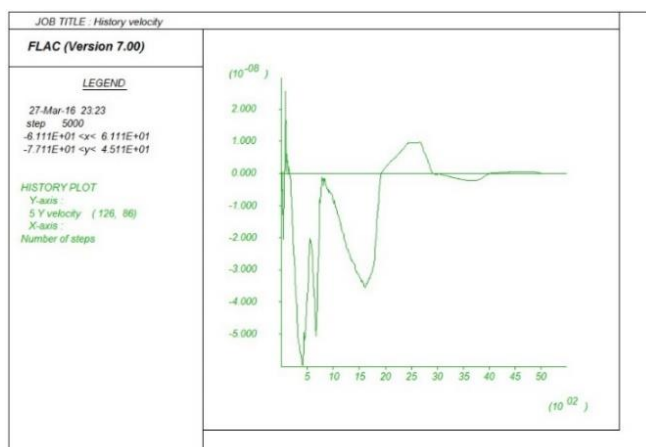
در این قسمت با الگو گرفتن از آنچه در واقعیت اتفاق می افتد سعی شده است شرایط مدل هرچه بیشتر با واقعیت تطبیق داشته باشد. واقعیت این است که قبل از حفر تونل زمین در تعادل است و حفر تونل باعث به وجود آمدن یک سری از ناپایداری در وضعیت تنش ها و جابه جایی ها خواهد شد. با توجه به اینکه تا این مرحله شرایط مرزی و تنش های برجا در مدل اعمال شده اند، لازم است جابه جایی ها صفر شوند تا شرایط واقعی قبل از حفر تونل منظور گردد. همچنین تعادل زمانی به دست می آید که نیروی نامتعادل کننده به صفر میل کند. چنانچه مدل به درستی به تعادل رسیده باشد، می توان آن را حفاری کرد. شکل ۳-۴ تاریخچه نیروهای نامتعادل کننده گرهی را نشان می دهد. برای اطمینان از این که جریان پلاستیک در مدل رخ نداده است، باید جابه جایی و سرعت گره ها را در مدل کنترل کرد. در صورتی که مدل به تعادل میل نماید، باید سرعت و جابه جایی ها در گره به صفر برسد. شکل های ۴-۴ و ۵-۴ به ترتیب تاریخچه جابه جایی و تاریخچه سرعت گرهی در جهت y را نشان می دهد. همچنین شکل ۶-۴ کنشورهای تنش عمودی قبل از حفر تونل در شرایط طبیعی را نشان می دهد؛ که هر چهار شکل مذکور شرایط تعادل را ارضا می کنند.



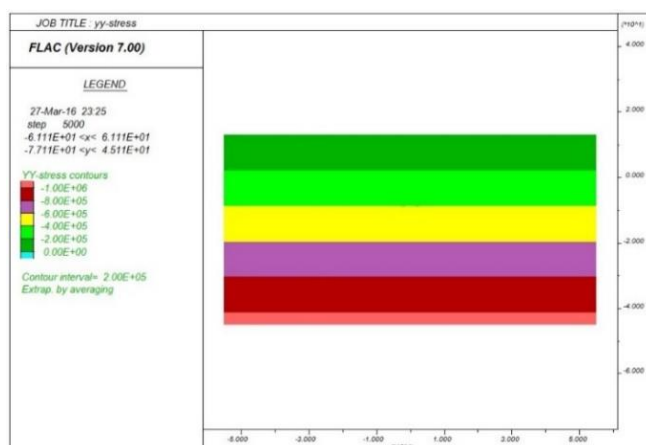
شکل ۳-۴: ایجاد تعادل در مدل با کنترل نیروهای نامتعادل کننده گرهی



شکل ۴-۴: تاریخچه جابه‌جایی در سقف تونل



شکل ۴-۵: تاریخچه زمانی سرعت گرهی در سقف تونل در جهت y



شکل ۴-۶: کنتورهای تنش عمودی قبل از حفاری تونل

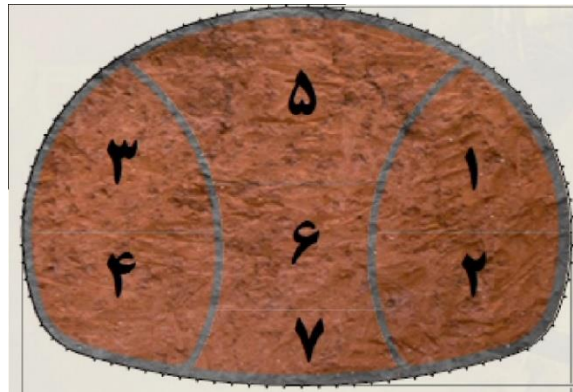
۴-۳-۵ روش مناسب حفاری و ترتیب مراحل آن

جهت حفر تونل در زمین‌های سست، به‌خصوص در مورد تونل‌های بزرگ مقطع، ممکن است حفاری کل مقطع تونل در یک مرحله به دلایلی از قبیل امکان رخداد ریزش، مسایل مربوط به نشست‌های غیرمجاز در سطح زمین و غیراقتصادی بودن عملیات، مقدور نباشد. در NATM یکی از نکات اساسی تعیین ترتیب حفاری است. ترتیب حفاری به عوامل مختلفی چون شکل مقطع تونل، دهانه تونل، نوع خاک محل و سطح آب زیرزمینی بستگی دارد. یکی از خطراتی که موجب ناپایداری تونل می‌شود، عدم کنترل وضعیت میدان تنش-کرنش اطراف تونل در اثر انتخاب شیوه نامناسب حفاری است (پوره‌اشمی و همکاران، ۱۳۹۳). با انتخاب روشی مناسب، تقسیم تونل به مقاطع کوچک‌تر و حفر متوالی آن‌ها ضمن تامین پایداری بخش‌های حفاری شده و جلوگیری از رخدادهای نامطلوب مانند نشست سطح زمین، همگرایی دیواره‌های تونل، در زمان و هزینه اجرای پروژه صرفه‌جویی قابل توجهی حاصل خواهد شد (معادیخواه و همکاران، ۱۳۹۲).

در طول ساخت یک پروژه تونل زنی در مناطق شهری به روش NATM، جبهه کار تونل به منظور پایداری و کاهش تغییر شکل و نشست سطح زمین به گالری‌های موقت تقسیم می‌شود. این گالری‌های موقت با توجه به اندازه تجهیزات باید به‌گونه‌ای انتخاب شوند که حفاری و نصب پوششی ایمن را فراهم کند. یکی از روش‌های حفاری مرحله‌ای، حفاری به روش گالری‌های کناری است. مزایای این توالی حفاری، کمترین میزان جابه‌جایی، کنترل خوب نشست و توزیع مناسب تنش در زمین است و به‌عنوان طرح بهینه حفاری تونل حکیم انتخاب شده است. توالی حفاری مقطع تونل در شکل ۴-۷ نشان داده شده است. شکل ۴-۸ دهانه تونل بزرگراه حکیم (تونل چیتگر) را نشان می‌دهد که به روش گالری‌های کناری حفاری شده است.

حفاری تونل حکیم با تقسیم مقطع تونل به ۷ قسمت اجرا شده است. در هر گام یک متر از مقطع

حفاری می‌گردد. روش حفاری به این صورت است (با توجه به شکل ۴-۷) که ابتدا مقطع شماره ۱ حفاری می‌گردد پس از این که حفاری این مقطع تا ۱۰ متر صورت گرفت، هم‌زمان حفاری مقطع شماره ۲ شروع می‌شود و به همین ترتیب تا مقطع آخر این فرآیند ادامه پیدا می‌کند. در نهایت نگهداری داخل مقطع حذف و برداشته می‌شود (موسسه حرا، ۱۳۹۲).



شکل ۴-۷: ترتیب مراحل مختلف حفاری تونل حکیم (موسسه حرا، ۱۳۹۲)



شکل ۴-۸: دهانه تونل چیتگر (موسسه حرا، ۱۳۹۲)

۴-۳-۵ اعمال عملیات اجرایی و حفاری تونل در نرم افزار $FLAC^{2D}$

پس از رسیدن به تنش‌های برجا و صفر کردن جابه‌جایی‌ها، تونل با هندسه مربوط در مدل ایجاد می‌شود. در این مرحله با توجه به نحوه حفاری (روش NATM) و نوع مدل ساخته شده، تغییرات لازم در مدل اعمال می‌شود.

تخمین سیستم نگهداری مورد نیاز برای پایدارسازی تونل یکی از مسایل مهم در طراحی است. رسم منحنی مشخصه‌ی زمین با کمک نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ و تعیین میزان نرخ همگرایی از روی نمودار پروفیل تغییر شکل طولی^۱ با توجه به رابطه کارانزا تورس^۲ و اعمال ترخیص تنش معادل با همگرایی ایجاد شده تا قبل از نصب پوشش در مدل عددی، می‌تواند مساله بعد سوم که همان تاثیر گام پیشروی و فاصله جبهه کار از پوشش است را در مسایل دوبعدی حل کند (Carranza Torres & Fairhurst, 2000). مراحل طراحی پوشش مرکب برای بخش نخست حفاری به ترتیب شامل مراحل زیر است:

۴-۳-۵-۲ انتخاب گام پیشروی و فاصله جبهه کار از پوشش

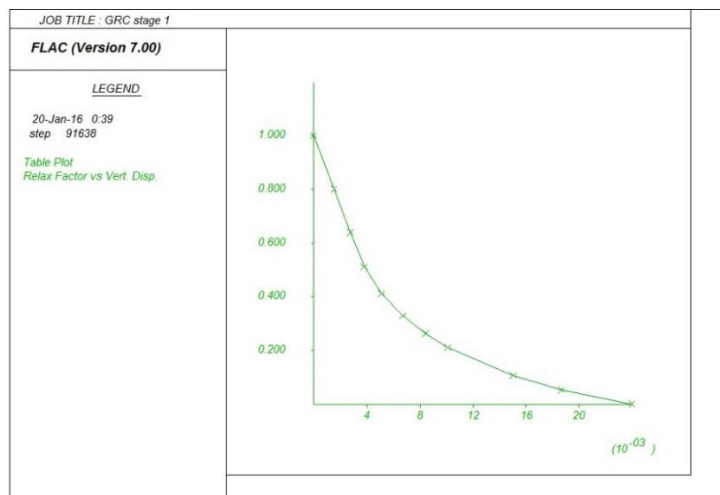
مرحله نخست از طراحی پوشش مرکب تونل بزرگراه حکیم (چیتگر) انتخاب گام پیشروی و فاصله جبهه کار از پوشش است. در این طرح با توجه به شرایط اجرایی، میزان گام پیشروی و فاصله جبهه کار از پوشش ۱ متر انتخاب شده است (موسسه حرا، ۱۳۹۲).

۴-۳-۵-۳ رسم منحنی مشخصه عکس‌العمل زمین

در حقیقت منحنی مشخصه عکس‌العمل زمین نشان‌دهنده مقدار همگرایی ایجاد شده در تونل در اثر تنش‌های القایی به وجود آمده بعد از ایجاد حفاری، با فرض عدم نصب سیستم نگهداری است، مشروط بر اینکه تاثیر نگهداری جبهه کار حفاری در مقطع مورد نظر چشم پوشی شود. در شکل ۴-۹ منحنی مشخصه زمین برای مرحله نخست حفاری با توجه به ترخیص کامل تنش ۲۳ میلی‌متر برآورد شده است. برای مراحل دیگر حفاری هم به همین ترتیب عمل شده و میزان ترخیص تنش محاسبه شده است.

^۱ Longitudinal deformation profile

^۲ Carranza Torres



شکل ۴-۹: منحنی مشخصه عکس العمل زمین برای مرحله نخست

۴-۵-۳-۴ وقفه زمانی و اعمال ترخیص تنش بین حفر تونل تا نصب سیستم نگهداری

هدف از ایجاد پوشش نگهداری مناسب در تونل پایدارسازی زمین و کنترل نیروهای ناشی از حرکت زمین است. ملحوظ نمودن وقفه زمانی بین حفر تونل تا نصب نگهداری، تاثیر بسزایی در کاهش حجم سیستم نگهداری دارد. چراکه بخش قابل توجهی از تغییر شکل زمین در همین فاصله زمانی رخ می‌دهد. در اثر این تغییر شکل بخش عمده‌ای از تنش القایی رها شده و فشار وارد بر سیستم نگهداری کاهش می‌یابد. اگر در مدل عددی به این فاصله زمانی توجه لازم نشود، مسلماً نباید انتظار جواب قابل قبولی را از آن داشت.

در نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ با استفاده از گام زمانی و مشاهده میزان جابه‌جایی یک نقطه در اطراف تونل، می‌توان تاخیر زمانی مناسب نصب سیستم نگهداری را مدل‌سازی کرد. برای محاسبه ترخیص تنش معادل با همگرایی به وجود آمده تا لحظه استقرار پوشش گام‌های محاسباتی به ترتیب زیر انجام شده است:

گام ۱- تعیین همگرایی بر حسب فاصله تا جبهه کار

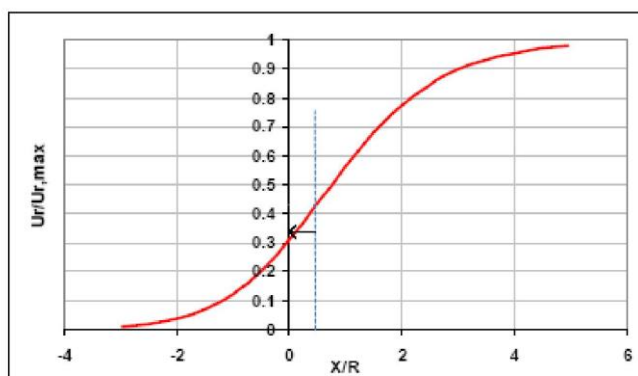
با تعیین همگرایی بر حسب فاصله پوشش تونل تا جبهه کار، می‌توان وضع نسبی بارها و جابه‌جایی

به دست آمده از پیشروی جبهه کار را مشخص کرد. چشم پوشی از سهم همگرایی که تا لحظه استقرار پوشش به وجود می آید، نه تنها منجر به زیاد به حساب آوردن نیروی پوشش می شود، بلکه زمین و تعادل نهایی آن را هم آن طوری که باید منظور نمی کند. رفتار همگرایی تونل برحسب فاصله جبهه کار با کمک معادله (۳-۴)، می توان در حالت دو بعدی به دست آورد. منحنی شکل ۴-۱۰ میزان نرخ همگرایی را برحسب فاصله تا جبهه کار نشان می دهد. با توجه به اینکه گام حفاری در پروژه ۱ متر است و با توجه به رابطه (۳-۴) میزان نرخ همگرایی برای بخش نخست حفاری روی نمودار پروفیل تغییر شکل طولی و با توجه به نسبت فاصله جبهه کار از پوشش، برابر $0/335$ به دست می آید. نرخ همگرایی (U_r/U_{max}) ، نسبت بین جابه جایی به وجود آمده تا لحظه استقرار پوشش به جابه جایی ماکزیمم در اثر اعمال ترخیص تنش کامل است (Carranza Torres & Fairhurst, 2000).

$$\frac{u_r}{u_{max}} = \left[1 + \exp\left(-\frac{x/R}{1.1}\right) \right]^{-1.7} \quad (3-4)$$

در این معادله u_r مقدار جابه جایی در فاصله x از جبهه کار، u_{max} حداکثر مقدار جابه جایی، x فاصله از جبهه کار تونل و R شعاع تونل است.

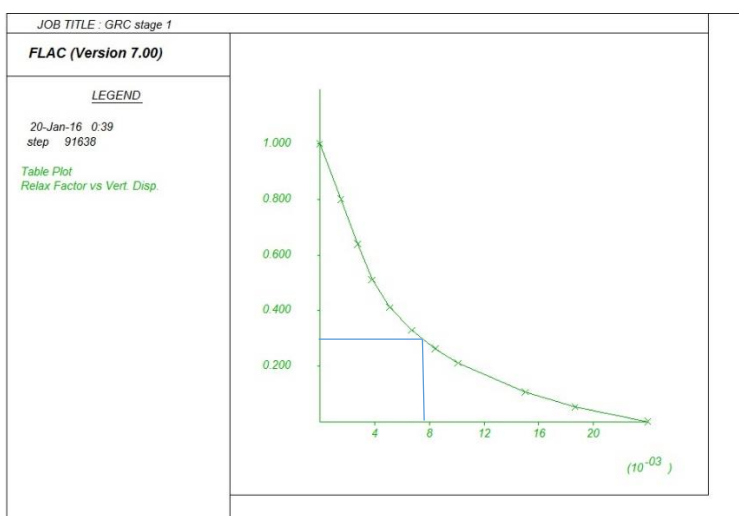
با توجه به مقادیر ماکزیمم جابه جایی به وجود آمده در سقف تونل در اثر ترخیص کامل تنش (از منحنی مشخصه عکس العمل زمین محاسبه شده است)، مقدار جابه جایی به وجود آمده در اثر پیشروی جبهه کار (U) با توجه به نرخ همگرایی برای مرحله نخست حفاری برابر $7/7$ میلی متر تعیین شد.



شکل ۴-۱۰: تغییرات نرخ همگرایی برحسب فاصله از جبهه کار (Carranza Torres, 2000)

گام ۲- تعیین مقدار ترخیص تنش

با توجه به شکل ۴-۱۱ و بررسی‌های انجام شده میزان ترخیص تنش اعمالی به مدل برای مرحله نخست (معادل با ۷/۷ میلی متر جابه‌جایی)، ۶۶ درصد محاسبه شده است.



شکل ۴-۱۱: میزان ترخیص تنش از روی نمودار GRC برای مرحله نخست

گام ۳- اعمال ترخیص تنش و بررسی پایداری فضای حفاری

در این مرحله با اعمال ترخیص تنش‌های محاسبه شده در مرحله قبل به مدل، به بررسی پایداری فضای حفاری شده پرداخته می‌شود. ساکورایی روشی را برای ارزیابی پایداری سازه‌های زیرزمینی با توجه به

کرنش بحرانی پیشنهاد کرده است که بر اساس نتایج آزمایش‌های فشاری تک‌محوری بر روی نمونه‌های مختلف تعریف می‌شود. ساکورایی و همکارانش روابط (۴-۴) را بین مدول الاستیسیته (E) و کرنش بحرانی در حالت فشار محصور نشده در اطراف تونل (ε_c) ارائه کرده‌اند. تراز هشدار خطر I حد بالا است که تونل هیچ گونه مشکلی از لحاظ پایداری ندارد و تراز هشدار خطر III تونل سازی با مشکلات عدیده مواجه گردیده است و پایداری کوتاه مدت را نشان می‌دهد. تراز هشدار خطر II حد متوسط است که به‌عنوان مبنای طراحی نگهداری تونل‌های مهندسی پیشنهاد شده است (Sakurai, 1981).

$$\log \varepsilon_c = -0.25 \log E - 0.85 \quad \text{تراز هشدار خطر I}$$

$$\log \varepsilon_c = -0.25 \log E - 1.22 \quad \text{تراز هشدار خطر II} \quad (۴-۴)$$

$$\log \varepsilon_c = -0.25 \log E - 1.59 \quad \text{تراز هشدار خطر III}$$

که در این روابط ارائه شده ε_c کرنش بحرانی و E مدول الاستیسیته برحسب کیلوگرم نیرو بر سانتی‌متر مربع (kgf/cm^2) است. لازم به ذکر است که یک kg/cm^2 برابر با $۱/۰.۳۳ \text{ kgf/cm}^2$ است. از آنجاکه توده سنگ اطراف تونل‌ها تحت تنش سه محوره قرار دارد، استفاده از ماکزیمم کرنش برشی برای ارزیابی پایداری تونل منطقی‌تر به نظر می‌رسد. در این حالت کرنش برشی بحرانی به‌عنوان مقدار مجاز استفاده می‌شود. ساکورایی رابطه (۴-۵) را برای محاسبه کرنش برشی بحرانی در حالت سه محوری (γ_c) با استفاده از کرنش برشی بحرانی در حالت فشاری محصور نشده و نسبت پواسون (ν) پیشنهاد کرد (Sakurai, 1997). برای ارزیابی پایداری فضای حفاری شده لازم است تا نتایج کرنش‌های برشی حاصل از مدل عددی با کرنش برشی مجاز حول فضای زیرزمینی مقایسه شوند. در صورتی که این کرنش‌ها از کرنش برشی مجاز به واسطه تراز هشدار خطر II که به‌عنوان مبنای طراحی نگهداری فضاهای زیرزمینی توسط ساکورایی ارائه شده است، کمتر شود، تونل پایدار خواهد بود.

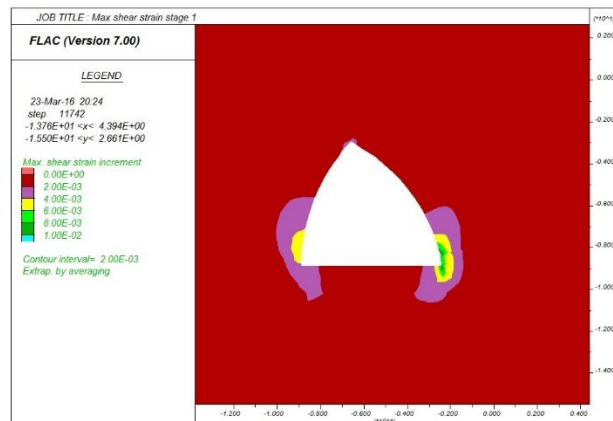
$$\gamma_c = (1 + \vartheta)\varepsilon_c \quad (۵-۴)$$

با جای گذاری مقادیر مدول الاستیسیته و نسبت پواسون در رابطه های ارائه شده، می توان مقادیر کرنش بحرانی در حالت فشاری محصور نشده و کرنش برشی بحرانی در حالت سه محوری را محاسبه کرد.

$$\log \varepsilon_c = -0.25 \log E - 1.22 \Rightarrow \varepsilon_c = 0.0109$$

$$\gamma_c = (1 + \vartheta)\varepsilon_c \Rightarrow \gamma_c = 1.506 \times 10^{-2}$$

شکل های ۱۲-۴ و ۱۳-۴ حداکثر کرنش برشی و کنشورهای جابه جایی های به وجود آمده در اطراف تونل برای مرحله نخست حفاری در اثر اعمال ترخیص تنش را نشان می دهد. با توجه به شکل ۱۲-۴ حداکثر کرنش برشی به وجود آمده در اطراف فضای حفاری برای مرحله نخست برابر با 1×10^{-2} می باشد که از مقدار محاسبه شده در رابطه (۵-۴) کم تر است. می توان چنین استنباط کرد که فضای حفاری تحت تاثیر ترخیص تنش اعمالی، پایدار است.



شکل ۱۲-۴: ماکزیمم کرنش برشی در اطراف مرحله اول حفاری در اثر اعمال ترخیص تنش



شکل ۴-۱۳: کنتورهای جابه‌جایی در اطراف مرحله اول حفاری در اثر اعمال ترخیص تنش

۴-۴ نصب سیستم نگهداری

تخمین نگهداری مرکب مورد نیاز برای پایدارسازی تونل یکی از مسایل مهم در طراحی است. بر اساس نتایج حاصل از تحلیل پایداری، لازم است برای کنترل جابه‌جایی‌ها سیستم نگهداری مناسبی طراحی شود. جهت مدل‌سازی سیستم نگهداری در نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ از المان تیر استفاده شده است که باید از مقادیر معادل شاتکریت و قاب مشبک استفاده کرد. برای معادل کردن شاتکریت و قاب مشبک به صورت المان تیر سه پارامتر ممان اینرسی، مدول الاستیسیته و سطح مقطع مورد نیاز است. برای این کار این دو سیستم نگهداری را ترکیب کرده و پارامترهای مقاومتی و مکانیکی آن محاسبه می‌شود.

۴-۴-۱ استفاده از روش مقطع معادل در طراحی پوشش موقت تونل‌ها

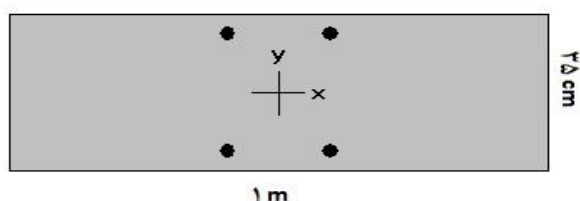
برای حل مقاطع مرکب از روشی استفاده می‌شود که معمولاً به عنوان رویکرد مقطع معادل^۱ نامیده می‌شود که توسط کارانزا تورس^۲ و دیدریس^۳ ارائه شد. این روش به خوبی در آنالیزهای مهندسی سازه شناخته شده است که در آن به طور معمول از رفتار تیرهای الاستیسیته استفاده می‌شود. معادلاتی که

^۱ Equivalent section

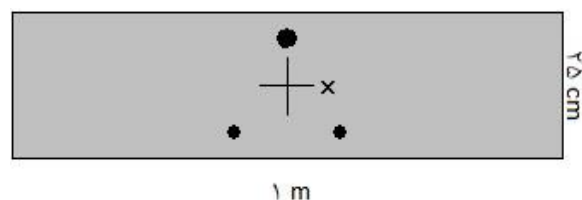
^۲ Carranza-Torres

^۳ Diederichs

در روش مقطع معادل به کار می‌رود، بر اساس تیوری پوسته‌ها و مطابقت با رفتار تیرهای منحنی هستند که در ادامه به آن اشاره خواهد شد. مقطع معادل پوشش مرکب مورد استفاده در مدل برای دیواره اصلی و موقت به ترتیب در شکل‌های ۴-۱۴ و ۴-۱۵ نشان داده شده است.



شکل ۴-۱۴: مقطع پوشش مرکب برای دیواره اصلی



شکل ۴-۱۵: مقطع پوشش مرکب برای دیواره موقت (تخریبی)

مشخصات سیستم نگهداری (شاتکریت و قاب مشبک) مورد استفاده در مدل، در جدول‌های ۴-۲ تا ۴-۵ برای دیواره اصلی و موقت ارائه شده است.

جدول ۴-۲: مشخصات قاب مشبک چهار میله‌ای برای دیواره اصلی

مقدار	مشخصه
$4 \Phi 30$	میله‌گرد
200 GPa	مدول الاستیسیته
115 mm	ارتفاع
1 m	فاصله قرارگیری
4000 kg/cm^2	تنش تسلیم
220 mm	عرض
0/2	ضریب پواسون

جدول ۴-۳: مشخصات قاب مشبک سه میله‌ای برای دیواره موقت گالری‌ها

مقدار	مشخصه
$1 \Phi 36 + 2 \Phi 30$	میلگرد
۲۰۰ GPa	مدول الاستیسیته
۱۳۰ mm	ارتفاع
۱ m	فاصله قرارگیری
4000 kg/cm^2	تنش تسلیم
۲۲۰ mm	عرض
۰/۲	ضریب پواسون

جدول ۴-۴: خصوصیات شاتکریت برای دیواره اصلی (موسسه حرا، ۱۳۹۲)

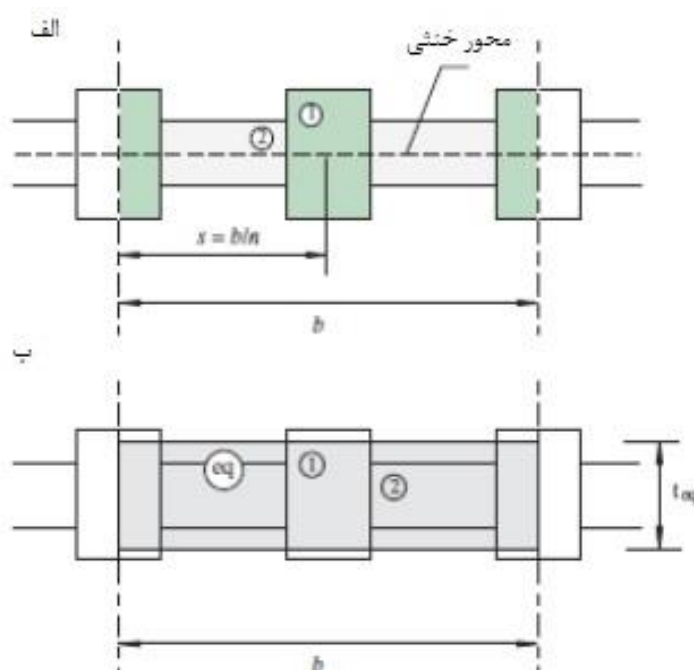
مقدار	مشخصه
۳۵ cm	ضخامت
$23/500 \text{ GPa}$	مدول الاستیسیته
2500 kg/cm^3	وزن مخصوص شاتکریت
۰/۱۵	ضریب پواسون
$3/573e-3 \text{ m}^4$	ممان اینرسی
۲۵ MPa	مقاومت فشاری ۲۸ روزه
$2/7 \text{ MPa}$	مقاومت کششی

جدول ۴-۵: خصوصیات شاتکریت برای دیواره موقت گالری‌ها (موسسه حرا، ۱۳۹۲)

مقدار	مشخصه
۲۵ cm	ضخامت
$23/500 \text{ GPa}$	مدول الاستیسیته
2500 kg/cm^3	وزن مخصوص شاتکریت
۰/۱۵	ضریب پواسون
$1/3e-3 \text{ m}^4$	ممان اینرسی
۲۵ MPa	مقاومت فشاری ۲۸ روزه
$2/7 \text{ MPa}$	مقاومت کششی

۲-۴-۴ معادلات حاکم در رویکرد مقطع معادل

شکل ۴-۱۶ ترکیب دو ماده مختلف برای استفاده از این روش را نشان می‌دهد. این مقطع نشان‌دهنده لایه نگهدارنده به عرض b ، شامل n واحد از ماده ۱ (قاب مشبک) و n واحد از ماده ۲ (شاتکریت) است. توجه داشته باشید که n واحد از هر یک از مواد در امتداد عرض b وجود دارد. این بیان هم‌ارز این است که هر یک از واحدها با فاصله $s = b/n$ از یکدیگر قرار گرفته‌اند. هریک از واحدهای ۱ و ۲ با تعاریفی برای ضرایب فشار (ضریب تراکم‌پذیری) به ترتیب D_1 و D_2 و ضرایب انعطاف‌پذیری به ترتیب K_1 و K_2 نشان داده شده‌اند. در به دست آوردن این روابط از فرض تقارن نسبت به محور افقی مشترک (محور خنشی مقطع) استفاده شده است. به عبارت دیگر فرض شده که مرکز سطح این دو ماده (شاتکریت و قاب مشبک) در یک نقطه روی هم قرار گرفته است (شکل ۴-۱۶) (Carranza-Torres & Diederichs, 2009).



شکل ۴-۱۶: (الف) نمایی از یک مقطع لایه نگهدارنده شامل مواد مختلف ۱ و ۲ (ب) مقطع معادل برای لایه مرکب (Carranza-Torres & Diederichs, 2009).

برای مدل‌سازی مقطع معادل (مرکب) باید مدول الاستیسیته معادل (E_{eq}) و ضخامت معادل (t_{eq})

را به دست آورد. به دلیل اینکه در مدل سازی انجام شده تحلیل سیستم نگهداری، بر اساس فرض کرنش صفحه ای انجام شده است، بنابراین این پارامترها در شرایط کرنش صفحه ای محاسبه می شوند؛ بنابراین پارامترهای ضرایب فشار (تراکم پذیری) D و انعطاف پذیری K مطابق با معادله های (۴-۶) تا (۴-۱۱) تعریف می شوند (Carranza-Torres & Diederichs, 2009):

برای قاب مشبک داریم:

$$D_1 = \frac{E_1 A_1}{1 - \theta_1^2} \quad (۴-۶)$$

$$K_1 = \frac{E_1 I_1}{1 - \theta_1^2} \quad (۴-۷)$$

که در این رابطه D_1 ضریب تراکم پذیری، K_1 ضریب انعطاف پذیری، A_1 سطح مقطع عرضی، I_1 ممان اینرسی و θ_1 ضریب پواسون قاب مشبک است.

برای شاتکریت داریم:

$$A_2 = 1/n \times b t_2 - A_1 \quad (۴-۸)$$

$$I_2 = 1/n \times b t_2^3 / 12 - I_1 \quad (۴-۹)$$

$$D_2 = \frac{E_2 A_2}{1 - \theta_2^2} \quad (۴-۱۰)$$

$$K_2 = \frac{E_2 I_2}{1 - \theta_2^2} \quad (۴-۱۱)$$

که در این روابط D_2 ضریب تراکم پذیری، K_2 ضریب انعطاف پذیری، A_2 سطح مقطع عرضی، I_2 ممان اینرسی، θ_2 ضریب پواسون، t_2 ضخامت و b عرض مقطع مرکب است.

مقطع مرکب در شکل ۴-۱۶ می تواند به عنوان مقطع معادل با عرض b و ضخامت t_{eq} و مدول

الاستیسیته E_{eq} (همان طور که در شکل ۴-۱۶ نشان داده شده است) در نظر گرفته شود. ضخامت و مدول الاستیسیته این مقطع معادل با استفاده از معادلات (۴-۱۲) و (۴-۱۳) محاسبه می شود:

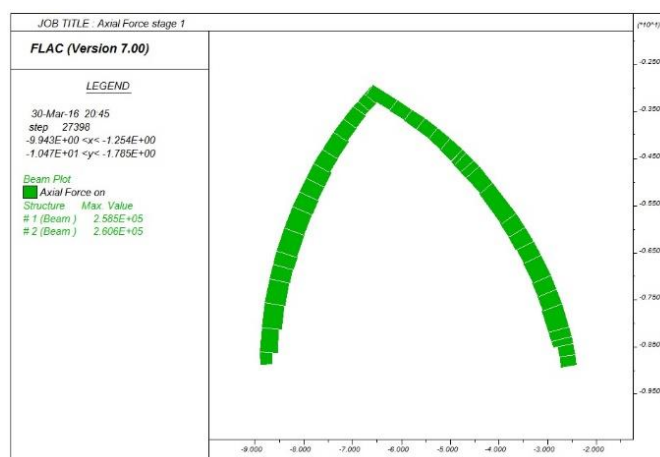
$$t_{eq} = \sqrt{12 \frac{(K_1 + K_2)}{(D_1 + D_2)}} \quad (4-12)$$

$$E_{eq} = \frac{n(D_1 + D_2)}{b t_{eq}} \quad (4-13)$$

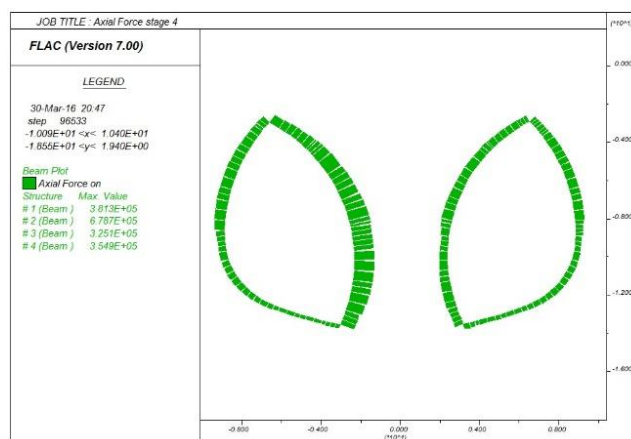
با استفاده از این روابط و جایگزینی مدول الاستیسیته شاتکریت و قاب مشبک، مقدار مدول الاستیسیته برای دیواره اصلی و دیواره موقت به ترتیب برابر با ۲۵/۱۷۱ GPa و ۲۵/۸۰۳۴ GPa و همچنین مقدار ضخامت معادل برای دیواره اصلی و موقت به ترتیب برابر با ۳۵/۵ سانتی متر و ۲۵/۰۳۲ سانتی متر و مقدار ممان اینرسی معادل برای دیواره اصلی و موقت به ترتیب برابر ۳۷۲۸ cm^4 و ۱۳۰۷ cm^4 به دست خواهد آمد که در مدل سازی از آن ها استفاده خواهد شد. همان طور که گفته شد در نرم افزار FLAC^{2D} برای نصب سیستم نگهداری از المان تیر استفاده می شود. به دلیل این که شاتکریت در اولین روزهای نصب ضعیف است و هنوز سخت نشده و مدول الاستیسیته پایینی دارد، در نرم افزار FLAC^{2D} هم باید به همین صورت عمل کرد. در ابتدای نصب سیستم نگهداری مدول الاستیسیته یک سوم مدول الاستیسیته نهایی در نظر گرفته شد که در مرحله بعدی شاتکریت به مدول الاستیسیته نهایی خود دست پیدا خواهد کرد (Hung et al., 2009).

۴-۴-۳ تعیین نیروی های محوری و برشی و گشتاور خمشی به وجود آمده در پوشش مرکب

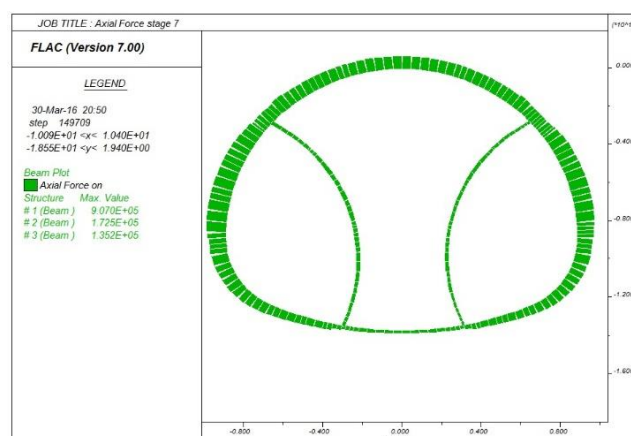
با توجه به تحلیل های انجام شده بر روی مدل، نیروهای محوری و برشی و گشتاور خمشی به وجود آمده در مقطع پوشش مرکب در مراحل مختلف حفاری در شکل های ۴-۱۷ تا ۴-۲۸ نشان داده شده است که با استفاده از نمودارهای ظرفیت باربری پایداری آن ها کنترل می شود.



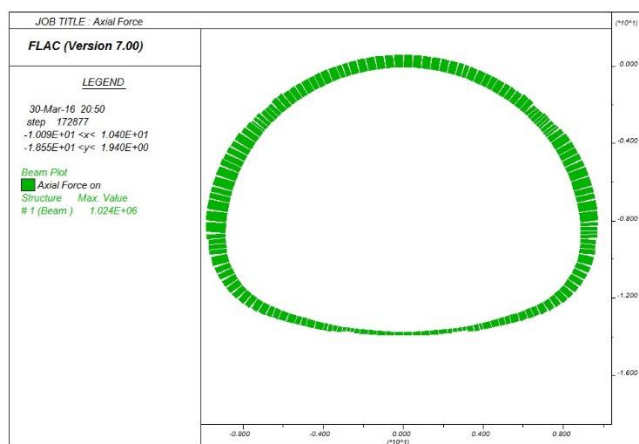
شکل ۴-۱۷: نیروی محوری وارده بر پوشش مرکب در بخش نخست حفاری



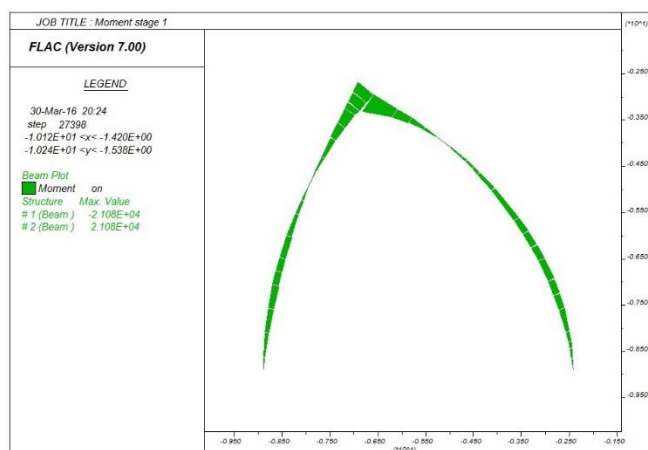
شکل ۴-۱۸: نیروی محوری وارده بر پوشش مرکب در بخش چهارم حفاری



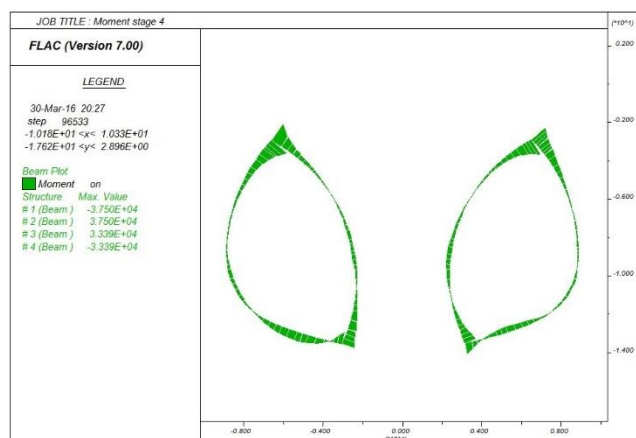
شکل ۴-۱۹: نیروی محوری وارده بر پوشش مرکب بعد از پایان حفاری



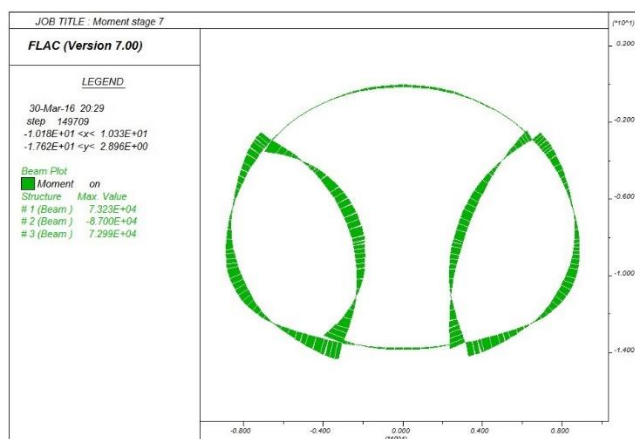
شکل ۴-۲۰: نیروی محوری وارده بر پوشش مرکب بعد از تخریب دیواره‌های موقت



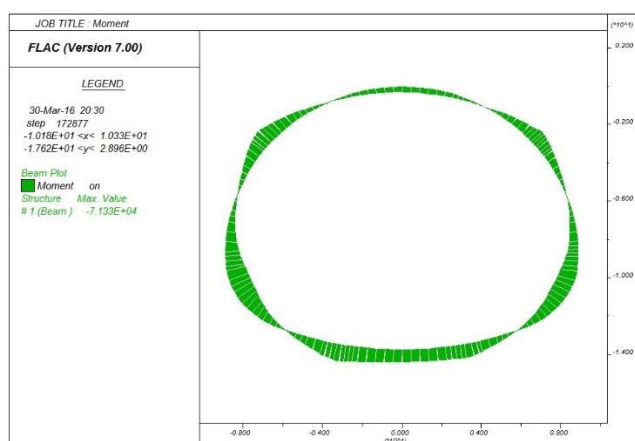
شکل ۴-۲۱: گشتاور خمشی وارده بر پوشش مرکب در بخش نخست حفاری



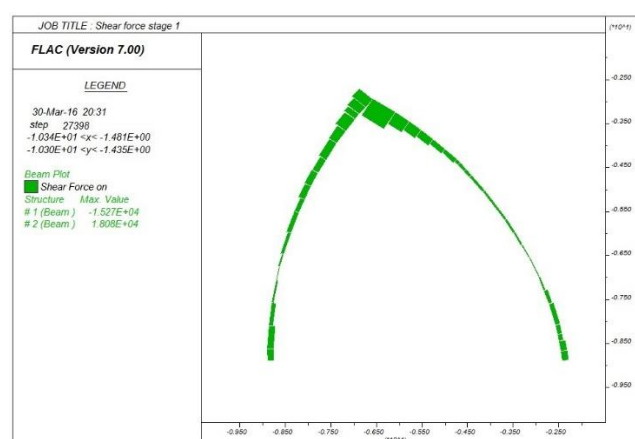
شکل ۴-۲۲: گشتاور خمشی وارده بر پوشش مرکب در بخش چهارم حفاری



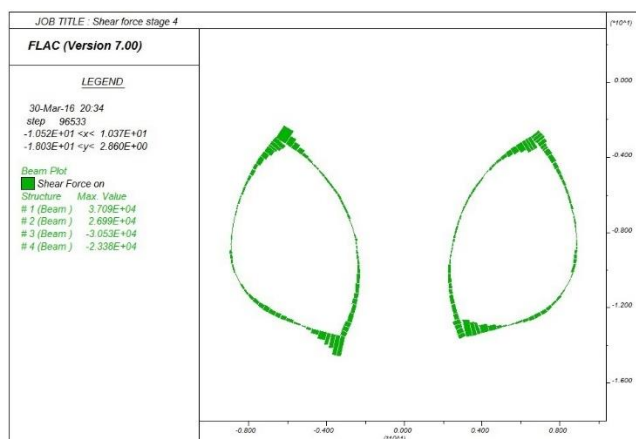
شکل ۴-۲۳: گشتاور خمشی وارده بر پوشش مرکب بعد از پایان حفاری



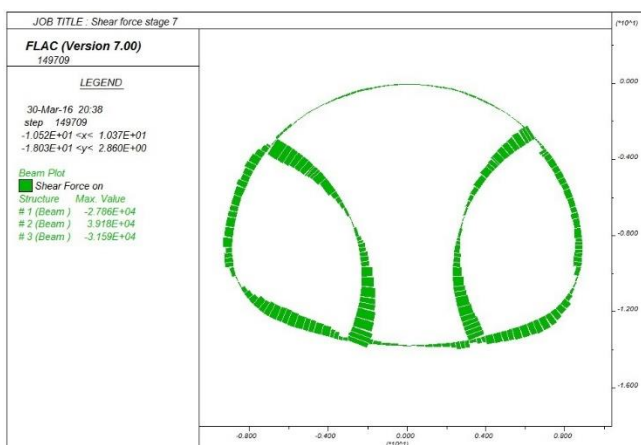
شکل ۴-۲۴: گشتاور خمشی وارده بر پوشش مرکب بعد از تخریب دیواره‌های موقت



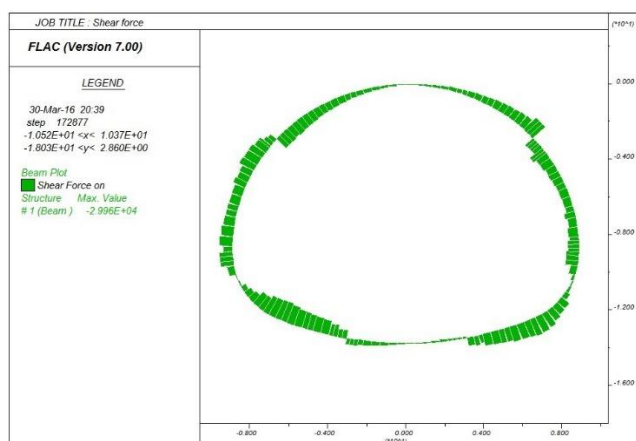
شکل ۴-۲۵: نیروی برشی وارده بر پوشش مرکب در بخش نخست حفاری



شکل ۴-۲۶: نیروی برشی وارده بر پوشش مرکب در بخش چهارم حفاری



شکل ۴-۲۷: نیروی برشی وارده بر پوشش مرکب بعد از پایان حفاری



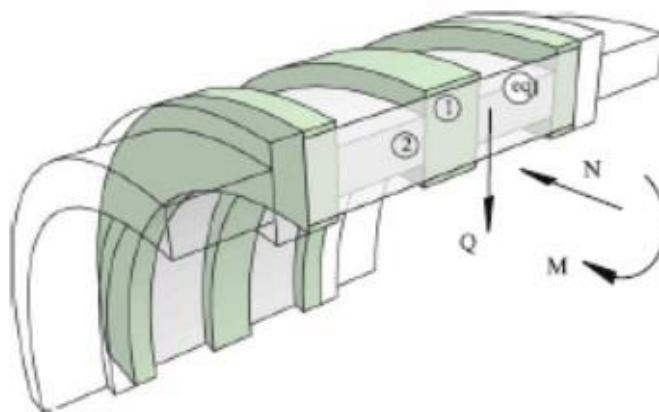
شکل ۴-۲۸: نیروی برشی وارده بر پوشش مرکب بعد از تخریب دیواره‌های موقت

برای یک مهندس تونل، طراحی لایه نگهدارنده مرکب متشکل از مجموعه قاب‌های فولاد و شاتکریت،

یک سؤال مهم به شکل زیر مطرح می‌نماید:

باری که از زمین به لایه نگهدارنده مرکب منتقل شده و باعث ایجاد گشتاور خمشی و نیروی محوری در هر واحد طول از لایه نگهدارنده می‌شود، به چه میزان توسط شاتکریت تحمل شده و به چه میزان توسط قاب مشبک تحمل می‌شود؟

شکل ۴-۲۹ مجموع گشتاور خمشی M ، نیروی محوری N و نیروی برشی Q را برای مقطع معادل با ضخامت (t_{eq}) و مدول الاستیسیته (E_{eq}) نشان می‌دهد. بعد از آن که مقادیر گشتاور خمشی، نیروی محوری و برشی بر روی مقطع معادل تعیین شدند، مجموع گشتاور خمشی M ، نیروی محوری N و نیروی برشی Q توزیع شده بر روی هر یک از مواد تشکیل‌دهنده این مقطع معادل مطابق با شکل ۴-۳۰ خواهد بود (Carranza-Torres & Diederichs, 2009).



شکل ۴-۲۹: مجموع گشتاور خمشی، نیروی محوری و نیروی برشی ارائه شده در مقطع معادل نشان داده شده در شکل ۴-۱۶ (Carranza-Torres & Diederichs, 2009).

گشتاور خمشی M توزیع شده بین واحدهای قاب مشبک و شاتکریت، مطابق با معادله (۴-۱۴) است:

$$M_1 = \frac{MK_1}{n(K_1 + K_2)} \quad (۴-۱۴)$$

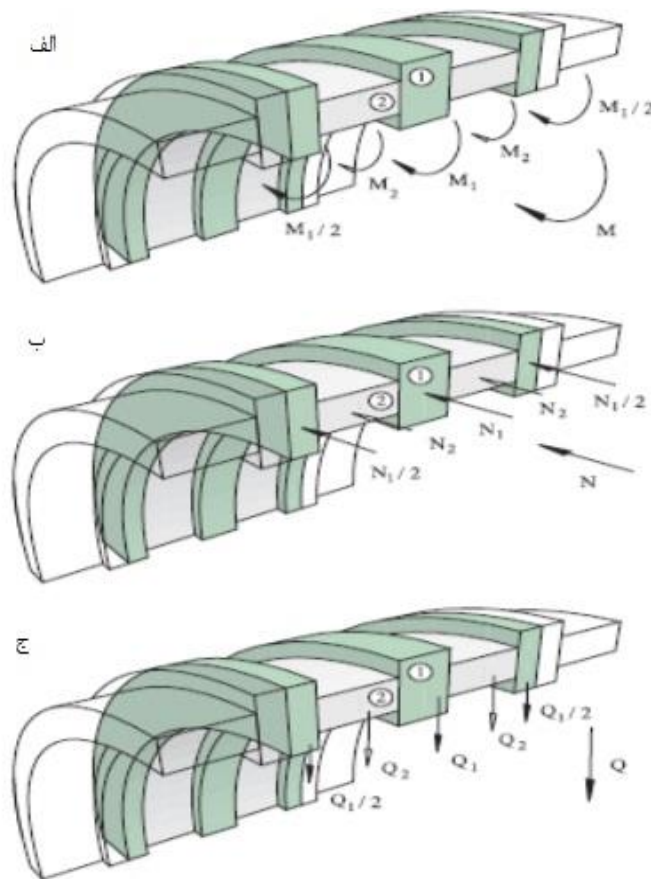
$$M_2 = \frac{MK_2}{n(K_1 + K_2)} \quad (۴-۱۵)$$

به‌طور مشابه نیروی برشی Q توزیع شده بر روی مقطع معادل مطابق با معادله‌های (۴-۱۶) و

(۴-۱۷) خواهد بود:

$$Q_1 = \frac{QK_1}{n(K_1+K_2)} \quad (۴-۱۶)$$

$$Q_2 = \frac{QK_2}{n(K_1+K_2)} \quad (۴-۱۷)$$



شکل ۴-۳۰: (الف) گشتاور خمشی، (ب) نیروی محوری و (ج) نیروی برشی توزیع شده در لایه نگهدارنده مرکب نشان داده شده در شکل ۴-۱۶ (Carranza-Torres, Diederichs, 2009)

نیروی محوری N توزیع شده مطابق با معادله‌های (۴-۱۸) و (۴-۱۹) خواهد بود:

$$N_1 = \frac{ND_1}{n(D_1 + D_2)} \quad (۱۸-۴)$$

$$N_2 = \frac{ND_2}{n(D_1 + D_2)} \quad (۱۹-۴)$$

با استفاده از این روابط و جایگزینی ضرایب تراکم‌پذیری و انعطاف‌پذیری شاتکریت و قاب مشبک و مجموع گشتاور خمشی M ، نیروی محوری N و نیروی برشی Q مقطع معادل که از نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ محاسبه می‌شود، می‌توان گشتاور خمشی M ، نیروی محوری N و نیروی برشی Q توزیع شده بر روی هر یک از مواد تشکیل‌دهنده این مقطع مرکب را به دست آورد.

جدول‌های ۴-۶ تا ۴-۹ توزیع نیروها و گشتاورهای خمشی روی دیواره اصلی و موقت شاتکریت ۲۸ روزه (با توجه به جدول ۴-۴ مدول الاستیسیته $23/5 \text{ GPa}$) و یک روزه (با توجه به جدول ۲-۱۲ مدول الاستیسیته 8 GPa) برای مرحله اول حفاری را نشان می‌دهد. همان‌طور که در جدول‌های ۴-۶ و ۴-۷ می‌بینید، شاتکریت سهم خیلی بیشتری از نیروها و گشتاور خمشی وارد شده به پوشش را نسبت به قاب مشبک تحمل می‌کند. از طرفی دیگر با توجه به جدول‌های ۴-۸ و ۴-۹، شاتکریت یک روزه که مدول الاستیسیته پایینی دارد، سهم کمتری از نیروها و گشتاور خمشی وارد شده را نسبت به شاتکریت ۲۸ روزه تحمل می‌کند و سهم قاب مشبک بیشتر است. به همین ترتیب شاتکریت در ساعات اولیه نصب، ظرفیت باربری بالایی ندارد و سهم بیشتری از نیروها و گشتاور خمشی توسط قاب مشبک تحمل می‌شود.

جدول ۴-۶: توزیع نیروها و گشتاور خمشی روی سیستم نگهداری دیواره اصلی برای مرحله اول حفاری (شاتکریت ۲۸ روزه)

دیاره اصلی (شاتکریت ۲۸ روزه)	محاسبه شده در مدل عددی	وارد شده روی شاتکریت	وارد شده روی قاب مشبک
حداکثر نیروی محوری	$3/477 \times 10^5$	$3/247 \times 10^5$	$0/23 \times 10^5$
حداکثر نیروی برشی	$1/527 \times 10^4$	$1/382 \times 10^4$	$0/145 \times 10^4$
حداکثر گشتاور خمشی	$2/108 \times 10^4$	$1/907 \times 10^4$	$0/201 \times 10^4$

جدول ۴-۷: توزیع نیروها و گشتاور خمشی روی سیستم نگهداری دیواره موقت برای مرحله اول حفاری (شاتکریت ۲۸ روزه)

دیاره موقت (شاتکریت ۲۸ روزه)	محاسبه شده در مدل عددی	وارد شده روی شاتکریت	وارد شده روی قاب مشبک
حداکثر نیروی محوری (نیوتن N)	$3/492 \times 10^5$	$3/218 \times 10^5$	$0/274 \times 10^5$
حداکثر نیروی برشی (نیوتن N)	$1/808 \times 10^4$	$1/633 \times 10^4$	$0/175 \times 10^4$
حداکثر گشتاور خمشی (نیوتن N)	$2/108 \times 10^4$	$1/904 \times 10^4$	$0/204 \times 10^4$

جدول ۴-۸: توزیع نیروها و گشتاور خمشی روی سیستم نگهداری دیواره اصلی برای مرحله اول حفاری (شاتکریت یک روزه)

دیاره اصلی (شاتکریت یک روزه)	محاسبه شده در مدل عددی	وارد شده روی شاتکریت	وارد شده روی قاب مشبک
حداکثر نیروی محوری (نیوتن N)	$2/736 \times 10^5$	$2/266 \times 10^5$	$0/47 \times 10^5$
حداکثر نیروی برشی (نیوتن N)	$1/535 \times 10^4$	$1/172 \times 10^4$	$0/363 \times 10^4$
حداکثر گشتاور خمشی (نیوتن N)	$2/335 \times 10^4$	$1/783 \times 10^4$	$0/552 \times 10^4$

جدول ۴-۹: توزیع نیروها و گشتاور خمشی روی سیستم نگهداری دیواره موقت برای مرحله اول حفاری (شاتکریت یک روزه)

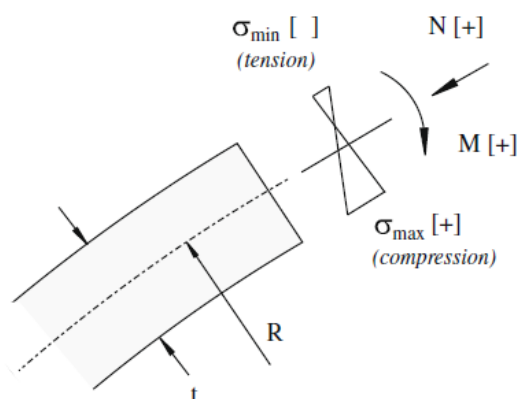
دیاره موقت (شاتکریت یک روزه)	محاسبه شده در مدل عددی	وارد شده روی شاتکریت	وارد شده روی قاب مشبک
حداکثر نیروی محوری (نیوتن N)	$2/653 \times 10^5$	$2/139 \times 10^5$	$0/514 \times 10^5$
حداکثر نیروی برشی (نیوتن N)	$1/867 \times 10^4$	$1/419 \times 10^4$	$0/448 \times 10^4$
حداکثر گشتاور خمشی (نیوتن N)	$2/335 \times 10^4$	$1/775 \times 10^4$	$0/56 \times 10^4$

۴-۵ تحلیل پایداری پوشش مرکب

به طور کلی هدف از طراحی یک سازه، تامین ایمنی در مقابل فرو ریختگی و تضمین عملکرد مناسب در زمان بهره‌برداری است. چنانچه مقاومت واقعی یک سازه، بارهای وارد بر آن و اثرات داخلی آن‌ها به‌طور دقیق قابل پیش‌بینی بود، تامین ایمنی تنها با ایجاد ظرفیت باربری به میزان جزئی بیش از مقدار بارهای وارده ممکن می‌شد. اما عوامل نامشخص و خطاهای احتمالی متعددی در تحلیل، طراحی و ساخت سازه‌ها وجود دارند که یک حاشیه ایمنی را در طراحی سازه طلب می‌کند. به منظور کنترل نیروها و گشتاور خمشی وارد شده بر پوشش مرکب که توسط نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ محاسبه شده است از نمودارهای ظرفیت باربری استفاده شده است. این بخش روی رسم نمودارهای ظرفیت باربری (گشتاور خمشی - نیروی محوری و نیروی محوری-نیروی برشی) تمرکز خواهد داشت.

۴-۵-۱ نمودار ظرفیت باربری و اندرکنش گشتاور خمشی-نیروی محوری

نمودارهای ظرفیت باربری ابزاری مفید برای طراحی پوشش تونل‌ها هستند. از این نمودارها بیشتر در مهندسی ساختمان و طراحی بتن استفاده می‌شود. شکل ۴-۳۱ نمایی از یک مقطع قوسی را نشان می‌دهد که در معرض نیروی محوری N و گشتاور خمشی M قرار گرفته است و موجب ایجاد تنش‌های محوری σ_{max} و σ_{min} می‌شود. این نیروهای محوری بر اساس رابطه (۴-۲۰) به‌صورت زیر محاسبه می‌شود (Carranza-Torres & Diederichs, 2009):



شکل ۴-۳: نمایی از مقطع قوسی تحت نیروی محوری و گشتاور خمشی (Carranza-Torres & Diederichs, 2009)

$$\sigma_{min}^{max} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} t/2 \quad (۲۰-۴)$$

که A مساحت سطح مقطع معادل و I ممان اینرسی مقطع معادل پوشش و $t/2$ نصف ضخامت معادل پوشش است.

فرض می‌شود ماده‌ای که سیستم نگهداری از آن ساخته شده است، می‌تواند حداکثر تنش فشاری σ_c یا حداکثر تنش کششی σ_t را تحمل کند. ضریب ایمنی FS برای اینکه ماده در فشار یا درکشش شکسته شود، بر اساس رابطه (۴-۲۱) تعریف می‌شود (Carranza-Torres & Diederichs, 2009):

$$FS = \frac{\sigma_c}{\sigma_{max}} = \frac{\sigma_t}{\sigma_{min}} \quad (۲۱-۴)$$

معادله‌های (۴-۲۰) و (۴-۲۱) برای برقراری ارتباط بین نیروی محوری N و گشتاور خمشی M همراه با ضریب ایمنی مشخص، برای شکست فشاری و شکست کششی با هم ترکیب می‌شوند. با توجه به مقدار σ_{max} در معادله (۴-۲۰) و تعریف ضریب ایمنی در معادله (۴-۲۱)، مقدار نهایی نیروی محوری N برای شکست فشاری بر اساس معادله (۴-۲۲) محاسبه می‌شود (Carranza-Torres & Diederichs, 2009):

$$N = -\frac{|M|At}{2I} + \frac{\sigma_c A}{FS} \quad (22-4)$$

در این رابطه، σ_c مقاومت فشاری پوشش است.

به طور مشابه σ_{min} در معادله (۲۰-۴) را در نظر بگیرید، مقدار نهایی نیروی محوری N برای شکست

کششی بر اساس معادله (۲۳-۴) محاسبه می شود (Carranza-Torres & Diederichs, 2009):

$$N = \frac{|M|At}{2I} + \frac{\sigma_t A}{FS} \quad (23-4)$$

در این رابطه، σ_t مقاومت کششی پوشش است.

با مساوی قرار دادن طرف راست معادله های (۲۲-۴) و (۲۳-۴) مقادیر گشتاور خمشی بحرانی M_{cr}

با مقدار مشخص ضریب ایمنی FS برای هر دو حالت شکست فشاری و کششی مطابق با معادله (۲۴-۴)

محاسبه می شود (Carranza-Torres & Diederichs, 2009):

$$M_{cr} = \pm \frac{I}{t} \frac{\sigma_c - \sigma_t}{FS} \quad (24-4)$$

با استفاده از مجموعه معادله های (۲۲-۴) تا (۲۴-۴) می توان نمودار اندرکنش گشتاور خمشی و

نیروی محوری را ترسیم نمود. محور افقی گشتاور خمشی و محور عمودی نیروی محوری است. مرز

بالایی و پایینی توسط معادله های (۲۲-۴) و (۲۳-۴) و مرز راست و چپ توسط معادله (۲۴-۴) تعیین

می شود. با استفاده از پارامترهای مقطع معادل (در بخش ۲-۴-۴ محاسبه شده است)، می توان نمودار

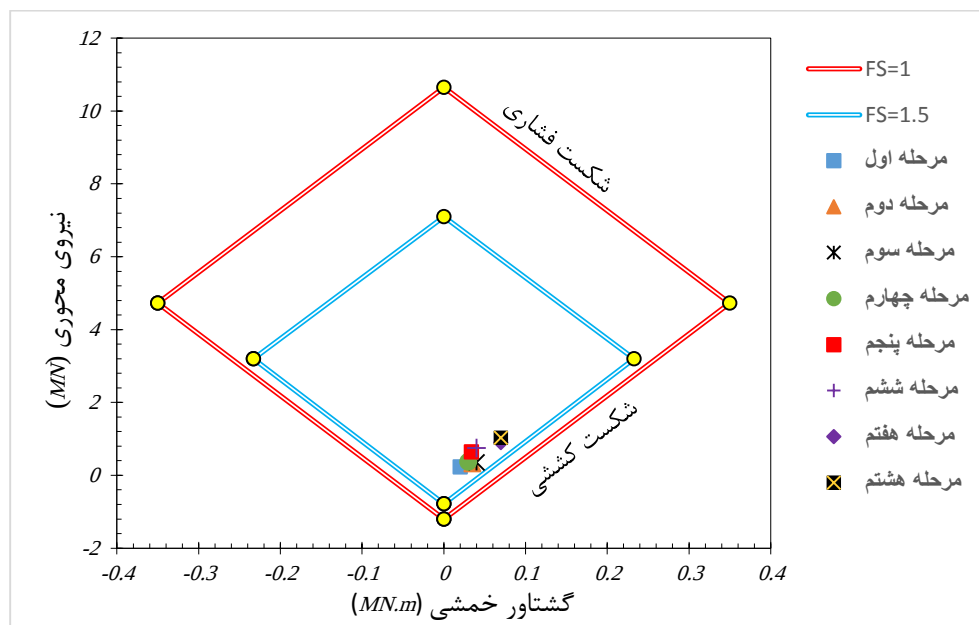
ظرفیت باربری را برای پوشش تونل رسم کرد (Carranza-Torres & Diederichs, 2009).

با مدل سازی مقطع مورد نظر و اعمال نیروی محوری و گشتاور خمشی (محاسبه شده توسط نرم افزار

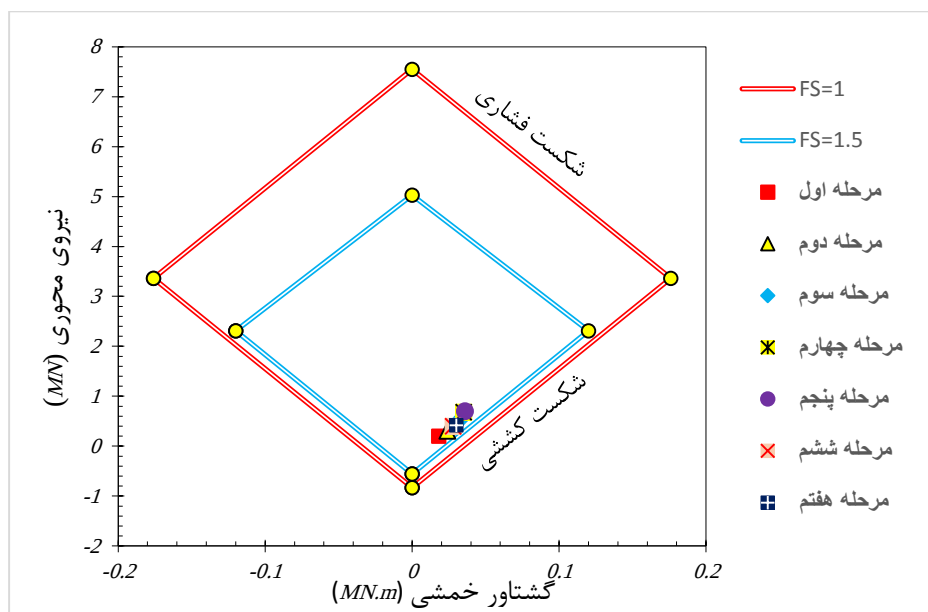
FLAC^{2D}) در نمودار ظرفیت باربری، می توان پایداری پوشش را بررسی کرد. شکل های ۳۲-۴ و ۳۳-۴

نمودار اندرکنش گشتاور خمشی- نیروی محوری پوشش مرکب برای دیواره اصلی و موقت تونل در تمام

مراحل حفاری مطابق با آیین‌نامه‌ی ACI 318-05 را نشان می‌دهد (مرحله هشتم در شکل ۴-۳۲، بعد از تخریب دیواره موقت تونل است). این نقاط نشان‌دهنده حداکثر گشتاور خمشی ایجاد شده بر روی پوشش تونل می‌باشند.



شکل ۴-۳۲: نمودار اندرکنش گشتاور خمشی-نیروی محوری پوشش مرکب دیواره اصلی برای تمام مراحل حفاری

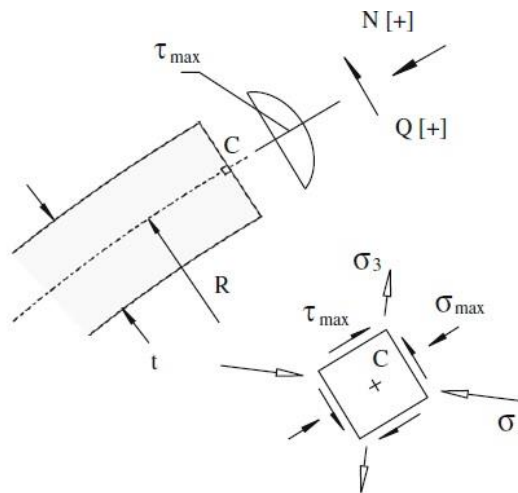


شکل ۴-۳۳: نمودار اندرکنش گشتاور خمشی-نیروی محوری پوشش مرکب دیواره موقت برای تمام مراحل حفاری

مقادیر گشتاور خمشی و نیروی محوری تونل در تمام مراحل حفاری برای دیواره اصلی و موقت در درون منحنی اندرکنش گشتاور خمشی-نیروی محوری قرار دارد و شکست کششی یا فشاری در نگهداری تونل اتفاق نمی‌افتد. در نتیجه با توجه به این نمودار، پوشش مرکب پایدار است و سیستم نگهداری جوابگوی نیروی محوری و گشتاور خمشی وارد بر پوشش مرکب خواهد بود.

۴-۵-۲ نمودار ظرفیت باربری و اندرکنش نیروی محوری-نیروی برشی

در این بخش نمودار اندرکنش نیروی محوری-نیروی برشی بحث خواهد شد. شکل ۴-۳۴ نمایی از یک مقطع قوسی پوشش را نشان می‌دهد که در معرض نیروی محوری N و نیروی برشی Q قرار دارد همراه با توزیع (سه‌موی) تنش‌های برشی در سرتاسر ارتفاع مقطع معادل که به‌وسیله نیروی برشی القا شده است (Carranza-Torres & Diederichs, 2009).



شکل ۴-۳۴: نمایی از مقطع قوسی تحت نیروی محوری و نیروی برشی (Carranza-Torres & Diederichs, 2009)

بر طبق شکل ۴-۳۴ حداکثر تنش برشی τ_{max} که در تار خنثی مقطع قوسی رخ می‌دهد به‌وسیله

معادله (۴-۲۵) محاسبه می‌شود (Carranza-Torres & Diederichs, 2009):

$$\tau_{max} = \frac{2}{3} \frac{Q}{A} \quad (25-4)$$

نیروی محوری N در شکل ۴-۳۴ تنش نرمال با مقدار σ_{max} را ایجاد می کند که با استفاده از معادله (۲۶-۴) محاسبه می شود (Carranza-Torres & Diederichs, 2009):

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} \quad (26-4)$$

در معادله های (۲۵-۴) و (۲۶-۴)، A سطح مقطع پوشش است.

با توجه به این که حالت تنش برای نقطه C واقع بر تار خنثی مقطع قوس (در شکل ۴-۳۴) داده شده و به وسیله تنش های τ_{max} و σ_{max} در رابطه (۲۵-۴) و (۲۶-۴) تعریف شده اند، تنش های اصلی بزرگ تر و کوچک تر σ_1 و σ_3 در این نقطه را می توان توسط معادله (۲۷-۴) محاسبه کرد (Carranza-Torres & Diederichs, 2009):

$$\sigma_{1,3} = \frac{\sigma_{max}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_{max}}{2}\right)^2 + \tau_{max}^2} \quad (27-4)$$

مقاومت فشاری و کششی ماده تشکیل دهنده پوشش به ترتیب σ_c و σ_t فرض شده است. ضریب ایمنی FS برای ماده روی تار خنثی در حالت شکست فشاری و کششی بر طبق معادله (۲۸-۴) محاسبه می شود (Carranza-Torres & Diederichs, 2009):

$$FS = \frac{\sigma_c}{\sigma_1} = \frac{\sigma_t}{\sigma_3} \quad (28-4)$$

با استفاده از معادله های (۲۵-۴) تا (۲۸-۴) می توان رابطه بین نیروی محوری N و نیروی برشی Q را برای شکست فشاری و شکست کششی با ضریب ایمنی FS مشخص، پیدا کرد.

با توجه به σ_1 در معادله (۲۷-۴) و ضریب ایمنی در معادله (۲۸-۴)، مقدار نهایی نیروی محوری N

برای شکست فشاری، مطابق با معادله (۲۹-۴) محاسبه می‌شود (Carranza-Torres, Diederichs, 2009):

$$N = \frac{\sigma_c A}{FS} - \frac{9}{4} \frac{Q^2 FS}{\sigma_c A} \quad (29-4)$$

به‌طور مشابه σ_3 را در معادله (۲۷-۴) در نظر بگیرید، مقدار نهایی نیروی محوری N برای شکست کششی، مطابق با معادله (۳۰-۴) محاسبه می‌شود (Carranza-Torres, Diederichs, 2009):

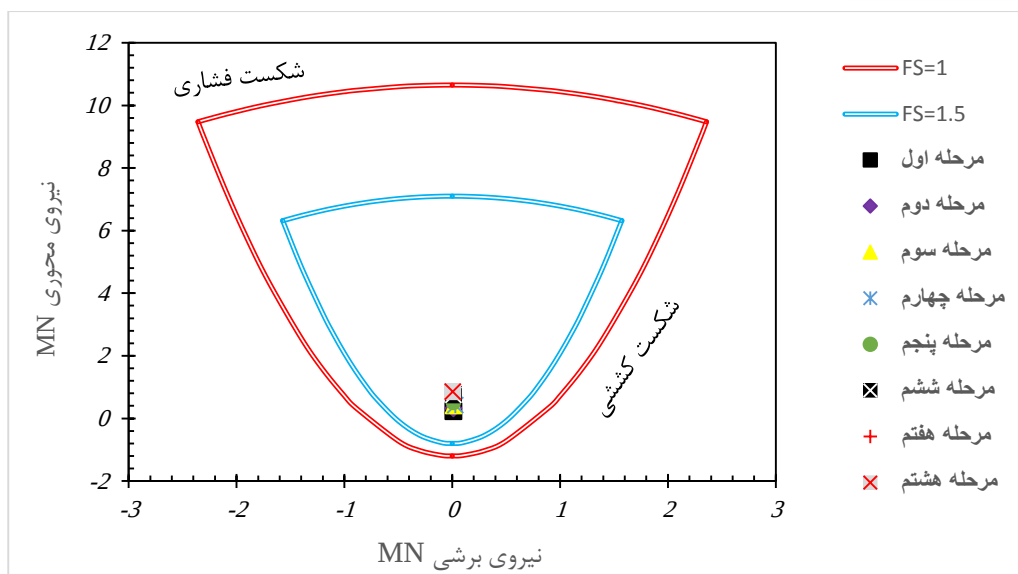
$$N = \frac{\sigma_t A}{FS} - \frac{9}{4} \frac{Q^2 FS}{\sigma_t A} \quad (30-4)$$

مقادیر نیروی برشی بحرانی Q_{cr} همراه با مقدار مشخص ضریب ایمنی FS برای هر دو حالت شکست فشاری و کششی، مطابق با معادله (۳۱-۴) محاسبه می‌شود (Carranza-Torres, Diederichs, 2009):

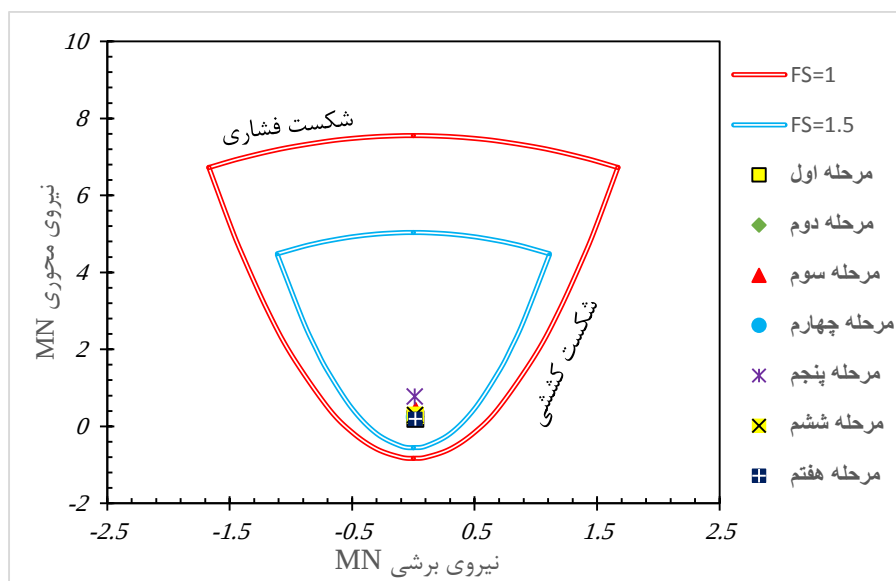
$$Q_{cr} = \pm \frac{A}{FS} \sqrt{-\frac{4}{9} \sigma_c \sigma_t} \quad (31-4)$$

توجه شود که σ_t در معادله (۳۱-۴) منفی است.

با استفاده از مجموعه معادله‌های (۲۹-۴) تا (۳۱-۴) می‌توان نمودار اندرکنش نیروی محوری-نیروی برشی را رسم کرد. محور افقی نیروی برشی و محور عمودی نیروی محوری است. شکل‌های ۴-۳۵ و ۴-۳۶ نمودار اندرکنش نیروی محوری-نیروی برشی پوشش مرکب دیواره اصلی و موقت تونل برای تمام مراحل حفاری مطابق با آیین‌نامه‌ی ACI 318-05 را نشان می‌دهد (مرحله هشتم در شکل ۴-۳۵، بعد از تخریب دیواره موقت است). این نقاط نشان‌دهنده حداکثر نیروی برشی ایجاد شده بر روی پوشش تونل می‌باشند.



شکل ۳-۴: نمودار اندرکنش نیروی برشی-نیروی محوری پوشش مرکب دیواره اصلی برای تمام مراحل حفاری



شکل ۳-۶: نمودار اندرکنش نیروی برشی-نیروی محوری پوشش مرکب دیواره موقت برای تمام مراحل حفاری

مقادیر نیروی برشی و نیروی محوری تونل در درون منحنی اندرکنش نیروی محوری-نیروی برشی قرار دارد و شکست کششی یا فشاری در نگهداری تونل اتفاق نمی‌افتد. در نتیجه با توجه به نمودار، پوشش تونل پایدار است و سیستم نگهداری جوابگوی نیروی محوری و نیروی برشی وارد بر پوشش خواهد بود. بنابراین با توجه به نتایج ارائه شده می‌توان نتیجه گرفت که پوشش تونل تحت بارگذاری‌های

اعمال شده (نیروی محوری و برشی و گشتاور خمشی) عملکرد خوبی از خود نشان می‌دهد و به خوبی ایمنی تونل را تامین می‌نماید.

فصل پنجم

مقایسه مدل سازی و تحلیل خواص هندسی و مقاومتی قاب مشبک در تونل

۵-۱ اصول ابزاربندی و رفتارسنجی در محیط های شهری

رفتارسنجی در روش طراحی مشاهده ای تونل با هدف حداقل سازی ریسک و کاهش هزینه ها است. ریسک های موجود در فرایند طراحی شامل نشست سطح زمین، لغزش دیواره رمپ ها و ترانشه ها، همگرایی توده خاک دیواره و اطراف تونل، تغییرات ساختمان ها، تغییرات سطح آب زیرزمینی و کنترل ریسک ها شامل افزایش تعداد اندازه گیری ها، سازمان دهی و کوتاه تر شدن بازه زمانی برای ارسال اطلاعات و اصلاح روش و اقدامات دیگر است. بررسی نتایج قرائت های انجام شده ممکن است با هدف های مختلفی انجام شود که مهم ترین آن ها کنترل ایمنی، تعیین خواص مواد و احتمالا حالت اولیه تنش است.

اندازه گیری های ژئوتکنیکی همانند نقشه برداری ژئوتکنیکی یکی از عناصر اصلی NATM است که منجر به رفتارسنجی پایداری تونل و سازه های مجاور، تغییر شکل های زمین و جابجایی های سطح، باربری پوشش شاتکریتی و لرزش های حین اجرا می شود. این اندازه گیری ها باعث انتخاب سیستم های نگهداری مناسب برای شرایط زمین می شوند. در نهایت، تفسیر نتایج این اندازه گیری ها باید برای ارزیابی و بهینه سازی پوشش موقت و نهایی مورد استفاده قرار گیرند. تحلیل پایداری بر اساس نتایج اندازه گیری ها منجر به حذف یا کاهش عدم قطعیت ها در مورد پارامترها می شود (فرقانی، ۱۳۹۱).

۵-۲ سیستم ابزار دقیق بخش های مختلف پروژه

سیستم ابزار دقیق در نظر گرفته شده برای رفتارسنجی تونل شامل موارد زیر است:

- نشست سنجی سطح زمین
- کشیدگی سنجی از سطح زمین تا سقف
- پین های ژئودتیک داخل تونل
- پین های ژئودتیک دهانه شرقی و غربی

۵-۲-۱ تعیین تغییر شکل های سطح زمین (نشست سنجی)

در پروژه های تونل سازی یکی از مهم ترین پارامترهای بررسی رفتار تونل، کنترل جابه جایی زمین در حین حفاری است. در حفاری تونل های شهری به دلیل وجود سازه های مجاور در محل حفاری، بررسی نشست های سطح زمین دارای اهمیت بالایی می باشند، لذا باید این جابجایی ها در تمام مراحل حفاری مورد بررسی قرار گیرند تا میزان نشست ها به مقدار مجاز محدود گردند. در حفاری به روش NATM در سطح زمین نشست های کنترل شده تری نسبت به روش های تمام مقطع وجود دارد، به همین خاطر اغلب پروژه های تونل سازی که در محیط های شهری و در زمین هایی با مقاومت پایین صورت می گیرند به روش NATM صورت می گیرد (جنیدی و گلشنی، ۱۳۹۳). جابه جایی سنج ها و نشست سنج ها معمولاً جزو ابزارهایی پر کاربرد در رفتار سنجی تونل ها به حساب می آیند. در پروژه تونل حکیم از این ابزارها برای کنترل پایداری تونل استفاده گردیده است. به منظور کنترل نشست سطحی روی سطح زمین در پروژه تونل حکیم هفت پین کنترل نشست در فواصل تقریبی ۱۰ تا ۲۵ متری در امتداد تونل بسته به شرایط ژئوتکنیکی زمین کار گذاشته شده اند. پین شماره یک در محور تونل با نام SM و سه پین در سمت راست و در بخش شمالی به نام های SN1 تا SN3 و در بخش جنوبی با نام های SS1 تا SS3 به فواصل ۵ متر از یکدیگر نصب شده اند (پورهاشمی و همکاران، ۱۳۹۳).

۵-۲-۲ تعیین جابه جایی تونل

رفتار سنجی تغییر شکل های داخلی تونل با استفاده از تجهیزات نقشه برداری انجام شده است. با توجه به حفاری چند مرحله ای تونل، تعدادی پین ژئودتیک در دیواره و سقف تونل نصب شده است. مختصات سه بعدی جابه جایی پین ژئودتیک نصب شده با استفاده از دوربین های نقشه برداری توتال استیشن^۱ قرائت می شود. برای هر یک از این قرائت ها با استفاده از مختصات پایه، جابه جایی هر یک از پین ها

^۱ Total Station

محاسبه می شود (موسسه حرا، ۱۳۹۲). شکل ۵-۱ نمای کلی از نحوه ی قرارگیری پین های ژئودتیک

داخل تونل را نشان می دهد. همچنین شکل

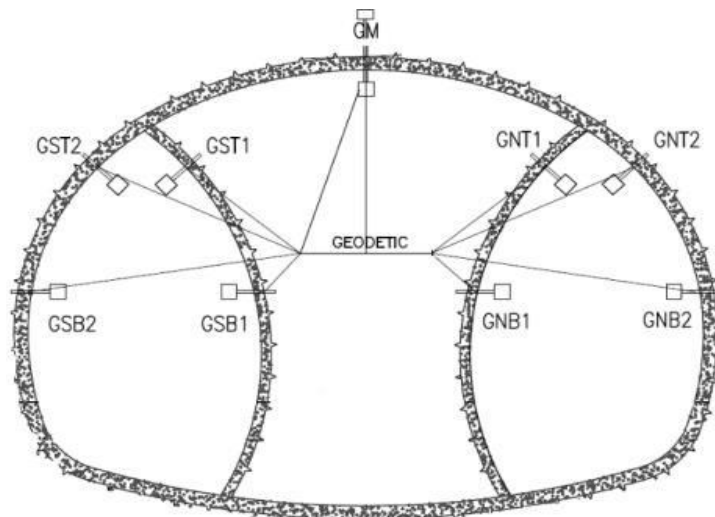
۵-۲ ژئودتیک های نصب شده در یکی از گالری های تونل حکیم را نشان می دهد.

درروش ژئودتیک، رفتارسنجی با استفاده از یک ایستگاه نقشه برداری با دقت بالا و به وسیله دوربین های نوری سه بعدی انجام می شود. به منظور ثبت جابه جایی های دیواره شاتکریتی مجموعه ای از نقاط نشانه (رفلکتور)^۱ در یک مقطع نصب و در دوره های زمانی مختلف توسط دوربین نقشه برداری قرائت می شود. پین های ژئودتیک در دودسته کلی پین های انعکاسی (منشوری) و پین های غیر انعکاسی تقسیم بندی می شوند. پین های ژئودتیک مورد استفاده در تونل حکیم از نوع پین های غیر انعکاسی هستند که هزینه ساخت و نصب آنها حدود یک دهم انواع انعکاسی است (صالحی، ۱۳۹۴). مقادیر جابه جایی های قائم (نشست داخل تونل) و افقی پین های مزبور برای تونل جنوبی در ایستگاه SST1490 در عمق ۱۳ متری در جدول ۵-۱ ارائه گردیده است.

نام گذاری ابزار نصب شده در هر ایستگاه به این صورت است که ابزار در سقف (Top) دیواره های موقت و اصلی به ترتیب T_1 و T_2 و پله (Bench) دیواره های موقت و اصلی به ترتیب B_1 و B_2 نام گذاری شده است. به عنوان مثال قرائت سقف دیواره موقت چپ تونل جنوبی با علامت ($GST1^2$) مشخص شده است. با توجه به اینکه جابجایی سنج ها در تونل بعد از نصب پوشش شاتکریت در محل کار گذاشته شده اند، از تغییر مکان های ایجاد شده در مراحل قبلی صرف نظر می شود (موسسه حرا، ۱۳۹۲).

^۱ Reflector

^۲ Geodetic south top



شکل ۵-۱: نمایی از نقاط نصب پین های ژئودتیک در تونل حکیم (موسسه حرا، ۱۳۹۲)

جدول ۵-۱: حداکثر جابه جایی ثبت شده در ایستگاه SST 1490 در عمق ۱۳ متر (موسسه حرا، ۱۳۹۲)

Y (mm) جابه جایی نسبی در راستای	X (mm) جابه جایی نسبی در راستای	حداکثر جابه جایی
		محل جابه جایی سنج
۱۲	۶	GST1
۱۶	۱۰	GST2
۱۴	۹	GSB1
۱۳	۱۵	GSB2
۲۲	۸	GNT1
۱۹	۷	GNT2
۲۸	۱۲	GNB1
۱۳	۸	GNB2
۱۶	۵	GM



شکل ۵-۲: نصب پین های ژئودتیک در یکی از گالری های تونل حکیم (موسسه حرا، ۱۳۹۲)

۵-۲-۳ صحت سنجی روش عددی توسط داده های ابزار دقیق

در این قسمت اطلاعات حاصل از ابزاربندی با جابه جایی های به دست آمده از مدل سازی عددی مقایسه شده است تا بر این اساس بتوان صحت مدل سازی را بررسی کرد. جهت بررسی و صحت سنجی مدل عددی، از مقادیر ثبت شده داده های ژئودتیک نصب شده در تونل استفاده شده که با مقادیر جابه جایی سقف و دیواره گالری چپ، راست و وسط در مدل های عددی مقایسه شده است. جدول ۵-۲ نتایج حداکثر جابه جایی های به دست آمده با کمک نرم افزار $FLAC^{2D}$ را نشان می دهد. مقایسه این نتایج با جدول ۵-۱ نشان می دهد که جابه جایی های به دست آمده توسط داده های رفتارسنجی (ژئودتیک) و مدل عددی تطابق نسبتاً خوبی با یکدیگر دارند.

جدول ۵-۲: حداکثر جابه جایی ثبت شده با کمک نرم افزار $FLAC^{2D}$ در عمق ۱۳ متر

جابه جایی نسبی در راستای X (mm)	جابه جایی نسبی در راستای Y (mm)	حداکثر جابه جایی محل جابه جایی سنج
۴	۱۰	GST1
۵	۱۸	GST2
۱۴	۱۲	GSB1
۸	۱۱	GSB2
۵	۲۰	GNT1
۴	۲۱	GNT2
۱۰	۲۲	GNB1
۶	۹	GNB2
۳	۱۲	GM

۳-۵ مقایسه تحلیل استاتیکی نرم افزار $FLAC^{2D}$ با نرم افزار SAP 2000

به منظور مقایسه نتایج تحلیل استاتیکی به دست آمده از نرم افزار $FLAC^{2D}$ از نرم افزار تحلیل سازه SAP 2000 استفاده می شود که به کمک آن تحلیل سازه ای بر روی پوشش مرکب تونل به روش قاب-فنر انجام می گیرد. این نرم افزار قابلیت بالایی در شبیه سازی و آنالیز انواع سازه ها را دارد. این نرم افزار دارای قابلیت های فراوانی است که از آن می توان به موارد زیر اشاره کرد (CSI, 2010):

- تحلیل استاتیکی و دینامیکی
- تحلیل خطی و غیرخطی مدل
- تحلیل المان سازه ای شامل قاب^۱، پوسته^۲، خرپا^۳ و المان های صلب و المان های غیرخطی
- تحلیل المان های غیرخطی فنر^۴

^۱ Frame

^۲ Shell

^۳ Truss

^۴ Spring

۵-۳-۱ مراحل طراحی پوشش تونل با نرم افزار SAP 2000

با توجه به اصول مدل سازی عددی و همچنین ترتیب عملیات اجرایی، مراحل مدل سازی با برنامه SAP 2000 به ترتیب زیر است (CSI, 2010):

۱- ترسیم^۱ هندسه مدل

۲- تعریف^۲ مشخصات مکانیکی مصالح

۳- تعریف مشخصات هندسی شامل مقاطع قاب

۴- اختصاص^۳ مشخصات هندسی مقاطع به المان های تیر

۵- بارگذاری روی مدل

۶- معرفی ترکیبات بارگذاری^۴

۷- انجام تحلیل و مشاهده ی نتایج

۵-۳-۱-۱ ترسیم هندسه تونل

برای مدل سازی مقطع تونل با ابعاد مشخص شده (شکل ۴-۱) از نرم افزار SAP 2000 نسخه ۱۴ استفاده شده است. برای مدل کردن پوشش مرکب از المان قاب و برای نشان دادن محیط پیرامون تونل (عکس العمل زمین) از المان فنر استفاده شده است. برای تعیین مقدار ضریب ارتجاعی بستر خاک از آزمایش بارگذاری صفحه ای (مطابق با بخش ۳-۹-۱-۲ و جدول ۳-۱) استفاده شده است. با کمک این آزمایش می توان ظرفیت باربری نهایی و مجاز خاک، نشست محتمل در پی مورد نظر، فشار متناظر با نشست مجاز و ضریب ارتجاعی خاک را تعیین کرد. مقدار ضریب ارتجاعی بستر خاک (سختی فنر) K_s را می توان مطابق با رابطه (۵-۱) محاسبه کرد. شکل ۵-۳ هندسه تونل و اختصاص المان فنر به سازه

^۱ Draw

^۲ Define

^۳ Assign

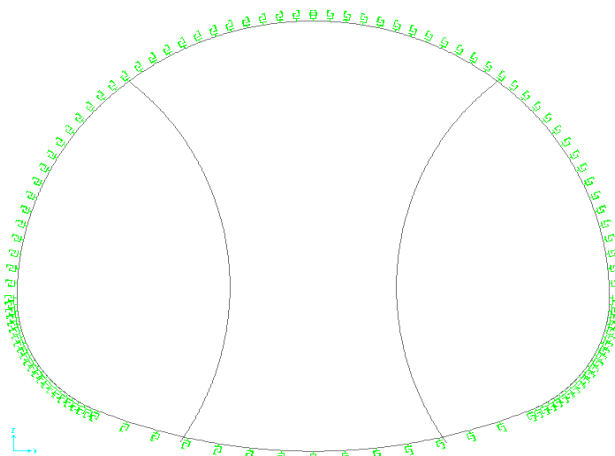
^۴ Load combinations

را نشان می دهد (شرکت مهندسين مشاور ساحل، ۱۳۹۲):

$$K_s = \frac{q_0}{\Delta H} \quad (۵-۱)$$

در این رابطه q_0 تنش وارد بر صفحه و ΔH نشست صفحه است.

در تحلیل مدل پوشش تونل، از آنجا که مقاومت کششی زمین صفر فرض می شود و فنرهای محیطی نمایانگر رفتار ارتجاعی زمین هستند، پس از اعمال بارگذاری ابتدا نیروهای ایجاد شده در فنر بررسی می شود و هر کدام از فنرها که به کشش افتاده باشند از مدل حذف می شوند و حل مدل مجدداً تکرار خواهد شد. این روند آن قدر ادامه می یابد تا هیچ کدام از فنرها تحت کشش واقع نشوند.



شکل ۵-۳: هندسه تونل و اختصاص المان فنر به سازه

۲-۱-۳-۵ تعریف مشخصات مکانیکی مصالح

در این مرحله مشخصات مکانیکی شاتکریت و میلگرد مطابق با جدول های ۳-۵ و ۴-۵ تعریف می شوند.

جدول ۳-۵: تعریف مشخصات مکانیکی شاتکریت

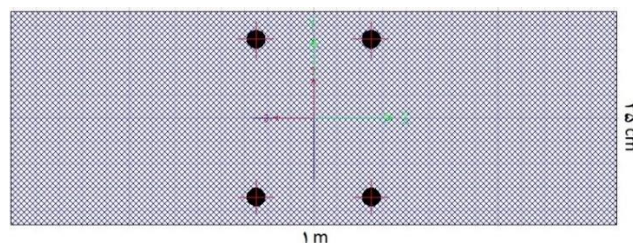
مقدار	مشخصات مکانیکی
2500 kg/m^3	وزن مخصوص شاتکریت
$2/4e9 \text{ kg/m}^2$	مدول الاستیسیته
۰/۱۵	ضریب پواسون
$1/17e-5$	ضریب انبساط گرمایی
$25e5 \text{ kg/m}^2$	مقاومت فشاری

جدول ۴-۵: تعریف مشخصات مکانیکی میلگرد

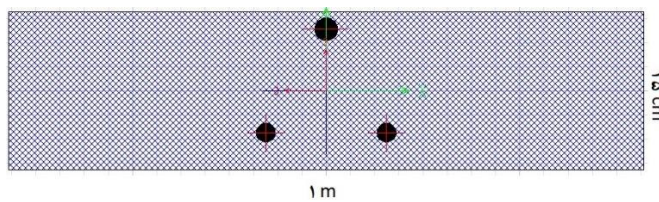
مقدار	مشخصات مکانیکی
$2/039e10 \text{ kg/m}^2$	مدول الاستیسیته
$4e7 \text{ kg/m}^2$	حداکثر تنش تسلیم
$6e7 \text{ kg/m}^2$	حداقل تنش کششی
۰/۲	ضریب پواسون
7850 kg/m^3	وزن مخصوص

۳-۱-۳-۵ تعریف مشخصات هندسی قاب‌ها

مشخصات هندسی قاب برای دیواره اصلی و موقت تونل در نرم افزار SAP 2000 به ترتیب در شکل‌های ۴-۵ و ۵-۵ نشان داده شده است. به این صورت که در این نرم افزار هم از روش مقطع معادل استفاده شده است و پارامترهای مدول الاستیسیته معادل و ضخامت معادل که در بخش ۲-۴-۴ محاسبه شده است، به کار برده می‌شود.



شکل ۴-۵: مقطع شاتکریت برای دیواره اصلی



شکل ۵-۵: مقطع شاتکریت برای دیواره موقت

۴-۱-۳-۵ اختصاص مشخصات هندسی به المان قاب‌ها

بعد از ترسیم المان قاب‌های دیواره اصلی و موقت، در این مرحله مشخصات هندسی مقاطع که در مرحله قبل تعریف شده، به المان‌ها اختصاص داده می‌شود.

۵-۱-۳-۵ بارگذاری و ترکیب بارگذاری

بارهای وارده بر پوشش تونل که هر سه از نوع بار مرده هستند عبارت‌اند از:

- بار ناشی از وزن پوشش تونل بر اساس وزن مخصوص شاتکریت (2500 kg/m^3) و وزن مخصوص میلگرد (7850 kg/m^3) که توسط برنامه به صورت خودکار محاسبه می‌شود.
- بار قائم ناشی از وزن روباره که با استفاده از رابطه (۲-۵) محاسبه می‌شود:

$$P_V = \rho g h \quad (2-5)$$

- بار افقی ناشی از وزن روباره که با استفاده از رابطه (۳-۵) محاسبه می‌شود:

$$P_H = K_0 \rho g h \quad (3-5)$$

که در این روابط، P_V بار قائم، P_H بار افقی، ρ چگالی زمین، g شتاب گرانش، h ارتفاع روباره و K_0 ضریب فشار جانبی است.

پس از تعیین بارهای وارده بر پوشش، ضرایب بار و روابط ترکیب آن‌ها از ضرایب ترکیب بار، طراحی پوشش بتن مسلح که در آیین‌نامه‌ی بتن آمریکا ACI 318-09 و آیین‌نامه‌ی آبا ارائه شده، استفاده شده

است. ترکیبات بار بر اساس آیین نامه ی بتن آمریکا جهت تحلیل به صورت زیر است:

$$\text{Comb1} = 1.4 \text{ DL}$$

$$\text{Comb2} = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL}$$

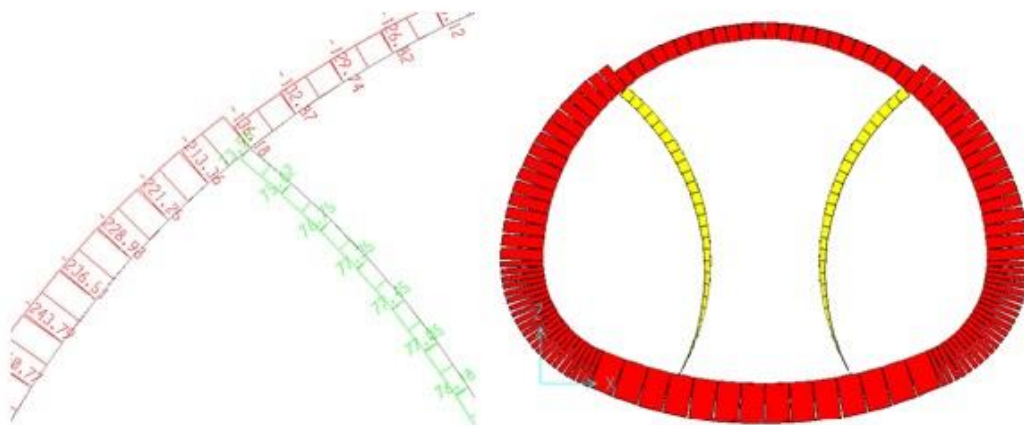
ترکیب بار بر اساس آیین نامه ی آبا به صورت زیر است:

$$\text{Comb3} = 1.25 \text{ DL} + 1.5 \text{ LL}$$

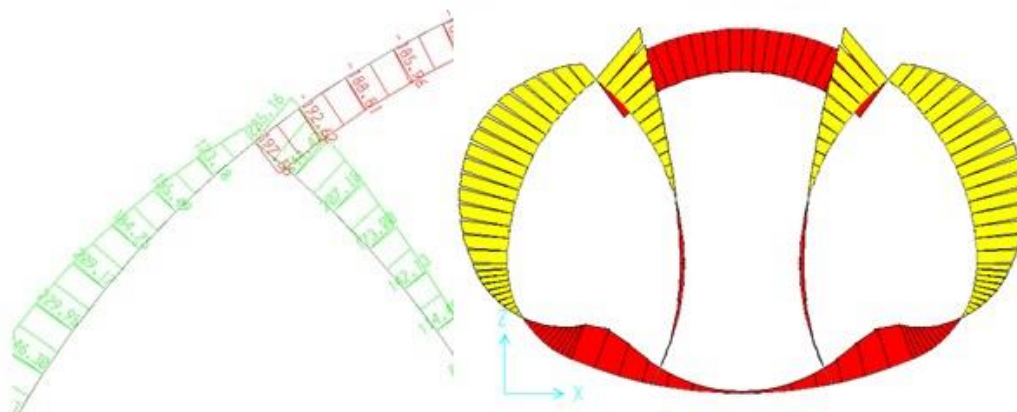
در این ترکیبات DL بار مرده و LL بار زنده است. با توجه به این که بارهایی که به تونل اعمال می شود از نوع بار مرده است و بار زنده وجود ندارد، بار زنده (LL) صفر در نظر گرفته می شود و بنابراین در آیین نامه ی بتن آمریکا فقط ترکیب بار Comb1 را در نظر می گیریم که حالت بحرانی تری دارد.

۶-۱-۳-۵ انجام تحلیل و مشاهده نتایج

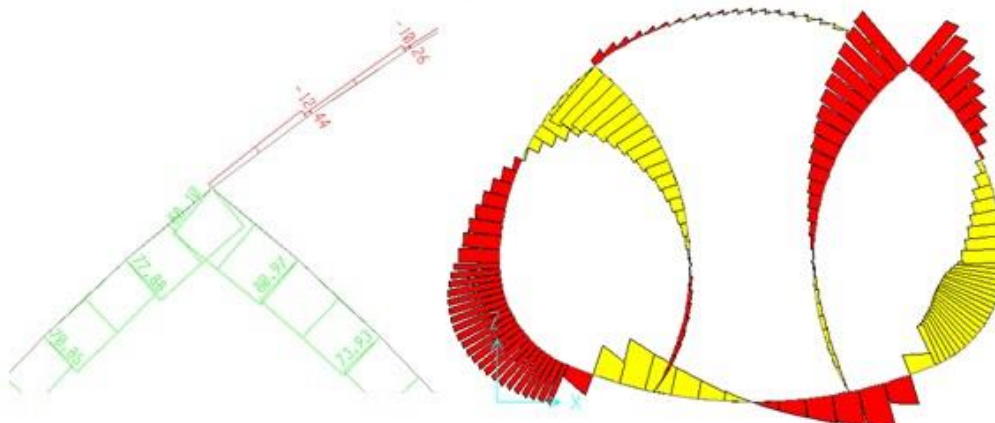
پس از تعیین سختی فنرها، اختصاص مصالح تعریف شده به المان ها و اعمال بار گذاری، آنالیز مدل برای ترکیبات مختلف بار (Comb1 و Comb3) انجام شده است. نتایج به دست آمده شامل توزیع مقادیر گشتاور خمشی و نیروی محوری و برشی وارد شده روی پوشش تونل قبل و بعد از تخریب دیواره موقت است. شکل های ۶-۵ تا ۱۱-۵ توزیع نیروی محوری و برشی و گشتاور خمشی وارد شده بر پوشش تونل برای ترکیبات بار گذاری معرفی شده در بخش ۶-۱-۳-۵ را نشان می دهد.



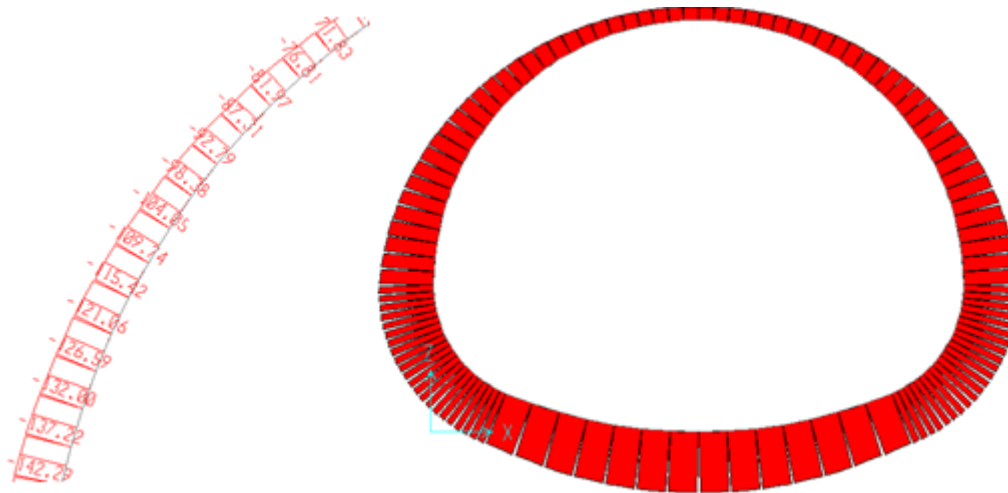
شکل ۵-۶: توزیع نیروی محوری روی پوشش تونل قبل از تخریب دیواره موقت برای ترکیب بار Comb1



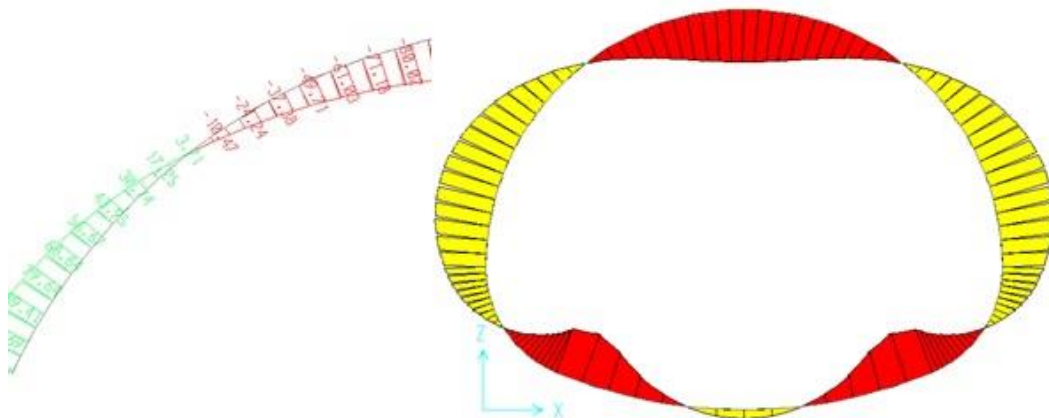
شکل ۵-۷: توزیع گشتاور خمشی روی پوشش تونل قبل از تخریب دیواره موقت برای ترکیب بار Comb1



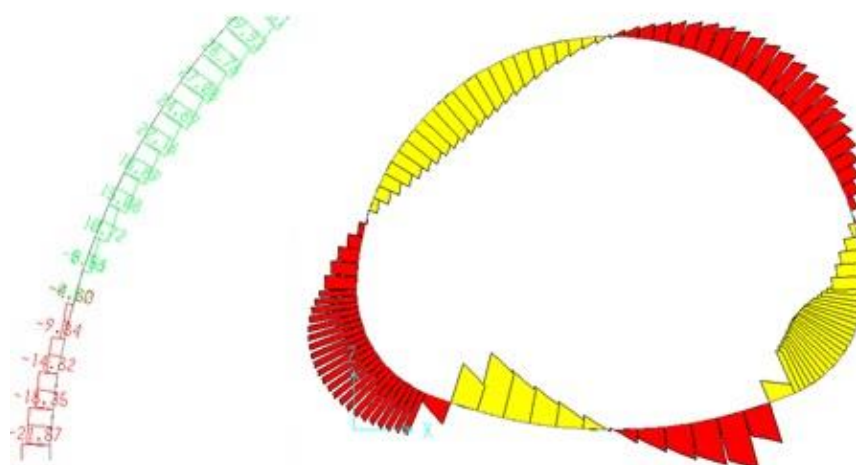
شکل ۵-۸: توزیع نیروی برشی روی پوشش تونل قبل از تخریب دیواره موقت برای ترکیب بار Comb1



شکل ۵-۹: توزیع نیروی محوری روی پوشش تونل بعد از تخریب دیواره موقت برای ترکیب بار Comb3



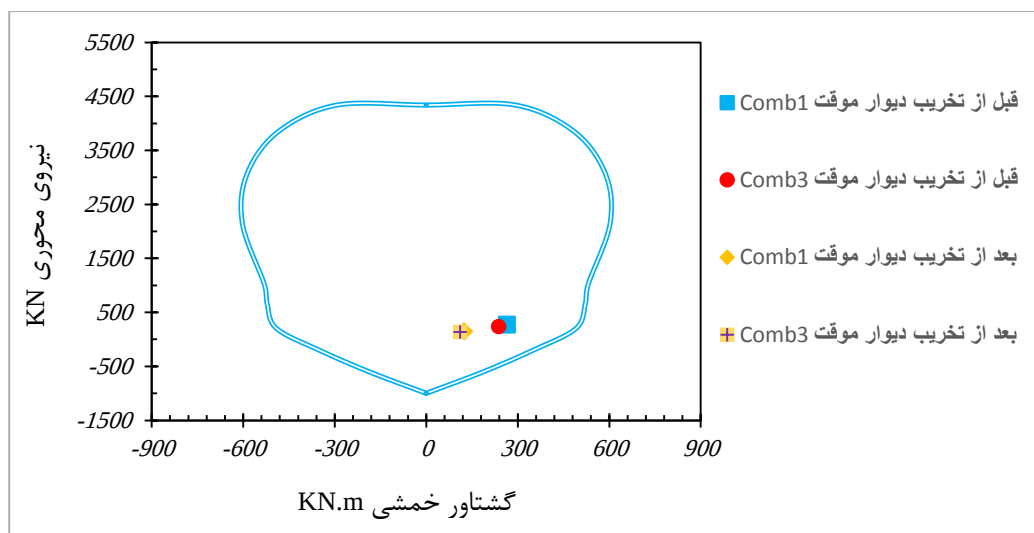
شکل ۵-۱۰: توزیع گشتاور خمشی روی پوشش تونل بعد از تخریب دیواره موقت برای ترکیب بار Comb3



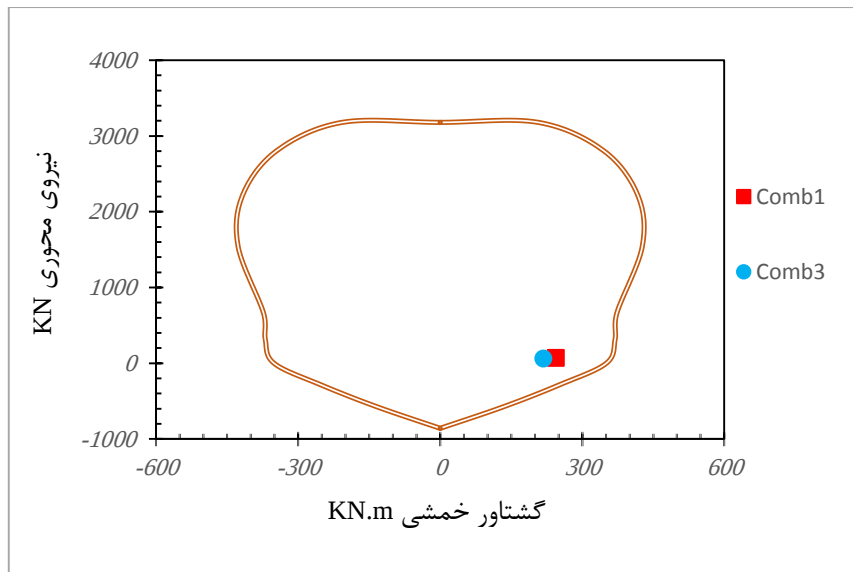
شکل ۵-۱۱: توزیع نیروی برشی روی پوشش تونل بعد از تخریب دیواره موقت برای ترکیب بار Comb3

۵-۳-۲ ارزیابی پایداری پوشش تونل

پوشش تونل تحت اثر توام نیروی محوری و گشتاور خمشی قرار دارد، به همین جهت برای کنترل نیروی محوری و گشتاور خمشی وارد شده که توسط نرم افزار SAP 2000 محاسبه شده است، می توان از نمودار اندرکنش نیروی محوری و گشتاور خمشی استفاده نمود. شکل های ۵-۱۲ و ۵-۱۳ نمودار اندرکنش نیروی محوری و گشتاور خمشی پوشش تونل برای دیواره اصلی و دیواره موقت مطابق با آیین نامه ی بتن آمریکا ACI 318-09 برای ترکیبات بارگذاری تعریف شده در بخش ۵-۳-۱-۶ را نشان می دهند (داده های مربوط به نمودارهای اندرکنش توسط نرم افزار SAP 2000 محاسبه شده است). این نقاط نشان دهنده حداکثر گشتاور خمشی ایجاد شده بر روی پوشش تونل می باشند.



شکل ۵-۱۲: نمودار اندرکنش نیروی محوری-گشتاور خمشی پوشش تونل دیواره اصلی



شکل ۵-۱۳: نمودار اندرکنش نیروی محوری-گشتاور خمشی پوشش تونل دیواره موقت

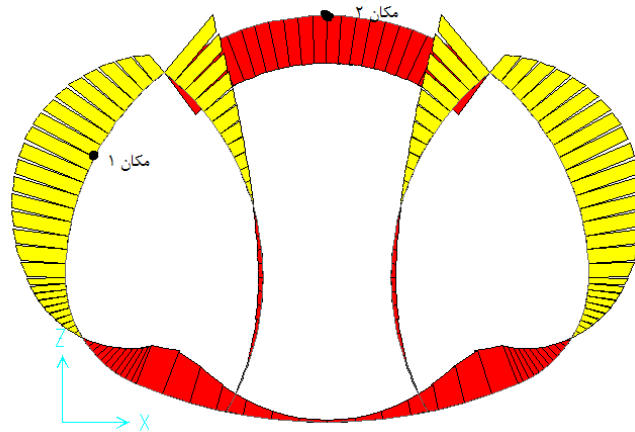
همان طور که در شکل های ۵-۱۲ و ۵-۱۳ مشاهده می کنید، تمام مقادیر گشتاور خمشی و نیروی محوری وارد شده بر پوشش تونل برای ترکیبات بار مختلف در داخل نمودار ظرفیت باربری قرار گرفته است، بنابراین پوشش تونل پایدار است و عملکرد خوبی از خود نشان می دهد.

۵-۳-۳ مقایسه نتایج حاصل از نرم افزار $FLAC^{2D}$ با نرم افزار SAP 2000

با توجه به مشخصات سازه ای و هندسی یکسان، مقطع تونل به صورت دو بعدی در دو نرم افزار $FLAC^{2D}$ و SAP 2000 مورد ارزیابی قرار گرفته است. آنالیز پایداری سیستم نگهداری با نرم افزار $FLAC^{2D}$ به صورت خطی انجام می شود ولی آنالیز پایداری سیستم نگهداری با نرم افزار SAP 2000 به صورت غیرخطی انجام می شود. با توجه به مقادیر نیروی محوری و گشتاور خمشی به دست آمده از تحلیل های انجام شده، سیستم نگهداری مدل شده در هر دو نرم افزار پایدار است و جوابگوی نیروهای محوری و گشتاور خمشی وارده بر پوشش می باشد.

شکل ۵-۱۴ نقاط مورد نظر جهت مقایسه نیروها و گشتاور خمشی وارده بر تونل در نرم افزار SAP 2000 قبل از تخریب دیواره موقت را نشان می دهد که در جدول ۵-۵ این نیروها و گشتاور خمشی در

این مکان ها با نیروها و گشتاور خمشی در نرم افزار $FLAC^{2D}$ مقایسه شده است. این مکان ها نشان دهنده حداکثر گشتاور خمشی وارده بر تونل در نرم افزار SAP 2000 قبل از تخریب دیواره موقت است.



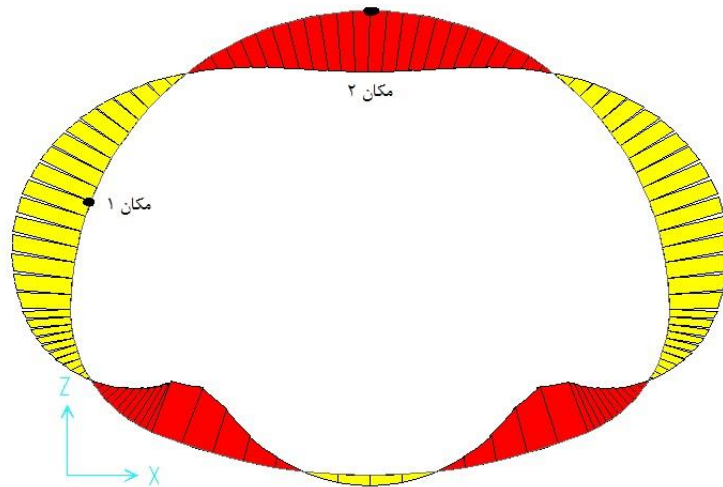
شکل ۵-۱۴: نقاط مشخص شده جهت مقایسه نیروها و گشتاور خمشی قبل از تخریب دیواره موقت

جدول ۵-۵: مقایسه نیروها و گشتاور خمشی وارده بر تونل در نرم افزار $FLAC^{2D}$ و SAP 2000 قبل از تخریب دیواره موقت

نیروها و گشتاور خمشی وارده بر تونل			مقایسه نرم افزار SAP و $FLAC$	مکان های مشخص شده
گشتاور خمشی (KN)	نیروی برشی (KN)	نیروی محوری (KN)		
۲۶۴	۱۷	۲۷۴	ترکیب بار Comb1	مکان ۱
۲۳۷	۱۵	۲۴۴	ترکیب بار Comb3	
۳۶	۳۳	۸۹۳	نرم افزار $FLAC$	
۱۸۰	۳	۱۱۳	ترکیب بار Comb1	مکان ۲
۱۶۱	۲/۸	۱۰۱	ترکیب بار Comb3	
۱۴	۰/۸	۵۷۶	نرم افزار $FLAC$	

شکل ۵-۱۵: نقاط مورد نظر جهت مقایسه نیروها و گشتاور خمشی وارده بر تونل در نرم افزار SAP 2000 بعد از تخریب دیواره موقت را نشان می دهد که در جدول ۵-۶ این نیروها و گشتاور خمشی در این مکان ها با نیروها و گشتاور خمشی در نرم افزار $FLAC^{2D}$ مقایسه شده است. این مکان ها نشان دهنده

حداکثر گشتاور خمشی وارده بر تونل در نرم افزار SAP 2000 بعد از تخریب دیواره موقت است.



شکل ۵-۱۵: نقاط مشخص شده جهت مقایسه نیروها و گشتاور خمشی بعد از تخریب دیواره موقت

جدول ۵-۶: مقایسه نیروها و گشتاور خمشی وارده بر تونل در نرم افزار FLAC^{2D} و SAP 2000 بعد از تخریب دیواره موقت

نیروها و گشتاور خمشی وارده بر تونل			مقایسه نرم افزار SAP و FLAC	مکان های مشخص شده
گشتاور خمشی	نیروی برشی	نیروی محوری		
۱۲۲ KN	۲۵ KN	۱۴۲ KN	ترکیب بار Comb1	مکان ۱
۱۰۹ KN	۲۲ KN	۱۲۷ KN	ترکیب بار Comb3	
۱۳ KN	۲۹ KN	۱۰۱۶ KN	نرم افزار FLAC	
۱۱۳ KN	۲/۶ KN	۴۴ KN	ترکیب بار Comb1	مکان ۲
۱۰۱ KN	۲/۳ KN	۳۹ KN	ترکیب بار Comb3	
۲۲ KN	۰/۶ KN	۶۵۰ KN	نرم افزار FLAC	

همان طور که در جدول های ۵-۵ و ۵-۶ مشاهده می کنید، نیروی محوری که در نرم افزار FLAC به مدل وارد می شود بیشتر از نیروی محوری است که در نرم افزار SAP 2000 به مدل وارد می شود. دلیل این عدم انطباق بین نتایج مدل سازی را می توان در شرایط بارگذاری متفاوت دانست. به این صورت که در نرم افزار FLAC قبل از حفر تونل باید تنش های برجا به مدل اعمال شود که مقدار بارهای قائم و افقی بعد از حفر تونل به صورت خودکار توسط نرم افزار محاسبه می شود. از طرف دیگر در نرم افزار SAP

2000 برای نشان دادن محیط اطراف از المان فذر استفاده شده است و بارهای قائم و افقی حاصل از روباره هم به صورت خودکار محاسبه نمی شود. نیروی برشی و گشتاور خمشی که در نرم افزار SAP 2000 به مدل وارد می شود بیشتر از نیروی برشی و گشتاور خمشی است که در نرم افزار FLAC به مدل وارد می شود. دلیل این عدم انطباق این است که در نرم افزار FLAC می توان به مدل ترخیص تنش داد یعنی می توان به مدل اجازه داد قبل از نصب سیستم نگهداری کمی جابه جا شود که همین موضوع باعث می شود که نیروی برشی و گشتاور خمشی در مدل FLAC کمتر باشد. همچنین با توجه به نحوه ی بارگذاری در مدل ها، در نرم افزار FLAC مدل بیشتر تحت فشار است ولی در نرم افزار SAP 2000 مدل بیشتر تحت خمش قرار دارد.

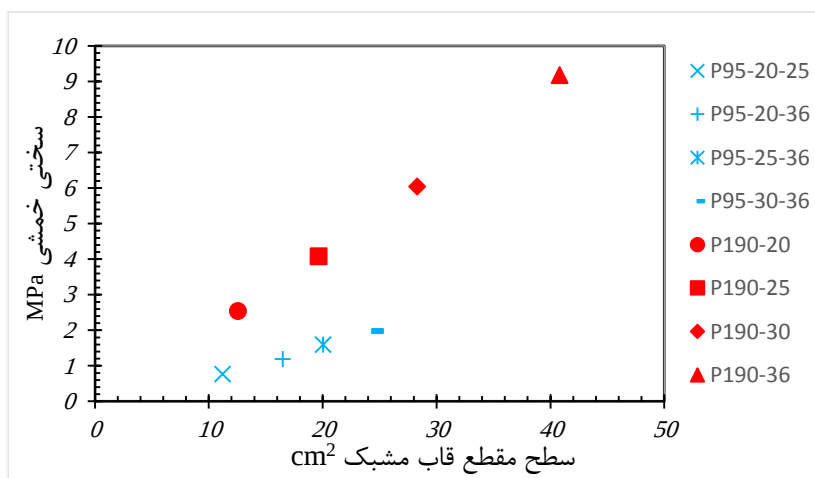
۴-۵ تحلیل خواص هندسی و مقاومتی قاب مشبک

تحلیل حساسیت ابزاری مناسب برای بررسی تاثیر تغییر پارامترهای غیر ذاتی بر پارامتر هدف صورت می پذیرد. این تحلیل به منظور بررسی تاثیر پارامترهای ورودی (خواص هندسی و مقاومتی) در سیستم نگهداری شاتکریت مسلح به قاب مشبک استفاده می شود. در این تحلیل یکی از پارامترهای ورودی به گونه ای تغییر می کند که سایر پارامترهای ورودی ثابت است. مقادیر با نسبت ثابتی کمتر یا بیشتر از پارامتر ورودی انتخاب می شود. با این مطالعات می توان میزان تاثیر این پارامترها را روی سیستم نگهداری، ظرفیت باربری و عملکرد ساختمانی قاب مشبک از لحاظ هندسی و مقاومتی مشخص کرد. در این بخش با تغییر پارامترهای ورودی مانند نوع قاب مشبک، قطر (سطح مقطع) میلگرد، عرض و ارتفاع و همچنین فاصله قاب های مشبک نسبت به یکدیگر (از نظر هندسی) و مقاومت تسلیم فولاد (از نظر مقاومتی) تحلیل حساسیت با نرم افزار Excel انجام شده است. در این بخش همچنین برای بررسی رفتار شاتکریت در تونل یک تحلیل حساسیت بر اساس شاتکریت یک روزه، ۷ روزه و ۲۸ روزه با مدول الاستیسیته و مقاومت فشاری مختلف انجام شده است. نتایج حاصل از آنالیز حساسیت به صورت جدول و نمودار ارائه می گردد.

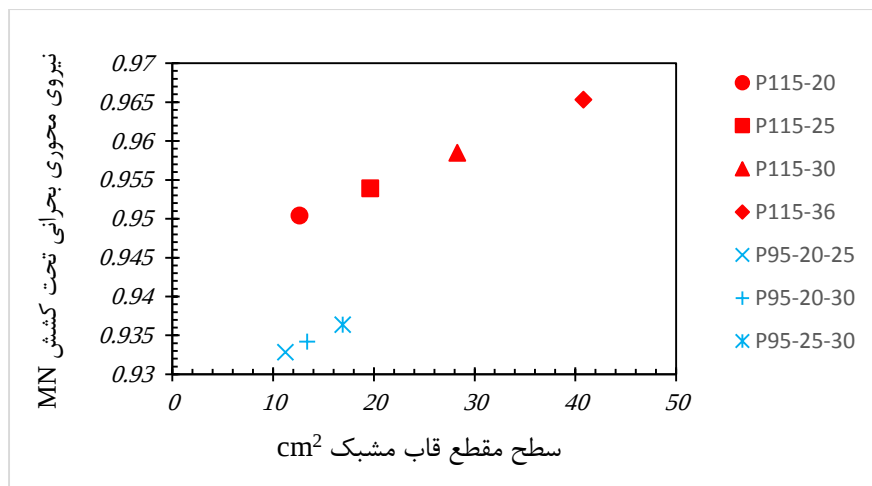
۱-۴-۵ تحلیل خواص هندسی قاب مشبک

۱-۴-۵-۱ تاثیر قطر میلگرد قاب مشبک

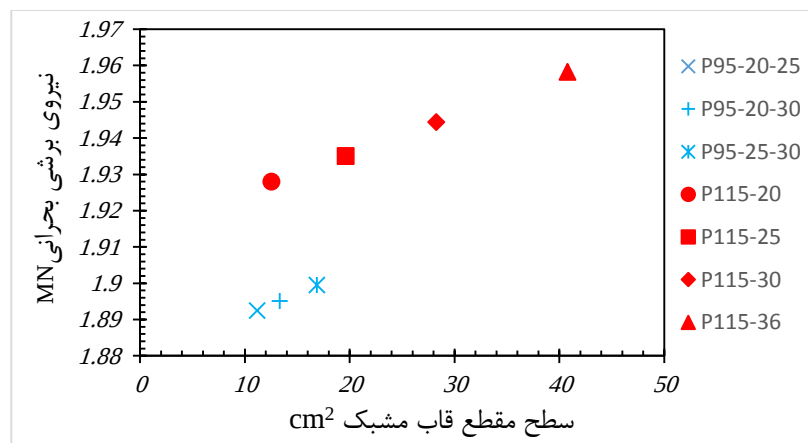
یکی از مهم ترین پارامترها در تحلیل هندسی قاب مشبک، قطر (سطح مقطع) میلگرد آن است. شکل ۱۶-۵ تغییر سطح مقطع قاب مشبک در برابر سختی خمشی را نشان می دهد. همان طور که در شکل می بینید، هرچه سطح مقطع میلگرد (ارتفاع ثابت) بیشتر شود، سختی خمشی (EI) و در نتیجه مقاومت خمشی افزایش می یابد (با توجه به رابطه مستقیمی که بین سطح مقطع و ممان اینرسی قاب مشبک وجود دارد). از طرفی دیگر با توجه به معادله های مقطع معادل که در بخش ۴-۴-۲ و همچنین معادله هایی که در بخش های ۴-۵-۱ و ۴-۵-۲ بیان شد می توان به این نتیجه رسید که با افزایش قطر میلگرد، ضخامت مقطع معادل، ظرفیت باربری و همچنین نیروی برشی بحرانی افزایش می یابد و قاب مشبک می تواند نیروها و گشتاورهای بزرگ تری را تحمل کند. شکل های ۵-۱۷ و ۵-۱۸ به ترتیب تغییرات سطح مقطع قاب مشبک نسبت به نیروی محوری بحرانی تحت کشش (با قرار دادن گشتاور خمشی و نیروی برشی مساوی با صفر به ترتیب در معادله های (۴-۲۳) و (۴-۳۰) به دست می آید) و نیروی برشی بحرانی را نشان می دهد. (در تمام شکل ها ضریب اطمینان (FS) برابر با یک است و همچنین انواع قاب های مشبک در جداول ۱-۲ و ۲-۲ معرفی شده اند).



شکل ۱۶-۵: تغییر سطح مقطع قاب مشبک در برابر سختی خمشی



شکل ۵-۱۷: تغییر سطح مقطع قاب مشبک در برابر نیروی محوری بحرانی در برابر کشش

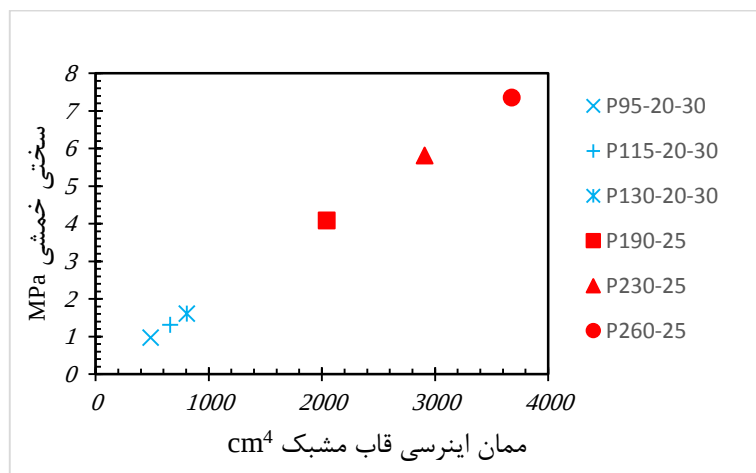


شکل ۵-۱۸: تغییر سطح مقطع قاب مشبک در برابر نیروی برشی بحرانی

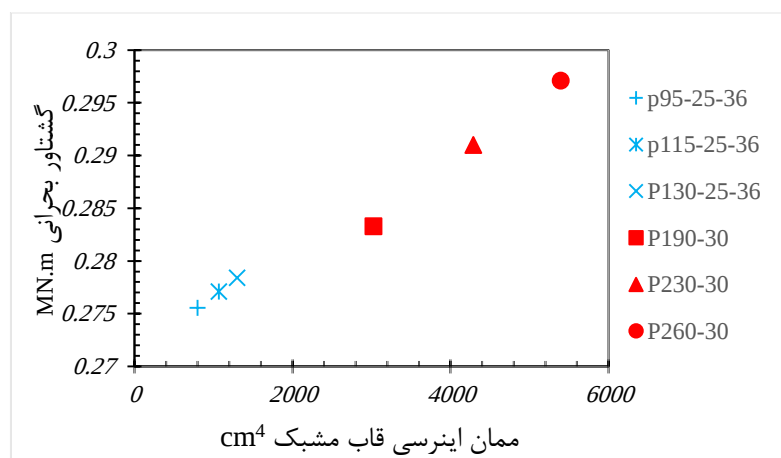
۵-۴-۱-۲ تاثیر ارتفاع قاب مشبک

شکل ۵-۱۹ تغییر ممان اینرسی در برابر سختی خمشی را نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل می‌بینید، هرچه ارتفاع قاب مشبک بیشتر شود، سختی خمشی (EI) و در نتیجه مقاومت خمشی افزایش می‌یابد (با توجه به رابطه ارتفاع و ممان اینرسی در قضیه انتقال محورهای موازی). از طرف دیگر، با توجه به معادله‌های (۴-۷) و (۴-۱۲) و همچنین معادله (۴-۲۴) که نشان می‌دهد ممان اینرسی رابطه مستقیمی با ضخامت مقطع معادل و گشتاور بحرانی دارد و هر چه ممان اینرسی بیشتر شود، ضخامت معادل و گشتاور بحرانی بیشتر می‌شود و به دنبال آن مقاومت خمشی و ظرفیت باربری بیشتر می‌شود.

شکل ۵-۲۰ تغییرات ممان اینرسی را نسبت به گشتاور خمشی بحرانی نشان می‌دهد. یک دلیل دیگر این است که با افزایش ارتفاع، میلگردهای قاب مشبک در ناحیه کششی مقطع شاکریت قرار می‌گیرند و باعث افزایش ظرفیت باربری می‌شوند. از این رو قاب مشبک می‌تواند نیروها و گشتاورهای بزرگتری را تحمل کند. بر اساس شکل‌های ۵-۱۶ و ۵-۱۹ می‌توان مشاهده کرد که تغییرات ارتفاع قاب مشبک تاثیر بیشتری روی تغییرات سختی خمشی و مقاومت خمشی نسبت به تغییرات قطر (سطح مقطع) میلگرد دارد. (در تمام شکل‌ها ضریب اطمینان (FS) برابر با یک است و همچنین انواع قاب‌های مشبک در جداول ۲-۱ و ۲-۲ معرفی شده‌اند).



شکل ۵-۱۹: تغییر ممان اینرسی در برابر سختی خمشی



شکل ۵-۲۰: تغییر ممان اینرسی در برابر گشتاور خمشی بحرانی

۵-۴-۱-۳ تاثیر عرض قاب مشبک

با افزایش عرض قاب مشبک، سختی خمشی، مقاومت خمشی و ظرفیت باربری هیچ تغییری نمی کند. به عبارت دیگر سختی خمشی هیچ ارتباطی با عرض قاب مشبک ندارد.

۵-۴-۲ تاثیر خواص مقاومتی قاب مشبک

خواص مقاومتی قاب مشبک شامل مقاومت تسلیم و مدول الاستیسیته فولاد است. از آنجاکه مدول الاستیسیته فولاد برای انواع میلگردها یکسان و برابر با 200 GPa است، این بخش روی مقاومت تسلیم انواع میلگردها تمرکز خواهد کرد.

در کشورهای مختلف فولاد میلگرد با استانداردهای متفاوتی تولید می شوند و در هر استاندارد طبقه بندی مشخصی در ارتباط با خواص مکانیکی فولادها وجود دارد. در ایران قسمت عمده فولادهای میلگرد که توسط کارخانه ذوب آهن اصفهان تولید می شوند، با استاندارد روسی مطابقت دارند. فولادی که در ایران تولید می شود (طبق استاندارد روسی)، به سه دسته فولاد نوع AI، فولاد نوع AII و فولاد نوع AIII تقسیم می شوند.

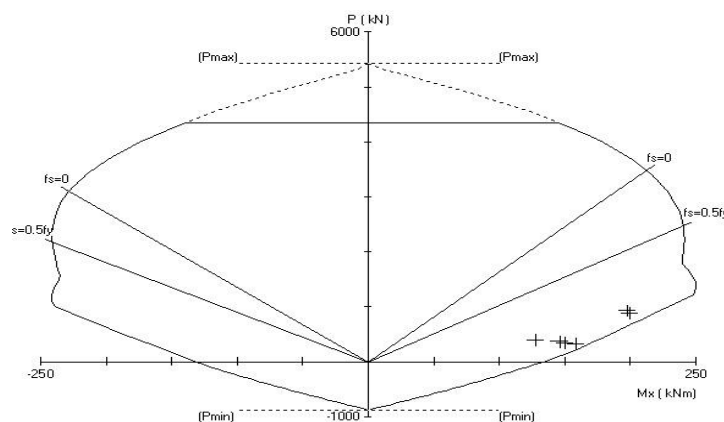
فولاد نوع AI از نوع نرم و ساده با مقاومت تسلیم و تنش گسیختگی آن به ترتیب $225/5$ و $372/7 \text{ MPa}$ است. فولاد نوع AII از نوع نیمه سخت و آجدار مارپیچ با مقاومت تسلیم و تنش گسیختگی آن به ترتیب $294/2$ و $490/3 \text{ MPa}$ است. فولاد نوع AIII از نوع سخت و آجدار جناقی با مقاومت تسلیم و تنش گسیختگی آن به ترتیب $392/3$ و $588/4 \text{ MPa}$ است (مستوفی نژاد ۱۳۸۴). از میلگرد AI به دلیل مقاومت کم، اصطکاک و چسبندگی پایینی که با شاتکریت دارد، برای ساخت قاب مشبک و سیستم نگهداری تونل استفاده نمی شود.

میلگرد AIII به دلیل اینکه دارای مقاومت تسلیم و تنش گسیختگی بالاتری نسبت به میلگرد AII است، مقاومت خمشی و ظرفیت باربری بالاتری دارد. از طرفی دیگر میلگرد AIII آج های پیچیده و به

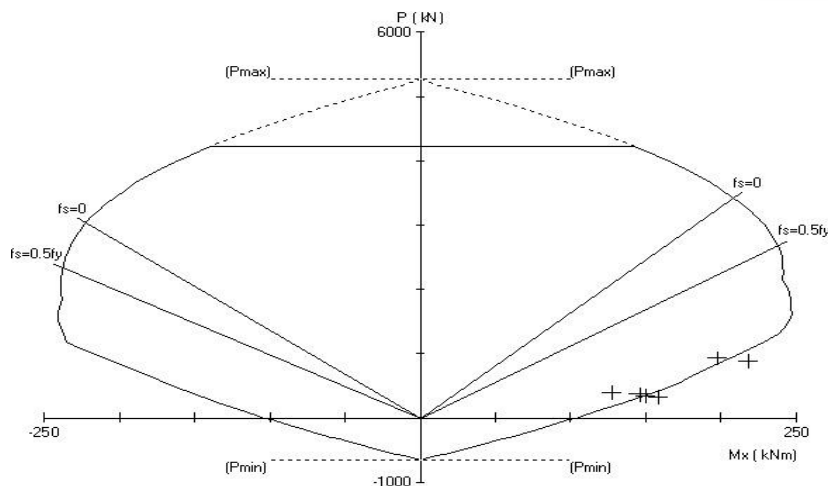
صورت جناقی دارد که همین موضوع باعث می شود چسبندگی بهتری با شاتکریت نسبت به میلگرد AII داشته باشد. از این رو میلگرد AIII می تواند نیروها و گشتاورهای بزرگتری را تحمل کند.

برای مقایسه میلگردهای AII و AIII از نرم افزار PCAcol استفاده شده است. با مدل سازی مقطع مورد نظر در این نرم افزار می توان نمودار اندرکنش گشتاور خمشی-نیروی محوری را ترسیم کرد. در این نرم افزار می توان نشان داد که هرچه مقاومت تسلیم فولاد کمتر باشد، ظرفیت باربری کمتر است. برای این منظور باید ترکیب بار مطابق با آیین نامه ی بتن آمریکا (ضریب بار مرده و زنده به ترتیب ۱/۲ و ۱/۶) به مدل اعمال شود.

شکل های ۲۱-۵ و ۲۲-۵ نمودار اندرکنش گشتاور خمشی-نیروی محوری پوشش مرکب برای میلگردهای AII و AIII مطابق با آیین نامه ی ACI 318-08 را نمایش می دهند. همان طور که در شکل ۲۱-۵ نیز قابل مشاهده است، نمودار اندرکنش برای میلگرد AIII رسم شده و مقادیر گشتاور خمشی و نیروی محوری وارد بر پوشش تونل درون منحنی قرار دارند. شکست کششی یا فشاری رخ نمی دهد و پوشش پایدار است. ولی در شکل ۲۲-۵ می بینید که نمودار اندرکنش برای میلگرد AII کوچک تر شده و مقادیر گشتاور خمشی و نیروی محوری وارد بر تونل بیرون از منحنی قرار دارد و مقطع تحت کشش می شکند. به عبارت دیگر پوشش ناپایدار است و برای نگهداری تونل مناسب نیست.

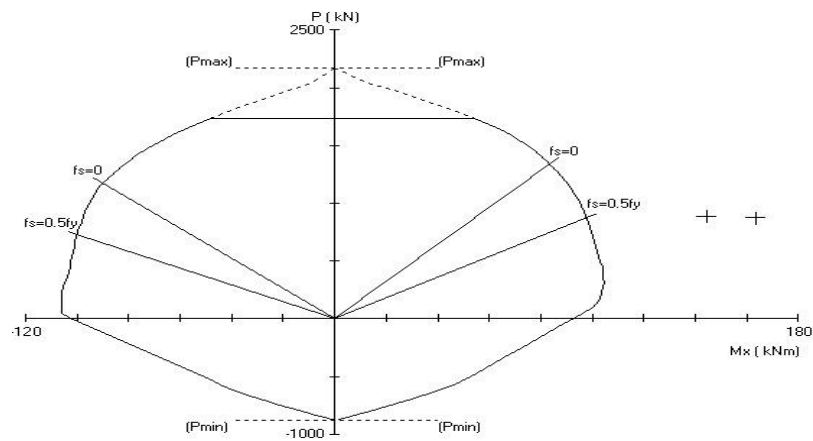


شکل ۲۱-۵: نمودار اندرکنش گشتاور خمشی-نیروی محوری پوشش مرکب برای میلگرد AIII

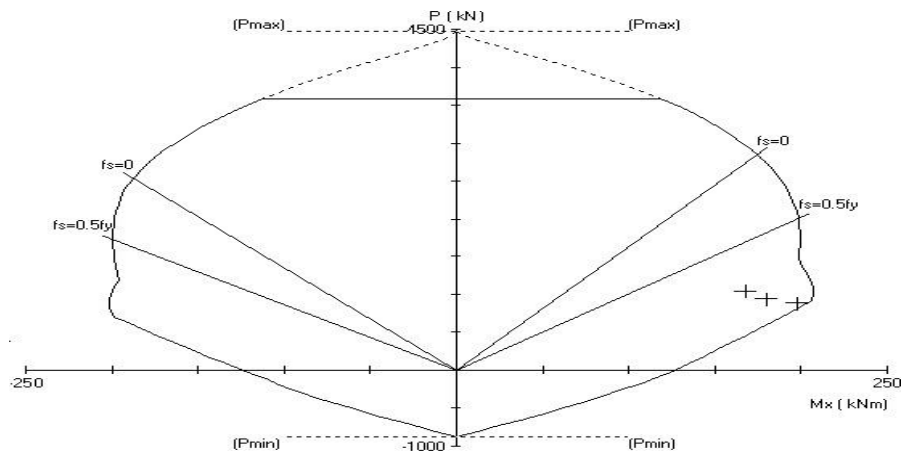


شکل ۵-۲۲: نمودار اندرکنش گشتاور خمشی-نیروی محوری پوشش مرکب برای میلگرد AII

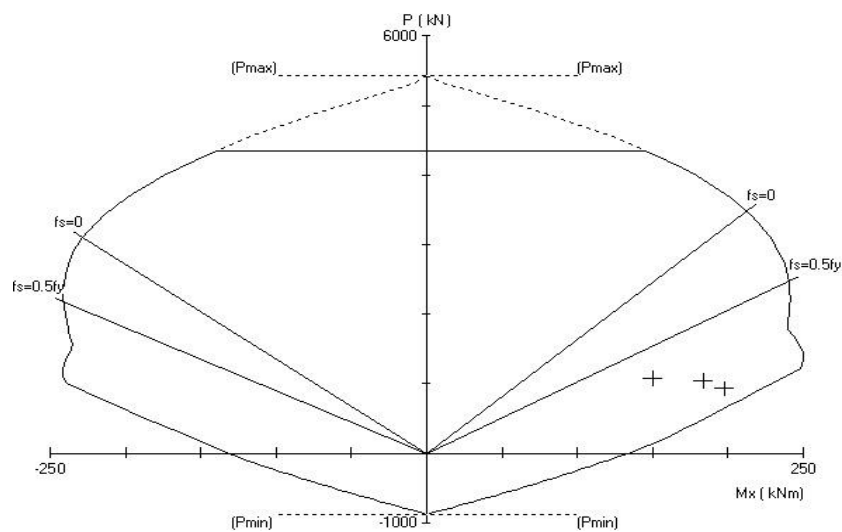
همچنین برای بررسی اثر مقاومتی شاتکریت در پایداری تونل می توان از شاتکریت یک روزه، ۷ روزه و ۲۸ روزه استفاده کرد. به این صورت که با استفاده از نرم افزار PCACol می توان پایداری مقطع مرکب را برای مقاومت فشاری متفاوت بررسی کرد. شکل های ۵-۲۳ تا ۵-۲۵ نمودار اندرکنش گشتاور خمشی و نیروی محوری به ترتیب برای شاتکریت یک روزه (با توجه به نمودار ۲-۱۲ مدول الاستیسیته MPa ۸)، شاتکریت ۷ روزه (با توجه به نمودار ۲-۱۲ مدول الاستیسیته MPa ۱۸) و شاتکریت ۲۸ روزه (با توجه به جدول ۴-۴ مقاومت فشاری MPa ۲۵) مطابق با آیین نامه ی بتن آمریکا ACI 318-08 را نشان می دهد (برای هر سه نوع شاتکریت، قاب مشبک با میلگرد AIII استفاده شده است). همان طور که در شکل های ۵-۲۳ تا ۵-۲۵ مشاهده می کنید، مقطع معادل برای شاتکریت یک روزه ناپایدار و برای شاتکریت ۷ روزه، مقادیر گشتاور خمشی و نیروی محوری درون نمودار قرار می گیرند ولی بعضی نقاط ضریب اطمینان پایینی دارند و برای شاتکریت ۲۸ روزه پایدار است.



شکل ۵-۲۳: نمودار اندرکنش گشتاور خمشی-نیروی محوری پوشش مرکب برای شاتکریت یک روزه



شکل ۵-۲۴: نمودار اندرکنش گشتاور خمشی-نیروی محوری پوشش مرکب برای شاتکریت ۷ روزه



شکل ۵-۲۵: نمودار اندرکنش گشتاور خمشی-نیروی محوری پوشش مرکب برای شاتکریت ۲۸ روزه

سیستم نگهداری با استفاده از قاب های مشبک مختلف (سه میله ای یا چهار میله ای) و با کمک روش مقطع معادل مورد ارزیابی قرار گرفته است. به این صورت که برای هر یک از قاب های مشبک پارامترهای مقطع معادل محاسبه گردیده و با استفاده از نرم افزار $FLAC^{2D}$ نیروهای محوری و برشی و گشتاور خمشی وارد بر سیستم نگهداری مرکب محاسبه شده است. در نهایت با استفاده از نمودارهای اندرکنش گشتاور خمشی-نیروی محوری و نیروی محوری-نیروی برشی پایداری سیستم نگهداری مرکب مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج این تحلیل ها مطابق با جدول ۵-۷ برای قاب مشبک سه میله ای و جدول ۵-۸ برای قاب مشبک چهار میله ای ارائه شده است (در هر دو قاب مشبک از میلگرد AIII استفاده شده است و همچنین تمامی قاب های مشبکی که در جدول های ۵-۷ و ۵-۸ استفاده شده است، در جدول های ۱-۲ و ۲-۲ معرفی شده اند).

جدول ۵-۷ وضعیت پایداری و ناپایداری سیستم نگهداری مرکب شامل شاتکریت و قاب مشبک سه میله ای مختلف را نشان می دهد. به این صورت که ابتدا پارامترهای مقطع معادل سیستم نگهداری شاتکریت و قاب های مشبک سه میله ای مختلف با استفاده از معادله های (۴-۵) تا (۴-۱۰) برای هر کدام به صورت جداگانه در فاصله های ۰/۵-۱/۰ متری محاسبه می شود. سپس سیستم نگهداری مرکب با استفاده از نرم افزار $FLAC^{2D}$ مدل سازی می شود، با این شرایط که خواص و ضخامت شاتکریت ثابت است و فقط خواص هندسی قاب مشبک تغییر می کند. به عبارت دیگر، قاب های مشبک سه میله ای با قطر میلگرد، ارتفاع و عرض متفاوت در سیستم نگهداری در فواصل مختلف (۰/۵-۱/۰ متر) به کار برده شده و سپس نیروهای محوری و برشی و گشتاور خمشی وارد بر پوشش محاسبه می شود. در نهایت، بر اساس نمودارهای ظرفیت باربری که در بخش ۴-۵ ارائه شد، وضعیت پایداری و ناپایداری سیستم نگهداری مرکب ارزیابی شده است. به عنوان مثال، برای قاب مشبک سه میله ای نوع ۳۰-۲۵-۱۳۰ P که در فواصل ۰/۵ متری از یکدیگر قرار دارد، سیستم نگهداری مرکب وضعیت پایداری دارد. به عبارت دیگر می توان از این قاب مشبک برای سیستم نگهداری در فاصله ۰/۵ متری استفاده کرد یا قاب مشبک سه

میله‌ای نوع ۳۶-۲۵-۲۹۵ در فاصله ۱ متری به عنوان سیستم نگهداری تونل نامناسب و ناپایدار است.

همچنین به‌طور مشابه، قاب‌های مشبک چهار میله‌ای نیز بر اساس روش ذکر شده ارزیابی شده است.

جدول ۵-۸ وضعیت پایداری و ناپایداری سیستم نگهداری مرکب شامل شاتکریت و قاب مشبک چهار میله‌ای مختلف را نشان می‌دهد. به عبارت دیگر پارامترهای مقطع معادل سیستم نگهداری شاتکریت و قاب‌های مشبک چهار میله‌ای مختلف در فاصله‌های ۰/۵-۱/۵ متر محاسبه شده است. به عنوان مثال، برای قاب مشبک چهار میله‌ای نوع ۳۰-۲۳۰-P که در فواصل ۱/۰ متری از یکدیگر قرار دارد، سیستم نگهداری مرکب وضعیت پایداری دارد و می‌توان از آن به عنوان سیستم نگهداری تونل استفاده کرد. در نهایت، می‌توان به این نتیجه رسید که قاب مشبک چهار میله‌ای در شرایطی که سطح مقطع و خصوصیات مقاومتی (مقاومت تسلیم و مدول الاستیسیته) یکسان باشد، سختی خمشی و در نتیجه ظرفیت باربری بزرگ‌تری نسبت به قاب مشبک سه میله‌ای دارد. به عبارت دیگر، در شرایطی که سطح مقطع خواص مقاومتی هر دو یکسان باشد، قاب مشبک چهار میله‌ای نیروها و گشتاورهای بزرگ‌تری را می‌تواند تحمل کند و می‌توان در نگهداری تونل‌ها از آن استفاده کرد. این رفتار به این علت است که ممان اینرسی قاب مشبک چهار میله‌ای بیشتر از قاب مشبک سه میله‌ای است.

جدول ۵-۷: وضعیت پایداری و ناپایداری سیستم نگهداری مرکب شامل شاتکریت و قاب مشبک سه میله‌ای

قاب مشبک سه میله‌ای						فاصله قاب‌ها
وضعیت						نسبت به یکدیگر (m)
P۹۵-۳۰-۳۶	P۹۵-۲۵-۳۶	P۹۵-۲۵-۳۰	P۹۵-۲۰-۳۶	P۹۵-۲۰-۳۰	P۹۵-۲۰-۲۵	۰/۵
پایدار	پایدار	پایدار	پایدار	پایدار	ناپایدار	
P۹۵-۳۰-۳۶	P۹۵-۲۵-۳۶	P۹۵-۲۵-۳۰	P۹۵-۲۰-۳۶	P۹۵-۲۰-۳۰	P۹۵-۲۰-۲۵	۰/۷۵
پایدار	پایدار	ناپایدار	ناپایدار	ناپایدار	ناپایدار	
P۹۵-۳۰-۳۶	P۹۵-۲۵-۳۶	P۹۵-۲۵-۳۰	P۹۵-۲۰-۳۶	P۹۵-۲۰-۳۰	P۹۵-۲۰-۲۵	۱/۰
ناپایدار	ناپایدار	ناپایدار	ناپایدار	ناپایدار	ناپایدار	
P۱۱۵-۳۰-۳۶	P۱۱۵-۲۵-۳۶	P۱۱۵-۲۵-۳۰	P۱۱۵-۲۰-۳۶	P۱۱۵-۲۰-۳۰	P۱۱۵-۲۰-۲۵	۰/۵
پایدار	پایدار	پایدار	پایدار	پایدار	ناپایدار	
P۱۱۵-۳۰-۳۶	P۱۱۵-۲۵-۳۶	P۱۱۵-۲۵-۳۰	P۱۱۵-۲۰-۳۶	P۱۱۵-۲۰-۳۰	P۱۱۵-۲۰-۲۵	۰/۷۵
پایدار	پایدار	ناپایدار	ناپایدار	ناپایدار	ناپایدار	
P۱۱۵-۳۰-۳۶	P۱۱۵-۲۵-۳۶	P۱۱۵-۲۵-۳۰	P۱۱۵-۲۰-۳۶	P۱۱۵-۲۰-۳۰	P۱۱۵-۲۰-۲۵	۱/۰
ناپایدار	ناپایدار	ناپایدار	ناپایدار	ناپایدار	ناپایدار	
P۱۳۰-۳۰-۳۶	P۱۳۰-۲۵-۳۶	P۱۳۰-۲۵-۳۰	P۱۳۰-۲۰-۳۶	P۱۳۰-۲۰-۳۰	P۱۳۰-۲۰-۲۵	۰/۵
پایدار	پایدار	پایدار	پایدار	پایدار	ناپایدار	
P۱۳۰-۳۰-۳۶	P۱۳۰-۲۵-۳۶	P۱۳۰-۲۵-۳۰	P۱۳۰-۲۰-۳۶	P۱۳۰-۲۰-۳۰	P۱۳۰-۲۰-۲۵	۰/۷۵
پایدار	پایدار	ناپایدار	ناپایدار	ناپایدار	ناپایدار	
P۱۳۰-۳۰-۳۶	P۱۳۰-۲۵-۳۶	P۱۳۰-۲۵-۳۰	P۱۳۰-۲۰-۳۶	P۱۳۰-۲۰-۳۰	P۱۳۰-۲۰-۲۵	۱/۰
پایدار	ناپایدار	ناپایدار	ناپایدار	ناپایدار	ناپایدار	

جدول ۵-۸: وضعیت پایداری و ناپایداری سیستم نگهداری مرکب شامل شاتکریت و قاب مشبک چهار میله‌ای

قاب مشبک چهار میله‌ای				فاصله نسبت
وضعیت				به یکدیگر (m)
P۱۹۰-۳۶	P۱۹۰-۳۰	P۱۹۰-۲۵	P۱۹۰-۲۰	۰/۵
پایدار	پایدار	پایدار	پایدار	
P۱۹۰-۳۶	P۱۹۰-۳۰	P۱۹۰-۲۵	P۱۹۰-۲۰	۰/۷۵
پایدار	پایدار	پایدار	ناپایدار	
P۱۹۰-۳۶	P۱۹۰-۳۰	P۱۹۰-۲۵	P۱۹۰-۲۰	۱/۰
پایدار	ناپایدار	ناپایدار	ناپایدار	
P۱۹۰-۳۶	P۱۹۰-۳۰	P۱۹۰-۲۵	P۱۹۰-۲۰	۱/۲۵
پایدار	ناپایدار	ناپایدار	ناپایدار	
P۱۹۰-۳۶	P۱۹۰-۳۰	P۱۹۰-۲۵	P۱۹۰-۲۰	۱/۵
ناپایدار	ناپایدار	ناپایدار	ناپایدار	
P۲۳۰-۳۶	P۲۳۰-۳۰	P۲۳۰-۲۵	P۲۳۰-۲۰	۰/۵
پایدار	پایدار	پایدار	پایدار	
P۲۳۰-۳۶	P۲۳۰-۳۰	P۲۳۰-۲۵	P۲۳۰-۲۰	۰/۷۵
پایدار	پایدار	پایدار	ناپایدار	
P۲۳۰-۳۶	P۲۳۰-۳۰	P۲۳۰-۲۵	P۲۳۰-۲۰	۱/۰
پایدار	پایدار	ناپایدار	ناپایدار	
P۲۳۰-۳۶	P۲۳۰-۳۰	P۲۳۰-۲۵	P۲۳۰-۲۰	۱/۲۵
پایدار	ناپایدار	ناپایدار	ناپایدار	
P۲۳۰-۳۶	P۲۳۰-۳۰	P۲۳۰-۲۵	P۲۳۰-۲۰	۱/۵
ناپایدار	ناپایدار	ناپایدار	ناپایدار	
P۲۶۰-۳۶	P۲۶۰-۳۰	P۲۶۰-۲۵	P۲۶۰-۲۰	۰/۵
پایدار	پایدار	پایدار	پایدار	
P۲۶۰-۳۶	P۲۶۰-۳۰	P۲۶۰-۲۵	P۲۶۰-۲۰	۰/۷۵
پایدار	پایدار	پایدار	ناپایدار	
P۲۶۰-۳۶	P۲۶۰-۳۰	P۲۶۰-۲۵	P۲۶۰-۲۰	۱/۰
پایدار	پایدار	ناپایدار	ناپایدار	
P۲۶۰-۳۶	P۲۶۰-۳۰	P۲۶۰-۲۵	P۲۶۰-۲۰	۱/۲۵
پایدار	ناپایدار	ناپایدار	ناپایدار	
P۲۶۰-۳۶	P۲۶۰-۳۰	P۲۶۰-۲۵	P۲۶۰-۲۰	۱/۵
ناپایدار	ناپایدار	ناپایدار	ناپایدار	

فصل ششم

نتیجہ گیری و پیشہ داری

۶-۱ نتیجه‌گیری

هدف از ایجاد پوشش اولیه مناسب در تونل، پایداری‌سازی زمین و کنترل نیروهای ناشی از حرکات زمین است که یکی از روش پایداری‌سازی، دادن ترخیص تنش به محیط اطراف برای وقوع تغییر شکل‌های کنترل شده است. در این طرح با رسم منحنی مشخصه عکس‌العمل در تونل، میزان ترخیص تنش معادل با همگرایی به وجود آمده قبل از نصب پوشش نگهداری در مدل محاسبه گردیده است و با استفاده از روش ساکورایی، پایداری تونل متناسب با این ترخیص مورد ارزیابی قرار گرفته است.

پس از حفر فضای زیرزمینی، توزیع تنش اطراف آن تغییر کرده و تنش‌های القایی به وجود می‌آیند. به منظور جلوگیری از تغییر شکل بیش از حد دیواره و سقف، باید سیستم نگهداری مناسبی روی آن اعمال گردد. به منظور اعمال سیستم نگهداری تونل در مدل، از روش عددی مقطع معادل استفاده شد. با توجه به مدل‌سازی‌های عددی مختلفی که توسط نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ صورت گرفته و بارگذاری‌های اعمال شده بر روی مدل، این نتیجه به دست آمده که سیستم نگهداری مرکب شاکریت به عرض یک متر و ضخامت ۳۵ سانتی‌متر به همراه قاب مشبک چهار میله‌ای نوع ۳۰-۲۳۰ P کافی است.

به منظور کنترل نیروها و گشتاور خمشی ایجاد شده در پوشش مرکب تونل، از نمودارهای اندرکنش گشتاور خمشی-نیروی محوری و نیروی محوری-نیروی برشی استفاده شده است. با مدل‌سازی پوشش و اعمال نیروها و گشتاور خمشی (محاسبه شده توسط نرم‌افزار $FLAC^{2D}$) این نتیجه حاصل شده است که پوشش با این نوع قاب مشبک پایداری تونل را به خوبی تامین می‌کند و جوابگوی نیروهای محوری و برشی و گشتاور خمشی وارده بر پوشش تونل است.

با مقایسه میزان حداکثر جابه‌جایی داخل تونل در نتایج عددی با نتایج رفتارسنجی پین‌های ژئودتیک، می‌بینید که نتایج عددی اختلاف کمی با نتایج واقعی دارد که این موضوع نشانگر صحت مدل

در نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ می‌باشد.

مقایسه نتایج تحلیل استاتیکی انجام گرفته توسط نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ و SAP 2000 نشان می‌دهد که نیروی محوری در نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ بیشتر می‌باشد که به دلیل شرایط بارگذاری متفاوت است. نیروی برشی و گشتاور خمشی در نرم‌افزار $FLAC^{2D}$ کمتر است، به دلیل این که در این نرم‌افزار می‌توان به مدل ترخیص تنش اعمال کرد. پایداری پوشش با استفاده از منحنی اندرکنش نیروی محوری-گشتاور خمشی (داده‌های مربوط به منحنی، توسط نرم‌افزار SAP 2000 محاسبه شده است) مورد ارزیابی قرار گرفته که نشان می‌دهد پوشش به کار برده شده تحت ترکیبات بارگذاری مختلف پایداری تونل را به خوبی تامین می‌کند.

در ادامه، برای ارزیابی رفتار قاب مشبک در پوشش، با استفاده از روش‌های عددی و روش مقطع معادل، بر روی قاب‌های مشبک مختلف (چه از نظر هندسی و چه از نظر مقاومتی) تحلیل حساسیت انجام گرفته است. نتایج نشان می‌دهد که از نظر هندسی قطر (سطح مقطع) میلگرد و ارتفاع قاب مشبک و از نظر مقاومتی تنش تسلیم بیشترین تاثیر را روی پایداری سیستم نگهداری دارند. ولی با افزایش عرض قاب مشبک هیچ گونه تغییری در ظرفیت باربری و مقاومت خمشی ایجاد نمی‌شود.

۶-۲ پیشنهادها

از آنجاکه این پروژه در محیط شهری و در خاک نسبتاً سست و خشک تهران اجرا شده است، لذا پیشنهاد می‌شود که تحلیل‌های دیگر مانند تحلیل دینامیکی و اثرات بارهای زلزله نیز بر روی تونل NATM بررسی شود و همچنین می‌توان یک مقایسه فنی و اقتصادی با دیگر قاب‌های فولادی انجام شود.

منابع

- پورهاشمی م، صادقی م، طارمی م، عسکرزاده ع، (۱۳۹۳) "بهینه سازی کلاس حفاری و نگهداری و صرفه جویی در هزینه مطالعه موردی تونل حکیم-ایران"، کنفرانس بین المللی مهندسی، مدیریت هنر و محیط زیست،
- جنیدی م، گلشنی ع ا، (۱۳۹۳) "مقایسه دوبعدی و سه بعدی اجزا محدود حفاری تونل به روش NATM (مطالعه موردی تونل حکیم-تهران)"، اولین همایش ملی مهندسی عمران، شهرسازی و توسعه پایدار
- صالحی م، (۱۳۹۴)، پایان نامه کارشناسی ارشد "تحلیل پایداری و طراحی سیستم نگهداری موقت تونل چیتگر (حکیم)"، دانشگاه صنعتی شاهرود.
- طاحونی ش، (۱۳۸۰)، اصول مهندسی ژئوتکنیک (جلد اول: مکانیک خاک)، چاپ هفتم، ویرایش دوم.
- فرقانی م، (۱۳۹۱)، پایان نامه کارشناسی ارشد، "ارزیابی فنی روش حفاری NATM در تونل ها و مقایسه آن با روش کندو پوش-مطالعه موردی: تونل راه آهن تهران-تبریز"، دانشگاه صنعتی شاهرود.
- گزارش رفتارسنجی ژئودتیکی-ژئوتکنیکی پروژه تونل دوقلوی بزرگراهی حکیم تهران (تونل چیتگر)، (۱۳۹۲)، موسسه حرا
- گزارش ژئوتکنیک و زمین شناسی مهندسی پروژه تونل دوقلوی بزرگراهی حکیم تهران (تونل چیتگر)، (۱۳۹۲)، شرکت مهندسین مشاور ساحل
- مستوفی نژاد د، (۱۳۸۴)، سازه های بتن آرمه (جلد اول) انتشارات ارکان، اصفهان.
- معادیخواه ع، جاودان ر، محمد نژاد م، (۱۳۹۳) "بررسی اندرکنش و تعیین فاصله بهینه تونل های دوقلوی بزرگراه حکیم تهران (تونل چیتگر) با استفاده از تحلیل عددی" پنجمین کنفرانس مکانیک سنگ ایران

- Baumann, T., & Betzle, M. (1984). Investigation of the performance of lattice girders in tunnelling. *Rock mechanics and rock engineering*, 17(2), 67-81.
- Brandl, J, Friedl, T, Hantschke, D, (2009), “Metro Dehli Airport link- large diameter NATM tunneling under various ground conditions”, Geoconsult ZT GmbH, World Tunnel Congress
- 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(5), 506-532.
- Carranza-Torres, C., & Fairhurst, C. (2000). Application of the convergence-confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 15(2), 187-213.
- Donde, P. M. (1993). NATM Shafts-Case Histories and Cost Benefits. In *Proceedings of The Rapid Excavation and Tunneling Conference* (pp. 307-325). Society for Mining, Metallurgy & Exploration, INC.
- CSI (2010), “CSI Analysis Reference Manual”, Computers and Structures Inc, Berkeley.
- Gall, V., Rudolf, J., & O’Brien, T. (2011). Considerations for very shallow conventional (SEM) tunneling in urban settings. In *Rapid Excavation and Tunneling Conference*. San Francisco, California (pp. 1281-1296).
- Hemphill, G.B, (2003), “Mining using NATM techniques in the Toukoshan formation on C230 Taiwan high speed rail”, Taiwan High Speed Rail Corporation,
- Hjalmarsson, E. H. (2011). Tunnel Support. Use of Lattice Girders in Sedimentary Rock. Faculty of Civil and Environmental Engineering, University of Iceland.
- Hung, C. J., Monsees, J., Munfah, N., & Wisniewski, J. (2009). Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels-Civil Elements. US Department of Transportation, Federal Highway Administration, National Highway Institute, New York.
- Itasca, F. L. A. C. (2011). Fast Lagrangian analysis of continua. Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis, Minn.
- Kim, S., Han, T. H., Baek, J. S., & Kang, Y. J. (2013). Evaluation of the structural

performance of tetragonal lattice girders. *International Journal of Steel Structures*, 13(1), 31-47.

- Komselis, C., Blayney, N., & Hindle, D. (2012). The use of lattice girders in the construction of tunnels. *The Masterbuilder, India's Construction Magazine*, 14(4), 88-94.
- Nomikos, P. P., Sofianos, A. I., Sakkas, K. M., Choumanidis, D., & Delendas, S. (2013). Nonlinear simulation of lattice girder segment tests. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 38, 180-188.
- Nye, E. J., & Alt, D. (2010). Shotcrete application on the Boggo Road Busway driven tunnel. In E. S. Bernard (Ed.), *Shotcrete: Elements of a System* (pp. 243-253). CRC Press.
- da Silva, M. A. A. P., Rocha, H. C., Neto, F. R., & Ono, J. M. Design and excavation aspects for the New Alto Doipiranga tunnel station for the Sao Paulo metro., 2nd Brazilian Congress of Tunnels and Underground Structures International Seminar South American Tunneling.
- Ragland, D., Shufflebotham, B., Kobler, M., Brown, J. (2003), "construction of the NATM tunnel at San Diego state university", Atkinson Construction, Underground Construction Managers.
- Rudolf, J., Gall, V., & O'Brien, T. (2010). Past and Present Soft Ground NATM for Tunnel and Shaft Construction for the Washington, DC Metro. *Proceedings of North American Tunneling*, 20-23.
- Rudolf, J., Gall, V., & Wagner, H. (2009). History and recent developments in soft ground NATM tunneling for the Washington, DC Metro. In *Proceedings, ITA-AITES World Tunnel Congress*.
- Sakurai, S. (1981). Direct strain evaluation technique in construction of underground opening. In *The 22nd US Symposium on Rock Mechanics (USRMS)*. American Rock Mechanics Association.
- Sakurai, S. (1997). Lessons learned from field measurements in tunnelling. *Tunnelling and underground space technology*, 12(4), 453-460.
- Systems Panrex Lattice Girders <https://www.dywidag.co.uk>
- Zeidler, K., & Schwind, T. (2007). Monitoring successful NATM in Singapore. In *Rapid Excavation and Tunneling Conference (RETC) Proceedings* (pp. 976-987).

- Thomas, A. (2009). Sprayed concrete lined tunnels. CRC Press.
- Wittke, W., Pierau, B., & Erichsen, C. (2006). New Austrian tunneling method (NATM)—stability analysis and design. WBI, Essen, Consulting Engineers for Foundation Engineering and Construction in Rock.

Abstract

Massive traffic jams and limited ground areas had led to more usage of underground tunneling in the urban areas. The Twin tunnels Hakim has been excavated in the length of Approximately 1 km with NATM method in 7 phases and 2 side galleries. The width of the tunnel is 17.8 and its height is 13.8. The support system which is design by the engineers regarding to its geology conditions is a combination of shotcrete and lattice girder. Although lattice girder has wide usage in the support system but a few researches have been done in this matter. The purpose of this thesis is designing a shotcrete support system with lattice girder by finite difference method and FLAC^{2D} software and analyzing geometric and strength properties of lattice girder. The suitable support system for hakkim tunnel is suggested with equivalent section method by convergence rate and the ground reaction curve with FLAC^{2D} and ground relaxation in the model. Then the stability of tunnel is analyzed for different excavation phases of tunneling by interaction diagrams (axial force–bending moment and axial force–shear force interaction diagrams). Then the results of FLAC^{2D} is compared with monitoring tools that have been installed in the tunnel which had good accordance. It was compared to SAP 2000 software and the support system performance was analyzed for different loads combination and we can conclude that tunnel support system, respond perfectly to loading. Finally, the sensitivity analysis of the tunnel is done to evaluate the effect of the geometrical parameter (lattice girder shape, diagonal of the bars (cross section), the width and height of lattice girder) and the strength parameter of the lattice girder. The results indicate that geometrically the diagonal of the bars and the height of the lattice girder and aspect strength the yield strength, have the most influence on the stability of the support system. on the other hand between two lattice girder with the same cross section and height, the 4-bars lattice girder has more structural stability.

Keywords: Lattice girder, FLAC^{2D} software, Hakkim tunnel, SAP 2000 software, Equivalent section method



Shahrood University of Technology

Faculty of Mining, Petroleum and Geophysics Engineering

MSc in Rock Mechanic Engineering

**Design of shotcrete support reinforced with lattice girder
and analysis of geometric and strength properties effect of
lattice in NATM tunnels (case study: Hakim tunnel)**

By: Sadegh Soleimani

Supervisor:

Dr Shokrollah Zare

Advisor:

Dr. Farnoosh Basaliqeh

December 2016