





دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک
پایان نامه کارشناسی ارشد مکانیک سنگ

**بررسی و تحلیل بار سنگ وارد بر پوشش نهایی تونل‌ها
(مطالعه موردی: تونل انتقال آب بازی دراز)**

نگارنده: هاشم تقی زاده

استاد راهنما:

دکتر شکرا... زارع

استاد مشاور:

مجتبی محمدنژاد

تیر ۱۳۹۶

تعهد نامه

این جانب هاشم تقی زاده دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی معدن دانشکده معدن، نفت و ژئوفیزیک دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه بررسی و تحلیل بارسنگ وارد بر پوشش نهایی تونل ها (مطالعه موردی تول انتقال آب بازی دراز) تحت راهنمایی دکتر شکرا... زارع متعهد می شوم.

- تحقیقات در این پایان نامه توسط این جانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهش های محققان دیگر به مرجع مورداستفاده 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 می باشد 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 می گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که از موجود زنده (یا بافت های آن ها) 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، برنامه های رایانه ای، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد. این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

تقدیم به

آنان که وجودشان معدنی از مهر، صداقت و پاکی است:

پدر و مادر عزیزم که با پشتیبانی بی‌دریغشان وجودم را گرما بخشیدند؛

آرزو دارم که همیشه در پناه خداوند سربلند و پیروز باشند.

و

همسر وفادارم که بی‌نهایت یاری‌ام کرد و همتایی در صداقت و شخصیت او ندیدم.

تشکر و قدردانی

خدا را سپاس می‌گویم که مرا یاری نمود تا یک مرحله دیگر از مراحل زندگی خود را سپری کنم. بدین‌وسیله مراتب قدردانی و تشکر خود را نسبت به عزیزانی که مرا در انجام مراحل مختلف این تحقیق یاری کرده‌اند، اعلام می‌دارم.

با تشکر فراوان از راهنمایی‌های گران‌بهای استاد راهنمای عزیزم جناب آقای دکتر شکرا... زارع که همواره مرا از دانش خود بهره‌مند ساخته و در انجام این تحقیق بی‌وقفه یاری‌ام کرده‌اند. از جناب آقای مهندس مجتبی محمد نژاد نیز که در تهیه و جمع‌آوری داده‌ها یاری‌ام کرده و استاد مشاور اینجانب بوده‌اند نیز سپاس‌گزاری می‌کنم. در پایان نیز بر خود لازم می‌دانم از دوست و دانشجوی دکتری جناب آقای مهندس مسعود مزرعه‌لی نیز به خاطر مشاوره‌های ارزشمندشان مراتب سپاس‌گزاری را به‌جای آورم.

چکیده

قبل از ایجاد یک فضای زیرزمینی در یک نقطه مشخص، برآیند نیروهای وارد بر آن نقطه صفر و نقطه مفروض دارای تعادل است، اما زمانی که یک سازه زیرزمینی حفاری می‌گردد وضعیت تنش‌ها تغییر کرده و یک بی‌نظمی در رفتار مکانیکی ناحیه ایجاد می‌گردد. برای این منظور مهندسان برای حفظ پایداری یک سازه زیرزمینی سیستم‌های نگهداری را طراحی می‌کنند.

از پارامترهای اصلی در فرآیند طراحی سیستم نگهداری، میزان بار وارده از طرف زمین دربرگیرنده تونل بر سیستم نگهداری است؛ مسلماً هر چه این اندازه‌گیری‌ها دقیق‌تر باشد، محاسبه‌های مرتبط با تحلیل مقاومت نگهداری بهتر انجام می‌شود اما حل دقیق این مساله به علت شرایط نامعلوم زمین، تنش‌های برجای غیریکنواخت مربوط به تغییر شکل زمین قبل و بعد از پوشش و اختلاف روش‌های ساخت و ساز آسان نیست.

تعیین بار و تحلیل پایداری فضاهای زیرزمینی با سه روش تجربی، تحلیلی و عددی انجام می‌پذیرد. در تحقیق حاضر ابتدا مروری بر روش‌های مختلف پیش‌بینی بارسنگ شده است. سپس مقادیر بارسنگ وارد بر پوشش نهایی تونل انتقال آب بازی دراز با استفاده از روش‌های مختلف پیش‌بینی شده است. نتایج نشان دادند که روش‌های تجربی و عددی (منطقه پلاستیک) به ترتیب بیشترین و کمترین مقدار بارسنگ را ارائه می‌دهند و روش عددی ضریب ایمنی موضعی نتایج بهتری را نسبت به روش عددی منطقه پلاستیک ارائه می‌دهد.

کلمات کلیدی: بارسنگ؛ روش همگرایی-همجواری؛ روش تجربی؛ روش عددی؛ تونل انتقال آب بازی دراز

مقالات مستخرج از پایان نامه

-تقی زاده ه. زارع ش، (۱۳۹۵) "استفاده از روش‌های عددی در برآورد بارسنگ"، دومین کنفرانس

بین المللی پژوهش در علوم و مهندسی

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
فصل اول: مقدمه.....	۱
۱-۱- مقدمه	۲
۱-۲- روش‌های مختلف برآورد بارسنگ	۴
۱-۲-۱- روش‌های تجربی	۴
۱-۲-۲- روش‌های تحلیلی	۴
۱-۲-۳- روش‌های عددی	۴
۱-۳- عوامل تاثیرگذار روی بار وارده بر پوشش	۵
۱-۳-۱- زمین شناسی	۵
۱-۳-۲- سختی نسبی پوشش با توجه به زمین میزبان	۶
۱-۳-۳- روش ساخت	۶
۱-۳-۴- میدان تنش طبیعی	۶
۱-۳-۵- گذر زمان	۶
۱-۳-۶- تاثیر شرایط خارجی	۷
۱-۴- اهداف تحقیق	۷
۱-۵- ساختار پایان‌نامه	۷
فصل دوم: پیشینه تحقیق و مطالعه موردی	۹
۱-۲- مقدمه	۱۰
۱-۲-۲- روش‌های تجربی	۱۰
۱-۲-۳- روش تحلیلی	۱۶
۱-۲-۴- روش عددی	۲۲
۱-۲-۶- جمع‌بندی	۲۳
فصل سوم: معرفی روش‌های مختلف برآورد بارسنگ	۲۵

۲۶	۱-۳-۱- مقدمه
۲۶	۲-۳- روش‌های تجربی
۲۷	۱-۲-۳- زمین غیر مچاله شونده
۲۷	۱-۱-۲-۳- نظریه ترزاقی
۲۹	۲-۱-۲-۳- روش دیر و همکاران
۳۰	۳-۱-۲-۳- روش سینگ و همکاران
۳۲	۴-۱-۲-۳- رابطه اوناال
۳۲	۵-۱-۲-۳- رابطه گوئل و جتوا
۳۳	۶-۱-۲-۳- رابطه بارتن
۳۵	۷-۱-۲-۳- رابطه باسین و گریمستد
۳۵	۸-۱-۲-۳- سینگ و همکاران
۳۹	۹-۱-۲-۳- رابطه گوئل با استفاده از عدد توده سنگ
۳۹	۲-۲-۳- زمین مچاله شونده
۴۱	۱-۲-۲-۳- رابطه گریمستد و بارتن
۴۱	۲-۲-۲-۳- رابطه گوئل
۴۲	۳-۲-۲-۳- رابطه باسین و گریمستد
۴۲	۴-۲-۲-۳- رابطه دیودی و همکاران
۴۴	۳-۳- روش تحلیلی همگرایی- همجواری
۴۵	۱-۳-۳- اصول و اساس روش همگرایی - همجواری
۴۸	۲-۳-۳- اجزای روش همگرایی - همجواری
۵۰	۳-۳-۳- رسم منحنی واکنش زمین
۵۱	۱-۳-۳-۳- فرمول‌بندی منحنی واکنش زمین با استفاده از معیار شکست هوک و براون
۵۵	۲-۳-۳-۳- فرمول‌بندی منحنی واکنش زمین با استفاده از معیار شکست موهر کلمب
۵۷	۳-۳-۳-۳- تاثیر منطقه گسیختگی در رسم منحنی واکنش زمین
۵۷	۴-۳-۳- رسم منحنی مشخصه نگهدارنده

۶۰	۳-۳-۵- رسم منحنی تغییر شکل طولی زمین
۶۱	۳-۳-۶- تعیین بار وارده بر پوشش با روش همگرایی - همجواری
۶۲	۳-۴- روش عددی
۶۳	۳-۴-۱- ضریب ایمنی موضعی
۶۴	۳-۵- جمع‌بندی
۶۵	فصل چهارم: معرفی طرح تونل انتقال آب بازی دراز
۶۶	۴-۱- مقدمه
۶۷	۴-۲- موقعیت جغرافیایی
۶۹	۴-۳- زمین شناسی و ویژگی‌های ژئومکانیکی توده سنگ:
۷۲	۴-۴- مطالعات آزمایشگاهی و تعیین پارامترهای مقاومتی
۷۶	۴-۵- مشخصات سیستم نگهداری تونل انتقال آب بازی دراز:
۷۸	۴-۶- ارزیابی مچاله شوندگی در مسیر تونل بازی دراز:
۷۸	۴-۷- جمع‌بندی:
۷۹	فصل پنجم: برآورد بارسنگ با استفاده از روش‌های موجود
۸۰	۵-۱- مقدمه
۸۰	۵-۲- برآورد بارسنگ با روش‌های تجربی:
۸۲	۵-۳- برآورد بارسنگ با روش تحلیلی
۸۲	۵-۳-۱- رسم منحنی واکنش زمین تونل انتقال آب بازی دراز
۸۴	۵-۳-۲- رسم منحنی تغییر شکل طولی تونل انتقال آب بازی دراز
۸۶	۵-۳-۳- رسم منحنی مشخصه نگهداری تونل انتقال آب بازی دراز
۸۸	۵-۳-۴- محاسبه بار وارده بر پوشش
۹۰	۵-۴- برآورد بارسنگ با روش عددی
۹۰	۵-۴-۱- تعیین پیوسته یا ناپیوسته بودن محیط
۹۲	۵-۴-۲- مدل‌سازی محیط پیوسته با FLAC2D
۹۴	۵-۴-۲-۱- محاسبه بار سنگ از طریق ضخامت منطقه پلاستیک

۹۶	۵-۴-۲- محاسبه بار سنگ از طریق ضریب ایمنی موضعی:
۹۷	۵-۴-۳- مدل سازی محیط ناپیوسته با UDEC
۹۷	۵-۴-۱- محاسبه بار سنگ از طریق ضریب ایمنی موضعی (محیط ناپیوسته)
۱۰۲	۵-۴-۴- جمع بندی
۹۸	۵-۵- تحلیل حساسیت چسبندگی و زاویه اصطکاک
۱۰۱	۵-۶- تحلیل حساسیت نسبت تنش
۱۱۰	۵-۷- مقایسه روش های برآورد بار سنگ
۱۱۲	۵-۸- جمع بندی
۱۱۳	فصل ششم: نتیجه گیری و پیشنهاد
۱۱۷	منابع
۱۲۳	پیوست
۱۲۴	۷-۱ پیوست (۱): ضریب ایمنی موضعی برای مقاطع مختلف

فهرست شکل‌ها

- شکل ۱-۲: مقایسه نتیجه روش‌های مختلف تجربی در تونل انحراف آب سد گورک ۱۴
- شکل ۲-۲: مقایسه روش تحلیلی و عددی رسم منحنی واکنش زمین ۲۰
- شکل ۳-۲: مقایسه روش‌های تحلیلی و عددی رسم منحنی واکنش زمین ۲۱
- شکل ۱-۳: مفهوم بارسنگ در نظریه ترزاقی ۲۸
- شکل ۲-۳: رابطه بین فشار نگهدارنده و کیفیت توده سنگ ۳۴
- شکل ۳-۳: ضریب ارتباط‌دهنده f برای عمق تونل یا روباره ۳۶
- شکل ۴-۳: ضریب ارتباط‌دهنده (الف) همگرایی سقف (ب) همگرایی دیواره در زمین مچاله شونده ۳۷
- شکل ۵-۳: منحنی دیودی و همکاران برای به دست آوردن رابطه تجربی جدید ۴۳
- شکل ۶-۳: نمای کلی از اصول روش همگرایی - همجواری ۴۴
- شکل ۷-۳: تونل استوانه‌ای شکل به شعاع R ۴۵
- شکل ۸-۳: مقطع حفاری در موقعیت $A - A'$ ۴۶
- شکل ۹-۳: مقطع نگهدارنده دایره‌ای نصب‌شده در $A - A'$ ۴۶
- شکل ۱۰-۳: اساس روش همگرایی - همجواری ۴۷
- شکل ۱۱-۳: منحنی واکنش زمین و منحنی مشخصه نگهداری ۴۹
- شکل ۱۲-۳: منحنی تغییر شکل طولی زمین ۵۰
- شکل ۱۳-۳: تاثیر منطقه گسیختگی در منحنی واکنش زمین ۵۷
- شکل ۱۴-۳: منحنی مشخصه نگهداری ۵۸
- شکل ۱۵-۳: تعیین بار وارده بر پوشش با روش همگرایی - همجواری ۶۲
- شکل ۱۶-۳: ضریب ایمنی موضعی ۶۳
- شکل ۱۷-۳: ارتفاع بارسنگ مطابق با ضریب ایمنی موضعی ۲ یا ۳ ۶۴
- شکل ۱-۴: موقعیت تونل انتقال آب بازی‌دراز ۶۸
- شکل ۲-۴: مقطع هندسی تونل و وضعیت قرارگیری سگمنت بتنی ۶۸
- شکل ۳-۴: مقطع طولی متراژ ۰ تا ۲۰۰۰ متر تونل انتقال آب باز دراز ۷۰

- شکل ۴-۴: مقطع طولی متراژ ۲۰۰۰ تا ۴۰۰۰ متر تونل انتقال آب بازی دراز ۷۱
- شکل ۴-۵: مقطع طولی متراژ ۴۰۰۰ تا ۶۰۰۰ متر تونل انتقال آب بازی دراز ۷۱
- شکل ۴-۶: مقطع طولی متراژ ۶۰۰۰ تا ۹۰۰۰ متر تونل انتقال آب بازی دراز ۷۲
- شکل ۴-۷: مقادیر مرتبط با نسبت تنش افقی به عمودی ۷۵
- شکل ۴-۸: مشخصات متغیرهای هندسی وابسته به تونل و دستگاه TBM ۷۷
- شکل ۵-۱: منحنی مشخصه زمین برای مقطع I با روش‌های مختلف ۸۳
- شکل ۵-۲: منحنی تغییر شکل طولی زمین برای مقطع I ۸۵
- شکل ۵-۳: منحنی مشخصه نگهداری برای مقطع شماره I ۸۷
- شکل ۵-۴: تعیین بار وارده بر دیواره تونل با روش همگرایی - همجواری مقطع I ۸۸
- شکل ۵-۵: تاثیر منطقه گسیختگی برای مقطع I (با استفاده از روش عددی) ۸۹
- شکل ۵-۶: سیکل محاسبات در حل صریح ۹۳
- شکل ۵-۷: منطقه پلاستیک شدگی برای مقطع I ۹۴
- شکل ۵-۸: نمای نزدیک منطقه پلاستیک شدگی برای مقطع I ۹۵
- شکل ۵-۹: ضریب ایمنی موضعی برای مقطع I ۹۶
- شکل ۵-۱۰: ضریب ایمنی موضعی برای مقطع H ۹۷
- شکل ۵-۱۱: تحلیل حساسیت چسبندگی ۱۰۰
- شکل ۵-۱۲: تحلیل حساسیت زاویه اصطکاک ۱۰۰
- شکل ۵-۱۳: منطقه پلاستیک به ازای $k = 0.5$ ۱۰۲
- شکل ۵-۱۴: منطقه پلاستیک به ازای $k = 1$ ۱۰۳
- شکل ۵-۱۵: منطقه پلاستیک به ازای $k = 1/5$ ۱۰۳
- شکل ۵-۱۶: منطقه پلاستیک به ازای $k = 2$ ۱۰۴
- شکل ۵-۱۷: نمودار واکنش زمین در سقف تونل به ازای نسبت تنش‌های مختلف در مقطع I ۱۰۴
- شکل ۵-۱۸: ضریب ایمنی موضعی برای مقطع I به ازای $k = 0.5$ ۱۰۵
- شکل ۵-۱۹: ضریب ایمنی موضعی برای مقطع I به ازای $k = 1$ ۱۰۶
- شکل ۵-۲۰: ضریب ایمنی موضعی برای مقطع I به ازای $k = 1/5$ ۱۰۶

- شکل ۵-۲۱: ضریب ایمنی موضعی برای مقطع I به ازای $k=2$ ۱۰۷
- شکل ۵-۲۲: ماکزیمم نیروی نامتعادل حاصل از ۴۰ مرحله حفاری ۱۰۸
- شکل ۵-۲۳: نمودار تغییر شکل طولی زمین در حالت تنش هیدرواستاتیک در مقطع I ۱۰۸
- شکل ۵-۲۴: نمودار تغییر شکل طولی زمین به ازای نسبت تنش‌های مختلف در مقطع I ۱۰۹
- شکل ۵-۲۵: مقایسه روش‌های مختلف تجربی با روش همگرایی همجواری ۱۱۱
- شکل ۵-۲۶: مقایسه روش‌های عددی و تحلیلی ۱۱۲
- شکل ۶-۱: رابطه فشار بحرانی و تنش برجا با روباره تونل ۱۱۵
- شکل ۷-۱: ضریب ایمنی موضعی مقطع (A) ۱۲۴
- شکل ۷-۲: ضریب ایمنی موضعی مقطع (B) ۱۲۴
- شکل ۷-۳: ضریب ایمنی موضعی مقطع (C) ۱۲۴
- شکل ۷-۴: ضریب ایمنی موضعی مقطع (D) ۱۲۴
- شکل ۷-۵: ضریب ایمنی موضعی مقطع (E) ۱۲۵
- شکل ۷-۶: ضریب ایمنی موضعی مقطع (F) ۱۲۵
- شکل ۷-۷: ضریب ایمنی موضعی مقطع (G) ۱۲۵
- شکل ۷-۸: ضریب ایمنی موضعی مقطع (H) ۱۲۵
- شکل ۷-۹: ضریب ایمنی موضعی مقطع (I) ۱۲۶
- شکل ۷-۱۰: ضریب ایمنی موضعی مقطع (J) ۱۲۶

فهرست جدول‌ها

- جدول ۱-۲: تاریخچه کارهای تجربی توسعه داده شده در زمینه بار سنگ ۱۳
- جدول ۲-۲: مقایسه فشار بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع ۱۵
- جدول ۳-۲: مقادیر بار برآورد شده در تونل‌های مختلف ۱۸
- جدول ۴-۲: حاکثر فشار قابل تحمل برای انواع مختلف سیستم نگهداری ۱۹
- جدول ۵-۲: فشار انتقال داده شده برای انواع مختلف سیستم نگهداری ۱۹
- جدول ۶-۲: مقایسه روش‌های مختلف برآورد بار سنگ در تونل امامزاده هاشم ۲۳
- جدول ۱-۳: رده‌های ترزاقی برای ضریب بار سنگ ۲۸
- جدول ۲-۳: بار سنگ ترزاقی اصلاح‌شده توسط دیر و همکاران ۳۰
- جدول ۳-۳: فشار نگهداری تونل‌ها و مغارها ۳۱
- جدول ۴-۳: تاثیر اندازه تونل روی فشار نگهداری ۳۳
- جدول ۵-۳: انتخاب ضریب دیواره ۳۴
- جدول ۶-۳: ضریب f' برای همگرایی تونل ۳۷
- جدول ۱-۴: مختصات جغرافیایی دهانه تونل ۶۷
- جدول ۲-۴: ویژگی‌های سازندهای چینه‌شناسی ۶۹
- جدول ۳-۴: مشخصات توده سنگ در مقاطع مختلف مورد استفاده در تحلیل‌ها ۷۳
- جدول ۴-۴: پارامترهای ژئوتکنیکی واحدهای مختلف زمین‌شناسی مسیر تونل ۷۴
- جدول ۵-۴: شیب و جهت شیب ناپیوستگی‌ها ۷۴
- جدول ۶-۴: خصوصیات ناپیوستگی‌ها برای واحدهای زمین‌شناسی مسیر تونل ۷۴
- جدول ۷-۴: روش‌های مختلف برآورد نسبت تنش ۷۵
- جدول ۸-۴: نتایج برآورد k برای مقاطع مختلف ۷۶
- جدول ۹-۴: مشخصات سیستم نگهداری مورد استفاده در روش تحلیلی ۷۷
- جدول ۱۰-۴: بررسی رفتار مچاله شوندگی در مقطع H تونل انتقال آب بازی دراز ۷۸
- جدول ۱-۵: برآورد میزان بار سنگ با روش‌های تجربی ۸۱

- جدول ۵-۲: حداکثر جابجایی دیواره در مقاطع مختلف به روش تحلیلی ۸۴
- جدول ۵-۳: میزان جابجایی طولی دیواره تونل در محل نصب سگمنت ۸۵
- جدول ۵-۴: بار وارده بر پوشش تونل بازی دراز در مقاطع مختلف ۹۰
- جدول ۵-۵: تعیین پیوستگی زمین در انواع حفاریات ۹۱
- جدول ۵-۶: انتخاب نوع محیط در هر مقطع ۹۲
- جدول ۵-۷: برآورد بارسنگ برای واحدهای مختلف از روی ضخامت منطقه پلاستیک ۹۵
- جدول ۵-۸: برآورد بارسنگ با توجه به ضریب ایمنی موضعی ۹۸
- جدول ۵-۹: مقادیر پارامترهای ورودی برای تحلیل حساسیت ۹۹
- جدول ۵-۱۰: بارسنگ وارد بر مقطع I به ازای نسبت تنش مختلف در روش همگرایی همجواری .. ۱۰۹
- جدول ۵-۱۱: بارسنگ وارد بر مقطع H به ازای نسبت تنش مختلف در روش همگرایی همجواری ۱۱۰
- جدول ۵-۱۲: مقدار بارسنگ روش‌های تجربی نسبت به روش همگرایی همجواری ۱۱۱

فصل اول

مقدمه

۱-۱- مقدمه

امروزه تونل‌ها با کاربری‌های متنوع اعم از راه، راه‌آهن، مترو، خطوط انتقال آب و غیره نقش مهمی در توسعه کشورها ایفا می‌کنند. طی سال‌های اخیر با پیشرفت تکنولوژی حفاری تونل و ورود آن به کشور به خصوص در بخش حفاری مکانیزه تمام مقطع، تونل‌های زیادی با این روش در حال مطالعه یا انجام می‌باشد.

به‌طورکلی حفر تونل، سبب از بین رفتن حالت اولیه تنش‌ها در زمین می‌گردد و باعث ایجاد جابجایی‌هایی در توده سنگ اطراف تونل و تغییر شکل دیواره‌های تونل می‌شود. میزان جابجایی‌های ایجاد شده در اطراف تونل، بیانگر خصوصیات مقاومتی توده سنگ و قابلیت آن در تعدیل تغییر تنش و نیز نحوه اندرکنش سیستم نگهداری با سنگ می‌باشد. تعیین خصوصیات توده سنگ و شناخت کامل از وضعیت زمین‌شناسی منطقه، می‌تواند در پیش‌بینی میزان جابجایی‌های اطراف تونل‌ها و در پی آن بررسی پایداری آن‌ها کمک شایانی کند.

برآورد بار وارده بر سیستم نگهداری تونل‌ها یکی از موضوع‌های مهمی است که در طراحی و ارزیابی پایداری تونل‌ها و طراحی سیستم نگهداری موردتوجه قرار می‌گیرد و مهم‌ترین جزء طراحی سیستم نگهداری محسوب می‌شود. طبیعی است که هر چه این اندازه‌گیری‌ها دقیق‌تر باشد محاسبات تحلیل مقاومت نگهداری بهتر انجام می‌شود؛ اما حل این مساله به علت شرایط نامعلوم زمین، تنش‌های برجای غیریکنواخت مربوط به تغییر شکل زمین قبل و بعد از پوشش و اختلاف روش‌های ساخت و ساز آسان نیست [۱].

بارهای وارد بر یک سازه زیرزمینی با یک سازه سطحی متفاوت است. برای سازه‌های زیرزمینی، مهم‌ترین بار، بار خود زمین است. در یک زمین میزبان که وضعیت مناسبی داشته باشد، بارگذاری زمین روی سازه زیرزمینی کم‌اهمیت بوده و ممکن است صفر باشد، درحالی‌که در یک زمین نامناسب ممکن است مقدار آن کاملاً مهم باشد [۲].

برآورد فشار زمین روی سازه زیرزمینی بحثی پیچیده است و به عوامل زیادی مثل سختی سازه نسبت به زمین میزبان، ویژگی‌های زمین میزبان، فشارهای برجا، اندازه دهانه حفاریات، سطح آب زیرزمینی و روش‌های ساخت بستگی دارد [۲].

بارهایی که بر پوشش تونل وارد شده و همواره باید مدنظر قرار گیرند عبارت‌اند از [۳]:

۱. فشار زمین^۱
۲. فشار آب زیرزمینی^۲
۳. بار مرده^۳
۴. سربار^۴
۵. عکس‌العمل بستر زمین^۵

فشار زمین یا همان بارسنگ^۶ در این تحقیق با روش‌های تجربی، تحلیلی (همگرایی - همجواری) و عددی، به‌طور کامل مورد بررسی قرار خواهد گرفت. فشار آب زیرزمینی که مقدار آن وابسته به ضریب نفوذپذیری پوشش تونل و توده سنگ دربرگیرنده آن است. بار مرده مانند وزن پوشش، بار عمودی است که در امتداد مرکز ثقل سطح مقطع پوشش تونل وارد می‌شود و مقدار آن برابر با حاصل ضرب ضخامت پوشش در وزن مخصوص بتن است [۳]. سربار شامل بارهای ناشی از رفت‌وآمدهای جاده‌ای و ریلی و همچنین وزن ناشی از ساختمان‌ها می‌باشد [۳]. سایر بارهای وارده بر تونل مثل بار ناشی از زلزله، بار ناشی از عملیات اجرا، اثر تونل مجاور، نشست زمین و ... در صورت لزوم و در شرایط خاص بررسی می‌شود.

تعیین بار و تحلیل پایداری فضاها و زیرزمینی با سه روش تجربی، تحلیلی و عددی انجام می‌پذیرد. برای تعیین بار وارد بر سیستم نگهداری با توجه به اینکه توده سنگ‌ها بسیار ناهمگن و ناهمسانگرد هستند، فرمول جامعی وجود ندارد که همه ویژگی‌های موثر توده سنگ در فشار وارد بر سیستم نگهداری

¹ . Earth pressure

² .Water pressure

³ . Dead load

⁴ Over pressure

⁵ . Earth resistance

⁶ . Rock load

تونل را لحاظ نماید. فرمول‌های تجربی مختلفی توسط محققین گوناگون در طی دهه‌ها حاصل شده است که هر یک دارای پارامترهای ویژه‌ای هستند [۴].

۱-۲- روش‌های مختلف برآورد بار سنگ

۱-۲-۱- روش‌های تجربی

این روش‌ها بر مبنای مشاهدات و اندازه‌گیری‌های انجام شده بر روی سیستم‌های نگهداری و یا بر اساس تجربه‌های حاصل از موارد گذشته توسعه پیدا کرده‌اند. روش‌های تجربی روش‌های ساده و کم‌هزینه‌ای را برای پیش‌بینی خصوصیات رفتاری توده سنگ و برآورد شاخصه‌های آن‌ها معرفی می‌کند [۵].

۱-۲-۲- روش‌های تحلیلی

از دسته روش‌های تحلیلی که با آن می‌توان بار وارده بر سیستم نگهداری را برآورد کرد، روش همگرایی همجواری است. طراحی پوشش تونل مساله‌ای مرتبط با زمین و سازه است. تعامل بین زمین و سیستم نگهداری در حقیقت تاثیر مقاومتی است که سیستم نگهداری در برابر حرکات زمین اطراف زمانی که حفاری صورت می‌گیرد از خود نشان می‌دهد. روش همگرایی همجواری رویکردی است که تعامل بین زمین و سیستم نگهداری را بررسی می‌کند [۵].

۱-۲-۳- روش‌های عددی

روش‌های عددی برای مدل‌سازی و تحلیل تنش در مکانیک سنگ در طول دهه‌های گذشته گسترش یافته است.

روش‌های عددی در مهندسی تونل کاربردهای گسترده‌ای دارد که از آن جمله می‌توان به تحلیل کیفی مانند مطالعات پارامتری، تحلیل حساسیت و... و تحلیل‌های کمی مثل تحلیل طراحی و تحلیل برگشتی اشاره کرد [۵].

برخلاف روش‌های تجربی، روش‌های عددی امکان مدل کردن تمامی عوامل موثر را به‌طور هم‌زمان فراهم می‌کند. به همین دلیل استفاده از روش‌های عددی در طراحی فضاهای زیرزمینی امری اجتناب‌ناپذیر است. [۵].

روش‌های مدل‌سازی عددی عبارت است از:

روش المان محدود (FEM^1)	روش تفاضل محدود (FDM^2)
روش المان مرزی (BEM^3)	روش المان مجزا (DEM^4)
روش‌های ترکیبی (HM^5)	

۱-۳- عوامل تاثیرگذار روی بار وارده بر پوشش

به ندرت اتفاق می‌افتد که کل بار روباره به پوشش تونل منتقل شود و این به دلیل پدیده اثر قوس^۶ می‌باشد. عوامل زیادی روی بار وارده بر پوشش تاثیر گذارند. فهم و درک تاثیر این عوامل روی پوشش تونل به منظور پیش بینی بارها ضروری می‌باشد [۵]. در زیر به معرفی مهمترین این عوامل پرداخته می‌شود.

۱-۳-۱- زمین شناسی

معمولاً برای هر تونل شرایط زمین شناسی خاصی وجود دارد که در جهات عمودی و افقی این شرایط متفاوت است. اگر وضعیت زمین مناسب باشد حتی ممکن است بار وارده بر پوشش در حد صفر نیز باشد در صورتی که اگر وضعیت زمین نامناسب باشد، مهمترین بار، بار خود زمین محسوب می‌شود [۵].

¹. Finite Element Method

². Finite Difference Method

³. Beam Element Method

⁴. Discret Element Method

⁵. Hybrid Method

⁶. Arching effect

۱-۳-۲- سختی نسبی پوشش با توجه به زمین میزبان

بار وارده بر پوشش به سختی آن نسبت به زمین میزبان نیز بستگی دارد. اگر سیستم نگهداری صلب تر از محیط در بر گیرنده باشد، میزان بار بیشتری به آن وارد خواهد شد. در برخی موارد سیستم نگهداری انعطاف پذیری بیشتری نسبت به زمین میزبان دارد، در این موارد زمین، بخش اصلی بار و سیستم نگهداری بخش کوچکتر بار را جذب می کند [۵].

۱-۳-۳- روش ساخت

حفظ مقاومت زمین در کم کردن بارهای وارده بر پوشش اهمیت زیادی دارد. لان^۱ در سال ۱۹۷۵ و پیچون^۲ در سال ۱۹۸۰ نیز نشان دادند که روش ساخت روی بار وارده بر پوشش تاثیر قابل توجهی دارد [۵].

۱-۳-۴- میدان تنش طبیعی

بار وارده روی پوشش ارتباط نزدیکی با تنش های برجای منطقه دارد. جابجایی زمین باعث افزایش بار وارده بر پوشش می شود چرا که زمین نمی تواند به خودی خود پایدار شود. علاوه بر این نسبت تنش های برجا نیز برای برآورد بار وارده بر پوشش باید به دقت تعیین شود [۵].

۱-۳-۵- گذر زمان

عامل گذر زمان در افزایش بار وارده بر پوشش به طور واضح تر در جنس سنگ ها یا خاک هایی دیده می شود که رفتار وابسته به زمان در آن ها تعیین کننده باشد [۵].

^۱ . Lane

^۲ . Pichon

۱-۳-۶- تاثیر شرایط خارجی^۱

این عامل تاثیر زیادی روی بار وارده بر تونل‌هایی دارد که در مجاورت هم حفاری می‌شوند. بار وارده بر پوشش در تونل اول معمولاً پس از ساخت تونل مجاور دومی افزایش می‌یابد [۵].

۱-۴- اهداف تحقیق

سیستم نگهداری در تونل‌هایی که با ماشین تونل زنی تمام مقطع^۲ حفاری می‌شوند عموماً از نوع سگمنت های بتنی (پوشش بتنی) هستند که در طول تونل در تمام محیط آن به صورت یک سیستم یکپارچه نصب می‌شوند نصب پوشش بتنی در این تونل‌ها متحمل هزینه زیادی می‌شود، بنابراین باید توجه خاصی به میزان بار وارد بر این نوع پوشش‌ها شود؛ به طور کلی می‌توان گفت برای طراحی پوشش (بتنی، فولادی و...) باید بارهای وارد بر آن مورد بررسی قرار گیرند. از آنجاکه سیستم نگهداری نهایی تقریباً بیش از نیمی از هزینه‌های کلی تونل را شامل می‌شود، لذا محاسبه بار وارده بر سیستم نگهداری تونل به منظور طراحی بهینه و درست بسیار ضروری به نظر می‌رسد.

حقیقتی آشکار و مشهور در بحث بار وارده بر پوشش وجود دارد و آن حقیقت این است که به ندرت سقف تونل، کل بار بالای تونلی که در خاک یا سنگ حفر شده است را تحمل می‌کند [۵]. در این تحقیق سعی بر آن است که با روش‌های مختلف بارسنگ وارده بر پوشش نهایی تونل بازی دراز برآورد شود.

۱-۵- ساختار پایان‌نامه

تحقیق حاضر در شش فصل ارایه شده است. در فصل اول که پیش رو است به مقدمه‌ای در مورد بارسنگ و معرفی روش‌های مختلف برآورد بارسنگ و همچنین عوامل تاثیر گذار روی بارسنگ اشاره شد. در فصل دوم تاریخچه‌ای از روش‌های مختلف تعیین بارسنگ ارایه می‌شود تا به مرور اینکه چه کسانی در توسعه این روش‌ها نقش داشته‌اند پرداخته شود. در فصل سوم به معرفی سه روش کلی برآورد بارسنگ

^۱ . External condition

^۲ . Tunnel Boring Machine

یعنی روش‌های تجربی، روش تحلیلی همگرایی - همجواری و روش‌های عددی پرداخته می‌شود. در فصل چهارم به معرفی طرح تونل انتقال آب بازی دراز پرداخته می‌شود و فصل پنجم این تحقیق شامل ارایه نتایج روش‌های مختلف برآورد بارسنگ تونل بازی دراز در مقاطع مختلف و نقد و بررسی روش‌های مختلف با در نظر گرفتن محدودیت‌های هر روش می‌باشد؛ و در فصل انتهایی یعنی فصل ششم نتیجه‌گیری و پیشنهاد پیرامون تحقیق ارایه شده است.

فصل دوم

پیشینه تحقیق و مطالعه موردی

۲-۱- مقدمه

روش‌های تجربی بر اساس تجربه و کارهای فراوان با توده سنگ حاصل شده است و اصولاً هر یک از این روش‌ها بر پارامتر یا پارامترهای خاصی به عنوان عوامل موثر بر فشار وارد بر سیستم نگهداری تاکید دارند زیرا هر یک از این روش‌ها توسط محققین مختلف و در مکان‌های^۱ متفاوت و در شرایط مختلفی مورد آزمایش قرار گرفته‌اند.

روش همگرایی همجواری بر مبنای تعادل بین سیستم نگهداری با زمین دربرگیرنده توسعه پیدا کرده است. روش‌های عددی نیز که تا به حال در این زمینه به کار گرفته شده‌اند، منطقه آزاد شده^۲ و یا منطقه پلاستیک^۳ را محاسبه کرده و از آن برای به دست آوردن بارسنگ استفاده کرده‌اند. در این فصل در خصوص کارهای قبلی انجام‌شده سعی شده است تا به‌مرور این کارها در حوزه‌های مختلف و به‌طور جداگانه پرداخته شود.

۲-۲- روش‌های تجربی

محققان و متخصصان زیادی سعی کرده‌اند تا به بررسی ویژگی‌های سنگ و در نتیجه ارزیابی بارسنگی که به سازه وارد می‌شود، بپردازند. در اینجا فقط به تاریخچه‌ای از این روش‌ها اشاره می‌شود و به بحث کاملی از مهم‌ترین این روش‌ها در فصل بعد پرداخته می‌شود.

اولین محاسبات برای به دست آوردن بار وارد بر سیستم نگهداری با استفاده از روش‌های تجربی صورت گرفته که در سال ۱۹۴۶ میلادی ترزاقی^۴ این روش منطقی ارزیابی بارسنگ را معرفی کرده است. سپس دیر^۵ و همکاران در سال ۱۹۷۰ این طبقه‌بندی را گسترش داده و RQD را نیز به آن اضافه کرده‌اند.

^۱ . Field

^۲ . Relaxed zone

^۳ . plastic zone

^۴ . Terzaghi

^۵ . Deer

البته قبل از کار دیر، پرتودیاکونوف^۱ که محقق روس بود رابطه‌ای را برای برآورد بار وارده بر سیستم نگهداری در سال ۱۹۶۴ معرفی کرده است. به عقیده او فشار وارده بر یک تونل به صورت گنبد سهمی گون است [۲].

بارتن و همکاران در سال ۱۹۷۴ نیز رابطه‌ای که بر اساس آن بتوان فشار عمودی و افقی وارده بر پوشش تونل را محاسبه کرد معرفی کرده‌اند؛ آن‌ها بیش از ۲۰۰ فضای زیرزمینی که عمدتاً از سنگ سخت پوشیده شده بودند را مورد بررسی قرار داده‌اند. در ابتدا رابطه معرفی شده توسط آن‌ها برای وقتی که تعداد دسته‌درزه‌ها بیشتر از سه باشد اعتبار داشت. آن‌ها همچنین در صورتی که شمار دسته‌درزه‌ها کمتر از سه باشد اصلاح شده رابطه یادشده را به دست آورده‌اند [۲].

اونال^۲ نیز بر اساس کار در معادن زغال رابطه‌ای را معرفی کرده است. این رابطه در سال ۱۹۸۳ معرفی شده که بر اساس تابعی از RMR ، وزن مخصوص و عرض دهانه تونل، فشار وارده بر سقف تونل محاسبه شده است [۲].

گوئل و جتوا^۳ در سال ۱۹۹۱ با مقایسه فشارهای نگهداری به دست آمده از ۳۰ تونل ایزاربندی شده رابطه اونال را برای استفاده در تونل‌های سنگی با سقف قوسی شکل بررسی کرده و نتایج به دست آمده را با مقادیر فشار اندازه‌گیری شده اعتبارسنجی کرده‌اند. مقایسه‌های صورت گرفته توسط آن‌ها نشان داده که فرمول یادشده قابل استفاده برای تونل‌های سنگی نیست؛ همچنین آن‌ها به این نتیجه رسیده بودند که فشار اندازه‌گیری شده توسط این فرمول در زمین مچاله شونده در هراندازه‌ای از تونل، نامناسب و غیر ایمن است؛ به علاوه این که برآوردها برای شرایط زمین غیر مچاله شونده در تونل‌های کوچک (قطر تا حدود ۶ متر) غیر ایمن و دست پایین بوده و برای تونل‌های بزرگ (قطر بزرگ‌تر از ۹ متر) بیش از حد ایمن و محافظه کارانه است. ویژگی بارز این تحقیق نسبت به سایر

^۱ . Protodyakonov

^۲ . Unal

^۳ . Goel and Jetwa

تحقیق‌های انجام‌گرفته در این زمینه، مقایسه نتایج مربوط به روش‌های مختلف با روش‌های میدانی است [۲].

سپس سینگ^۱ در سال ۱۹۹۵ نظریه‌ای را که بر پایه نظریه ترزاقی بود، معرفی کرده که در این نظریه هم فشار افقی و هم فشار عمودی در نظر گرفته شده بود. در این نظریه در مواردی که سنگ درزه و ترک زیاد دارد و به عبارتی زیاد خردشده است از ضریب $(B+H)$ استفاده کرده است. همچنین مطالعات آن‌ها نشان داده که در مقاطع واقع در زون‌های برشی، گسل‌های دارای پرکننده‌های ضخیم رسی، شیل‌های رسی ضعیف و زمین‌های رانشی و آبدار، فشار نگهداری با افزایش عرض حفاری به‌طور مستقیم زیاد خواهد شد؛ به دلیل اینکه در چنین شرایطی، قفل‌شدگی داخل بلوک‌ها و همین‌طور مقاومت درزه‌ها از بین رفته و گوه‌های سنگی، در اثر همگرایی زیاد سقف ناشی از تاخیر در نصب سیستم نگهداری پس از زمان مجاز خود ایستایی، سقوط خواهند کرد [۲].

باسین و گریمستد^۲ در سال ۱۹۹۶ رابطه دیگری را معرفی کرده‌اند این رابطه برای سنگ ضعیف $(Q < 4)$ معرفی شده است [۲].

یاورزاده و مومیوند در سال ۱۳۸۷ فشار وارد بر سیستم نگهداری را برای ۳ تونل انحراف آب با روش‌های تجربی برآورد کردند. نتایج مطالعات نشان داد که فشار وارد بر سیستم نگهداری به دو روش بارتن و ترزاقی بیشتر از روش‌های دیگر است و در روش بارتن فشار وارد بر سیستم نگهداری با افزایش قطر ثابت است [۶].

دهکردی و همکاران در سال ۲۰۱۳ بر اساس انرژی کرنش پس از شکست باقی‌مانده به انرژی کرنش قبل از شکست یک روش تجربی به‌منظور برآورد بارسنگ در شرایط مچاله شونده و با استفاده از داده‌های همگرایی^۳ تونل امامزاده هاشم ارائه نموده‌اند [۷].

^۱ . Singh

^۲ . Bhasin and Grimstad

^۳ . Actual Collapses Data

دیودی و همکاران در سال ۲۰۱۴ یک رابطه تجربی را جهت برآورد فشار وارد بر پوشش تونل در شرایط غیر مچاله شونده ارایه کرده‌اند و نتایج حاصل از آن را با روش‌های تجربی موجود بر اساس سیستم N و Q مقایسه کرده و مشاهده کرده‌اند که این رابطه تطابق خوبی با روابط تجربی دارد [۸].

افشار و همکاران در سال ۲۰۱۵ عوامل موثر بر بارسنگ را موردبررسی قرار داده‌اند و یک سیستم وزنی برای تاثیر هر پارامتر بر روی بارسنگ ارایه داده‌اند و مشاهده کرده‌اند که دو عامل ضریب اغتشاش^۱ و کیفیت توده سنگ که از GSI به‌ویژه GSI_{res} محاسبه می‌شود، بارسنگ را کنترل می‌کنند [۹].

به‌صورت خلاصه جدول ۱-۲ در خصوص تاریخچه کارهای تجربی ارایه شده است:

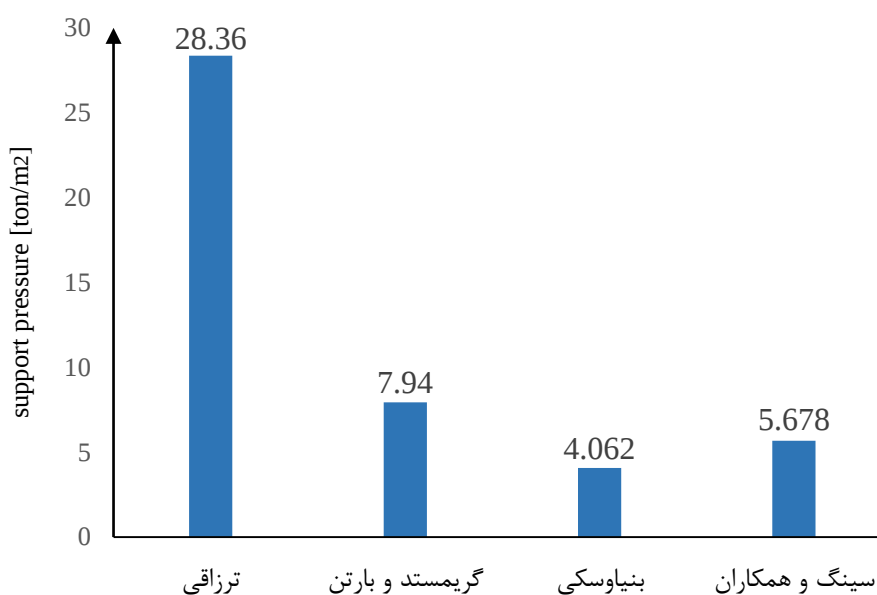
جدول ۱-۲: تاریخچه کارهای تجربی توسعه داده شده در زمینه بار سنگ

شماره	نام محقق	سال
۱	ترزاقی	۱۹۴۶
۲	پرتودیاکونوف	۱۹۶۴
۳	دیر	۱۹۷۰
۴	بارتن	۱۹۷۴
۵	اونال	۱۹۸۳
۶	گوئل و جتوا	۱۹۹۱
۷	سپینگ	۱۹۹۵
۸	گریمستد	۱۹۹۶
۹	دیودی	۲۰۱۴

^۱ . Disturbance Factor

در زیر به مطالعه موردی‌های انجام‌شده با استفاده از روش‌های تجربی پرداخته شده و نتایج حاصل از آن‌ها نیز ارائه می‌شود.

- در تحقیق انجام شده توسط یاورزاده و همکاران فشار وارده بر تونل‌های سنگی با روش‌های تجربی برآورد شده است که نشان می‌دهد مقدار فشار وارد بر سیستم نگهداری در روش‌های مختلف تجربی تفاوت قابل توجهی دارد و بسیار متأثر از روش به کار گرفته شده است [۶]. این موضوع در شکل ۱-۲ نیز که برای یک مطالعه موردی خاص است، نمایش داده شده است. همچنین به کارگیری تنها یک روش باعث می‌شود، عوامل مهمی که در برآورد فشار وارد بر سیستم نگهداری موثر هستند کمتر لحاظ گردند.



شکل ۱-۲: مقایسه نتیجه روش‌های مختلف تجربی در تونل انحراف آب سد گورک [۶]

- بر طبق مقاله و تحقیق دوبه^۱ و جدول زیر روش ترزاقی برآوردی محتاطانه از بارسنگ را ارائه می‌دهد که معمولاً از فشار مشاهده شده بیشتر است. همچنین بر طبق این جدول روش‌های

^۱.Dube

طبقه بندی غالباً برای فشار ناشی از سست شدگی مناسب هستند اما برای کاربرد در زمین‌های
مچاله شونده زیاد مناسب نیستند [۱۰].

جدول ۲-۲: مقایسه فشار بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع [۱۰]

نوع روش مکان و نوع سنگ		ترزاقی	دیر	بارتن	مشاهده شده ^۱
چمبرو خودری ^۲					
۱	شیل قرمز	۱/۶- ۳/۱	۰/۹ - ۲/۱	۱/۹ - ۲/۶	۱/۷
۲	رس سیاه	۱/۹ - ۳/۱	۰/۹ - ۲/۱	۶/۶ - ۹/۱	۲/۶
۳	شیل قرمز با مچاله شوندگی بالا	۵/۱ - ۹/۵	۲/۸ - ۶/۲	۲/۵ - ۵/۶	۶/۵
گیری باتا ^۳					
۱	اسلیت خرد شده ^۴	۰/۷ - ۲/۳	۱/۲ - ۲/۳	۱/۴ - ۲/۴	۲/۰
۲	فیلیت خرد شده	۲/۳ - ۴/۴	۲/۳ - ۴/۴	۱/۱ - ۱/۹	۱/۷

اگرچه استفاده از روش‌های تجربی و نتایج آن‌ها به طور قابل توجهی متفاوت است و کاربرد آن به
شدت به قضاوت مهندس بستگی دارد اما روش‌های تجربی هنوز هم استفاده گسترده‌تری نسبت به سایر
روش‌ها دارند و این کاربرد گسترده به دلیل سادگی و سرعت این روش‌هاست.

^۱. Observed

^۲. Chhibro

^۳. Giri Bata

^۴. Very blocky slates

۲-۳- روش تحلیلی

اولین کارهای انجام شده در زمینه کارهای تحلیلی و روش همگرایی- همجواری مربوط به بین سالهای ۱۹۶۰ تا ۱۹۷۰ بوده است. البته فئر^۱ در سال ۱۹۳۸ با توجه به مشخصات تغییر شکل زمین و سیستم نگهداری، اولین مقاله را در این مورد منتشر کرده که بعدها با جزییات بیشتر در سال ۲۰۰۰ توسط کارانزا - تورس^۲ معرفی شده است.

در این میان افراد زیاد دیگری نیز فعالیت داشته‌اند که در اینجا برخی از آن‌ها نام برده می‌شوند: پاچر^۳ و همکاران در سال ۱۹۶۴، روش فئر را ادامه دادند. ضعف اصلی آن‌ها این بود که آن‌ها تغییر شکل زمین قبل از این که نگهدارنده نصب شود را در نظر نگرفته بودند در حالی که این موضوع در رسم منحنی واکنش زمین و همچنین محل تعادل سیستم نگهداری و زمین در برگیرنده تاثیر قابل توجهی می‌گذارد؛ لذا لومباردی^۴ در سال ۱۹۸۰ مفهوم همگرایی در جبهه کار را معرفی کرد و ضعف موجود در تحقیقات پاچر را برطرف کرد. علاوه بر افراد ذکر شده در بالا، پانت^۵ در سال ۱۹۷۴ و ۱۹۸۲ و روست^۶ در سال ۱۹۹۰ در گسترش این روش نقش زیادی داشته‌اند.

یکی از فرضیه‌های اساسی روش همگرایی همجواری دایره‌ای بودن شکل مقطع است اما اصلاحاتی در این خصوص برای تونل‌های غیر دایروی نیز انجام گرفته است. گونزالس نیسیزا^۷ و همکاران در سال ۲۰۰۶ اصلاحاتی را برای روش همگرایی همجواری در شکل تونل غیر دایروی در نظر گرفتند؛ بدین منظور یکسری از توابع برآورد شده است که جابجایی شعاعی نقاط پیرامون مقطع تونل را با در نظر گرفتن مقاطع متفاوت در فاصله‌های مختلف از جبهه کار تقریب می‌زند و بدین ترتیب هنگامی که این

^۱ . Fener

^۲ . Carranza-Torres

^۳ . Pacher

^۴ . Lombardi

^۵ . Panet

^۶ . Rousset

^۷ . C. Gonza'lez-Nicieza

اصلاحات انجام شود دیگر لازم به مدل سازی عددی برای استفاده از روش همگرایی همجواری نخواهد بود [۱۱].

در جدول ۲-۳ نیز چند نمونه از برآورد انجام گرفته با این روش ، ارایه می شود و چند مطالعه موردی با این روش نیز مورد نقد و بررسی قرار می گیرد.

به عنوان مثال تونل شیمیزو^۱ یک تونل حمل و نقل جاده ای در آزادراه تومی میشین^۲ در ژاپن است، که خواص سنگ های موجود در مسیر تونل در این جدول ارایه شده است. تمرکز موجود در این تونل بیشتر بر روی مقایسه سیستم های نگهداری مختلف در خصوص حداکثر فشار قابل تحمل بر اساس نقطه تعادل سیستم نگهداری و منحنی واکنش زمین بوده و در نهایت برای این تونل سیستم نگهداری بر اساس روش همگرایی همجواری پیشنهاد شده است. در این کار که توسط آیمان^۳ و همکاران انجام شده بار طراحی که توسط روش همگرایی همجواری برآورد شده است ۰/۰۳۳ مگاپاسکال بوده در حالی که بار طراحی ناشی از برداشت های میدانی ۰/۰۴۵ مگاپاسکال ثبت شده است [۱۲]. البته به دو نکته در اینجا باید اشاره کرد. نکته اول اینکه مقطع تونل در این مطالعه موردی دایره ای نبوده بلکه نعل اسبی بوده است و نکته دوم اینکه میدان تنش هیدرواستاتیک نبوده بلکه ضریب تاثیر تنش نیز ۰/۸ بوده است؛ که خود می تواند باعث این اختلاف ۲۵ درصدی در برآورد بار باشد.

^۱ . Shimizu

^۲ . Tomei-Meishin Expressway

^۳ . Ayman A Mariee

جدول ۲-۳: مقادیر بار برآورد شده در تونل‌های مختلف

شماره	نام تونل	عمق تونل (m)	روش حفاری	قطر حفاری (m)	شرح مختصری از زمین شناسی	مقدار بار برآورد شده (MPa)
۱.	خط ۷ مترو تهران (قطعه جنوبی شمالی)	۴۰	دستگاه EPB	۹/۱۶	$E(MPa) = 90$ $\vartheta = 0.27$ $\varphi(^{\circ}) = 35$ $C(KPa) = 30$	۰/۳
۲.	تونل بلند سد سردشت	۵۵۰		۶/۵۴	$E_m(MPa) = 2.629$ $\vartheta = 0.27$ $\varphi(^{\circ}) = 23.3$ $C(MPa) = 0.891$ $GSI = 40$	۰/۴۳۳
۳.	تونل انتقال آب نوسود		ماشین حفاری سپر دوگانه	۶/۷۳	-	۰/۷۶۲
۴.	تونل امام زاده هاشم	۳۰۰		عرض دهانه = ۱۰/۵ ارتفاع = ۷/۲۵	$E(MPa) = 4300$ $C(MPa) = 0.6$ $\varphi(^{\circ}) = 30$ $\sigma_{cm}(MPa) = 5$	۰/۳۷۱
۵.	تونل شیمیزو	۸۰	TBM	۷/۵	$GSI = 40$ $\vartheta = 0.27$ $G_m(MPa) = 1973$ $\sigma_{ci}(MPa) = 75$	۰/۰۳۳

در تحقیق کارانزا - تورس کاربرد روش همگرایی همجواری در طراحی سیستم نگهداری تونل با

مشخصات زیر مورد استفاده قرار گرفته است [۱۳]:

$$\begin{array}{lll} R = 1 \text{ m} & GSI = 40 & \sigma_0 = 7.5 \text{ MPa} \\ \sigma_{ci} = 20 \text{ MPa} & m_i = 15 & \vartheta = 0.25 \\ \psi = 30 & G_{rm} = 1 \text{ GPa} & \end{array}$$

فاصله نصب سیستم نگهداری از جبهه کار نیز ۱ متر است. در این مثال سیستم‌های نگهداری زیر

به عنوان سیستم نگهداری مدنظر مورد نقد و بررسی قرار گرفته‌اند.

جدول ۲-۴: حاکثر فشار قابل تحمل برای انواع مختلف سیستم نگهداری [۱۳]

نوع نگهداری	قاب فولادی ^۱	میل مهار ^۲	شاتکریت
حداکثر فشار قابل تحمل (MPa)	۰/۲۵	۰/۳۵	۰/۸۸

جدول ۲-۵: فشار انتقال داده شده برای انواع مختلف سیستم نگهداری [۱۳]

نوع نگهداری	قاب فولادی	میل مهار	شاتکریت
فشار منتقل شده (MPa)	۰/۲	۰/۱۲	۰/۲۳

بر طبق جدول فوق همه سیستم‌های نگهداری در نظر گرفته شده قادر به تحمل بار نهایی انتقال

داده شده به وسیله توده سنگ هستند اما علاوه بر تحمل بار، مقدار مجاز همگرایی و ضریب اطمینان در

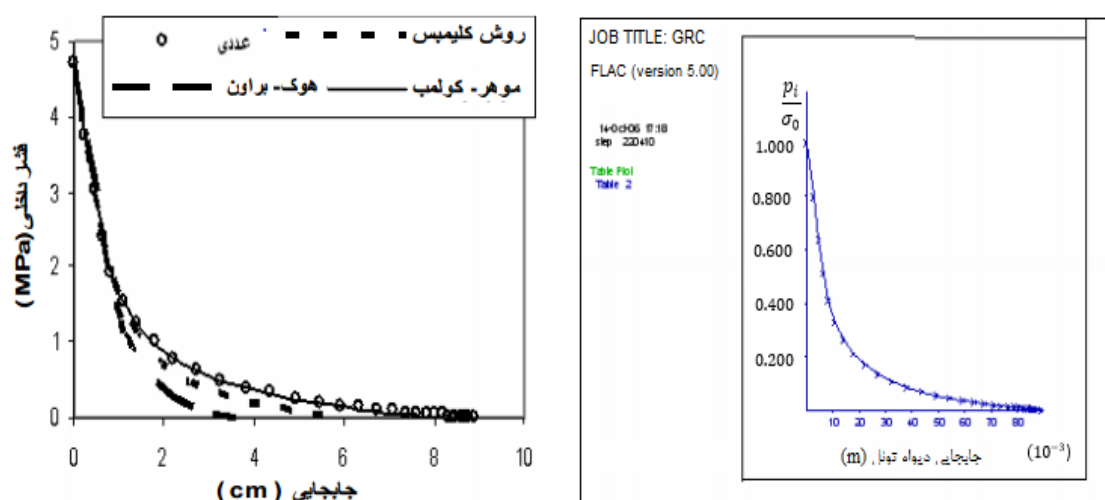
برابر شکست نیز عوامل موثری برای انتخاب سیستم نگهداری هستند. بنابراین شاتکریت و بولت‌ها

می‌توانند گزینه مناسبی برای نگهداری باشند [۱۳].

^۱ . Steel set

^۲ . Bolt

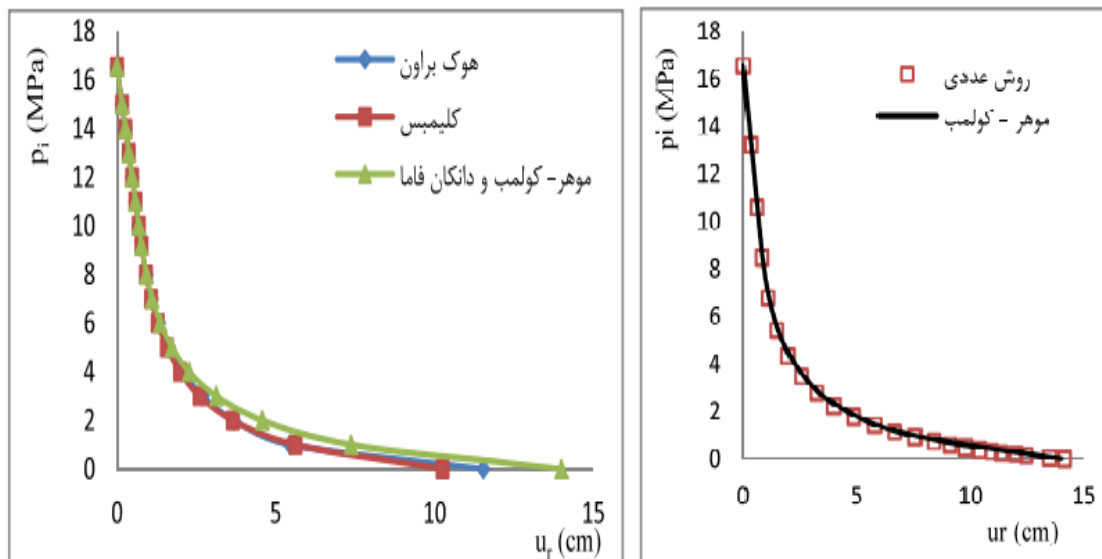
در تحقیق انجام شده توسط مختاریان اصل و همکاران [۱۴]، که با روش همگرایی همجواری برآورد بار انجام گرفته است، ضمن استفاده از معیارهای شکست هوک و براون و موهر کلمب برای تعیین آغاز رفتار پلاستیک توده سنگ، روش خطوط مشخصه نیز که توسط طراحان اتریشی مورد استفاده قرار گرفته به کار گرفته شده و نتایج با روش‌های تحلیلی یاد شده مقایسه شده است. نتیجه کار آن‌ها همان طور که در شکل ۲-۲ نشان داده شده است تطابق خوب روش‌های عددی با روش تحلیلی برای تونل‌های با روباره بالا در رسم منحنی عکس‌العمل زمین و عملکرد روش خطوط مشخصه به عنوان یک روش تحلیلی حد وسط می‌باشد.



شکل ۲-۲: مقایسه روش تحلیلی و عددی رسم منحنی واکنش زمین [۱۴]

در تحقیق انجام شده توسط طایی سمیرمی و همکاران [۱۵]، بار وارده بر پوشش تونل سردشت با روش همگرایی همجواری برآورد شده است. در این تحقیق نیز برای شروع رفتار پلاستیک توده سنگ از معیارهای هوک و براون، موهر کلمب و خطوط مشخصه استفاده شده است. نتیجه کار در این تحقیق مطابق شکل ۳-۲ برخلاف تحقیق انجام شده توسط مجتبی مختاریان اصل و همکاران، به این صورت

بوده که روش هوک و براون به عنوان یک روش حد وسط برای برآورد منحنی واکنش زمین پیشنهاد شده است. در این تحقیق نیز روش عددی و تحلیلی تطابق خوبی با هم در رسم منحنی واکنش زمین نشان داده اند.



شکل ۲-۳: مقایسه روش های تحلیلی و عددی رسم منحنی واکنش زمین [۱۵]

از موارد فوق می توان نتیجه گرفت که در هر زمین و منطقه خاص یکی از روش های تحلیلی در خصوص رسم منحنی واکنش زمین بهتر جواب می دهد و لذا نمی توان به طور قاطعانه یک روش تحلیلی خاص را برای هر مورد مطالعاتی در نظر گرفت؛ و به نظر می رسد دقیق ترین راه حل، استفاده از روش های مختلف در رسم منحنی مشخصه و در نهایت مقایسه آن ها با داده های اِزاربندی باشد.

در تحقیق انجام شده توسط کیتاگاو^۱ و همکاران کاربرد روش همگرایی همجواری در زمین مچاله شونده مورد بررسی قرار گرفته است. بر اساس این تحقیق جابجایی و همگرایی حداکثر در تونل و همچنین محدوده نهایی منطقه شکسته شده نیز می تواند در شرایط مچاله شونده با روش همگرایی همجواری محاسبه شود [۱۶]. به عبارتی نقش زمین با رفتار مچاله شونده در روش همگرایی همجواری

^۱ . Kitagawa

خود را با تغییر شکل‌های بزرگ نشان می‌دهد و بنابراین تاثیر مچاله شوندگی در این روش در نظر گرفته می‌شود.

۲-۴- روش عددی

در خصوص استفاده از روش‌های عددی در بحث سیستم نگهداری و برآورد تنش‌ها و جابجایی‌های اطراف پوشش تونل مطالعات زیادی انجام شده است اما در خصوص اینکه مستقیماً با این روش‌ها برآورد بار انجام شود، کمتر به این موضوع پرداخته شده است.

از معدود کارهای انجام گرفته در خصوص بارسنگ می‌توان به کار چون و شین^۱ در سال ۲۰۰۱ اشاره کرد. این دو محقق روشی را توسعه داده‌اند که به صورت عددی بارسنگ را برآورد کنند و از آن برای طراحی پوشش بتنی استفاده کنند. فرض آن‌ها این بود که پوشش بتنی بعد از اینکه شاتکریت در طولانی مدت قابلیت نگهداری خود را از دست می‌دهد باید کل بار را تحمل کند. در حقیقت آن‌ها دو روش را برای محاسبه بارسنگ در نظر گرفته‌اند. روش اول اینکه بارسنگ متناسب با اندازه منطقه پلاستیک اطراف تونل گسترش پیدا می‌کند. روش دوم به این صورت بود که بارسنگ می‌تواند تابعی از تنش‌های شعاعی باشد که پشت پوشش بتنی اتفاق می‌افتد. بر مبنای این مطالعات نتیجه گرفته شده است که تنش‌های شعاعی پشت شاتکریت نمی‌تواند به عنوان بارسنگ تلقی شود چراکه مقدارش در گوشه‌های پایینی نسبت به تاج تونل بسیار بزرگ‌تر شده و در حالت کلی هم مقدارش بسیار کوچک بوده است [۱۷].

یو و همکاران^۲ در سال ۲۰۰۸ به صورت سیستماتیک و با استفاده از ضریب ایمنی موضعی از طریق توزیع مجدد تنش مرتبط با حفاری که در تونل صورت می‌گیرد، منطقه آزادشده اطراف تونل را برآورد کرده‌اند. کار آن‌ها مستقل از شکل تونل و وضعیت زمین بوده است زیرا ارتفاع بارسنگ از طریق معیار واضح و روشن ضریب ایمنی موضعی^۳ برآورد شده است.

^۱ . Chun and shin

^۲ . Yoo et al 2008

^۳ . Local safety factor

تحقیق دیگر انجام شده در این خصوص توسط سئوم جونگ^۱ و همکاران در سال ۲۰۱۳ بوده که آن هم مخصوص روش اتریشی NATM توسعه و گسترش پیدا کرده است.

بصیرت و همکاران در سال ۱۳۹۴ بارسنگ وارد بر پوشش بتنی تونل شماره ۱ آزادراه رودبار - منجیل را برآورد کرده اند و مشاهده کردند که مقادیر محاسبه شده توسط روش های تجربی بیشتر از سایر روش ها است و در روش عددی نیز، با توجه به زون پلاستیک شدگی کم در بالای تونل، مقدار کمتری برای بارسنگ برآورد می شود [۱۸].

کار دیگری نیز به وسیله بصیرت و همکاران با نرم افزار Plaxis 2D انجام گرفته است که در آن بارسنگ وارد بر تونل امامزاده هاشم با نرم افزار عددی محاسبه شده است و مقادیر به دست آمده با مقادیر حاصله از روش های تجربی مقایسه شده است و نتایج در جدول ۲-۶ ارائه شده است:

جدول ۲-۶: مقایسه روش های مختلف برآورد بارسنگ در تونل امامزاده هاشم [۱۹]

روش	ارتش آمریکا	اونال	عددی	ترزاقی	باسین و گریمستد
فشار وارد بر سیستم نگهداری بر حسب KPa	۸۵	۱۵۶	۳۰۵	۳۷۰	۶۴۹

با توجه به نتایج بدست آمده در این تحقیق استاندارد ارتش آمریکا و روش اونال کمترین برآورد و باسین و گریمستد نیز بیشترین برآورد را در مورد تونل امامزاده هاشم داشته اند.

۲-۶- جمع بندی

در این فصل سعی شد تا به پیشینه ای در مورد روش های مختلف برآورد بارسنگ اشاره شود. در روش های تجربی محققان مختلف طی سال ها بر اساس نظریه قوس فشار و سیستم های طبقه بندی توده سنگ

^۱ . Sang-Seom Jeong

روابط تجربی را توسعه داده‌اند. روش همگرایی همجواری نیز با توجه به مشخصات تغییر شکل زمین و سیستم نگهداری توسعه پیدا کرده است؛ ضعف‌های موجود در این روش نیز توسط محققین برطرف شده است. البته این روش هنوز بر ساده سازی‌هایی استوار می‌باشد که با وجود این ساده سازی‌ها اعتبار خود را داراست. روش‌های عددی هم از روش‌های تجربی و همگرایی همجواری کم سابقه‌تر بوده و به تازگی مورد توجه طراحان و محققان قرار گرفته است.

در فصل سوم به معرفی روش‌های تجربی، تحلیلی و عددی برآورد بارسنگ و این که کاربرد هر روش بیشتر در چه زمینه‌ای است، پرداخته می‌شود.

فصل سوم

معرفی روش‌های مختلف برآورد بار سنگ

۳-۱- مقدمه

روش‌های تجربی برآورد فشار وارد بر سیستم نگهداری تونل در طی دهه‌ها بر اساس تجربه و تماس مستقیم مهندسان مکانیک سنگ با توده سنگ حاصل شده است. مزیت استفاده از روش‌های تجربی سهولت و سرعت استفاده و نیاز کمتر به اطلاعات اولیه برای طراحی است. در هر یک از روش‌های تجربی پارامتر ویژه‌ای از توده سنگ در برآورد فشار وارد بر سیستم نگهداری تونل دخالت داده می‌شود که گاهی پارامترها کمتر به هم شبیه هستند.

روش تحلیلی همگرایی همجواری نیز اغلب برای برآورد بار وارده بر سیستم نگهداری پشت سینه کار مورد استفاده قرار می‌گیرد و از روی تقاطع منحنی مشخصه نگهداری و منحنی واکنش زمین بار برآورد می‌شود. همچنین با استفاده از روش‌های عددی که در آن رفتار یک مدل تحت شرایط گوناگون تعیین شده و نتایج آن به سازه مورد نظر تعمیم داده می‌شود نیز چگونگی برآورد بار سنگ تشریح شده است.

۳-۲- روش‌های تجربی

به رغم وجود روش‌های مختلف همچون روش‌های عددی برای تحلیل پایداری و برآورد فشار وارده از طرف توده سنگ به سیستم نگهداری و مزایای ویژه آن‌ها، با توجه به ناهمگون بودن توده‌های سنگ برجا و ناگزیر بودن از فرضیه‌های ساده سازی در آن روش‌ها، برآورد بار وارد بر سیستم نگهداری تونل‌های سنگی به روش‌های تجربی می‌تواند مفید باشد [۶].

به عنوان تأکیدی بر جمله فوق می‌توان گفت، هر چند این روش‌ها نمی‌توانند جایگزین روش‌های عددی در برآورد میزان فشار وارد بر سیستم نگهداری شوند، اما با استفاده از روش‌های تجربی می‌توان یک دید کلی نسبت به فشار وارد بر سیستم نگهداری تونل به دست آورد و بخش‌هایی از یک تونل که فشار وارد بر آن زیاد است را شناسایی کرد.

برای برآورد درست فشار نگهداری^۱ در حفاریات زیرزمینی، بررسی وضعیت زمین، (مچاله شونده و غیر مچاله شونده بودن)، امری اجتناب ناپذیر است. همچنین باید به این نکته توجه شود که فشار نگهدارنده در زمین مچاله شونده با همگرایی کاهش می‌یابد که این قضیه تا همگرایی‌های کمتر از ۶ درصد صادق است. به عبارتی در همگرایی‌های بزرگتر از ۶ درصد فشار نگهداری در این زمین‌ها افزایش می‌یابد [۴].

با توجه به تاثیر مچاله شوندگی سعی می‌شود به صورت جداگانه روش‌های تجربی مورد استفاده در زمین مچاله شونده و غیر مچاله شونده به صورت جداگانه مورد بررسی قرار گیرد.

۳-۲-۱- زمین غیر مچاله شونده

۳-۲-۱-۱- نظریه ترزاقی

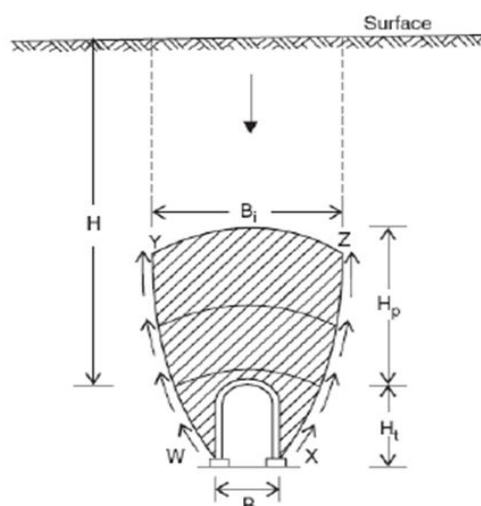
کار ترزاقی^۲ اولین تلاش موفق در زمینه طبقه‌بندی توده سنگ برای اهداف مهندسی بود. ترزاقی در سال ۱۹۴۶ ضریب H_p که درواقع زون خردشده بالای سقف تونل برای بارگذاری قاب‌های فولادی بود را معرفی کرد. این ضریب بارسنگ^۳ از تونل‌های قوسی شکل فولادی که در منطقه آلپ بوده و ۵/۵ متر عرض داشتند، برآورد شده است [۲۰].

در تحقیق‌های ترزاقی از بلوک‌های چوبی که مقاومت آن‌ها معلوم است برای اینکه قاب‌های قوسی شکل فولادی به توده سنگ اطراف دوخته شود، استفاده شده است. ترزاقی از این مشاهدات استفاده کرد تا بار اعمالی به نگهدارنده‌ها را از طریق تحلیل برگشتی معلوم کند و از آزمایش‌ها فهمید که ارتفاع منطقه خردشده بالای نگهدارنده قوسی شکل به‌طور مستقیم با عرض دهانه افزایش می‌یابد [۲۰].

^۱ . support pressure

^۲ . Terzaghi

^۳ . Rock Load Factor



شکل ۳-۱: مفهوم بار سنگ در نظریه ترزاقی [۲]

ترزاقی در سال ۱۹۴۶ ناپیوستگی‌های ساختاری توده سنگ را در نظر گرفت و به صورت کیفی آن‌ها را به ۹ رده تقسیم‌بندی کرد که در جدول زیر توصیف شده است:

جدول ۳-۱: رده‌های ترزاقی برای ضریب بار سنگ [۲۱]

رده سنگ	شرایط سنگ	ضریب بار سنگ (H_p)
I	سخت و بکر	صفر
II	سخت متورق	$(0 - 0.5)B$
III	توده‌ای با درزه‌داری متوسط	$(0 - 0.25)B$
VI	نسبتاً بلوکی و لایه دار	$0.25B - 0.35(B + H_t)$
V	بسیار بلوکی و لایه دار	$(0.35 - 1.1)(B + H_t)$
IV	کاملاً خردشده ولی از لحاظ شیمیایی بکر	$1.1(B + H_t)$
IIIV	سنگ مچاله شونده با عمق متوسط	$(1.1 - 2.1)(B + H_t)$
IIIV	سنگ مچاله شونده با عمق زیاد	$(2.1 - 4.5)(B + H_t)$
XI	سنگ‌های آماسی	$(B + H_t)$ تا ۸۰ متر صرف نظر از مقدار

این امر پیشرفت بسیار مهمی بود زیرا سیستم نگهداری با قاب‌های فولادی در تونل‌های سنگی در آن تاریخ به صورت وسیعی مورد استفاده قرار می‌گرفت. باید توجه داشت که اگرچه این سیستم برای هدف اولیه خود یعنی برآورد بار موثر بر قاب فولادی موثر است، اما در مورد روش‌های جدید تونل‌سازی و از آن جمله استفاده از شاتکریت و پیچ سنگ زیاد مناسب نیست [۲۲].

برای به دست آوردن فشار عمودی، ترزاقی رابطه زیر را به کار گرفت [۲]:

$$P_v = \gamma H_p \quad (۱-۳)$$

P_v : فشار عمودی نگهداری، γ : وزن مخصوص، H_p : ارتفاع روباره سست شده.

ذکر چند نکته در مورد روش ترزاقی ضروری است:

روش ترزاقی فشار نگهداری متداولی را برای تونل‌های کوچک ($B < 6m$) فراهم می‌کند و معمولاً قابل استفاده برای تونل‌های بزرگ‌تر از ۶ متر نیست [۲۰].
برآوردی بیش‌ازاندازه ایمن را برای تونل‌های بزرگ و مغارها (قطر ۶ تا ۱۴ متر) مهیا می‌کند [۲۰].
مقادیر فشار نگهداری برآورد شده برای وضعیت زمین مچاله شونده و آماس پذیر در محدوده بزرگی می‌افتد و برای این شرایط قابل استفاده است [۲۰].

رابطه ترزاقی برای حالتی است که تونل زیر سطح آب زیرزمینی قرار دارد که اگر تونل کاملاً بالای سطح آب زیرزمینی قرار داشته باشد برای رده‌های VI تا IV مقادیر باید ۵۰٪ کاهش داشته باشد [۲۳].

۳-۲-۱-۲- روش دیر و همکاران

دیر و همکاران در سال ۱۹۷۰ سیستم طبقه‌بندی ترزاقی را با وارد کردن پارامتر RQD به عنوان ابزار سنجش کیفیت سنگ اصلاح کرده‌اند (جدول ۳-۲).

جدول ۳-۲: بارسنگ ترزاقی اصلاح شده توسط دیر و همکاران [۲۰]

رده سنگ	شرایط سنگ	RQD(%)	ضریب بار سنگ (H_p)
I	سخت و بکر	۹۵ تا ۱۰۰	صفر
II	سخت متورق	۹۰ تا ۹۹	$(0 - 0.5)B$
III	توده‌ای با درزه‌داری متوسط	۸۵ تا ۹۵	$(0 - 0.25)B$
VI	نسبتاً بلوکی و لایه دار	۷۵ تا ۸۵	$0.25B - 0.35(B + H_t)$
V	بسیار بلوکی و لایه دار	۳۰ تا ۷۵	$(0.2 - 0.6) (B + H_t)$
IV	کاملاً خردشده	۳ تا ۳۰	$(0.6 - 1.1) (B + H_t)$
IVa	شن و ماسه	۰ تا ۳	$(1.1 - 1.4) (B + H_t)$
IIIV	سنگ مچاله شونده با عمق متوسط	NA	$(1.1 - 2.1) (B + H_t)$
XI	سنگ مچاله شونده با عمق زیاد	NA	$(2.1 - 4.5) (B + H_t)$
IIIV	سنگ‌های آماسی	NA	$(B + H_t)$ تا ۸۰ متر
صرف نظر از مقدار			
$H_p =$ ارتفاع توده سنگ سست شده بالای تاج $H_t =$ ارتفاع دهانه $B =$ عرض دهانه تونل			

۳-۲-۱-۳- روش سینگ و همکاران

سینگ^۱ و همکاران، فشار نگهداری اندازه‌گیری شده از تونل‌ها و مغارها را با مقادیر به‌دست آمده از نظریه ترزاقی مقایسه کرده و مشاهده کرده‌اند که فشار نگهداری در تونل‌ها و مغارهای سنگی، به‌طور مستقیم با افزایش ابعاد فضای حفاری آن‌طور که ترزاقی و دیگر محققان اعتقاد داشته‌اند، افزایش نمی‌یابد. از دلایل این موضوع می‌توان به جلوگیری از سست شدن توده سنگ در اثر پیشرفت تکنولوژی تونل‌سازی ناشی از استفاده از روش‌های حفاری مکانیزه، انفجارهای کنترل‌شده و ابعاد روش‌های حفاری چندمرحله‌ای اشاره کرد. در نهایت سینگ و همکاران برای کسانی که هنوز تمایل به استفاده از نظریه ترزاقی را دارند، محدوده فشار نگهداری هم برای تونل‌ها و هم برای مغارها را مطابق جدول ۳-۳ توصیه کرده‌اند. آن‌ها مشاهده کرده‌اند که فشار نگهداری نسبتاً مستقل از ابعاد فضای حفاری است [۲۰].

^۱. Singh

جدول ۳-۳: فشار نگهداری تونل‌ها و مغارها [۲۴]

طبقه‌بندی سینگ و همکاران (۱۹۹۵)				طبقه‌بندی ترزاقی		
فشار نگهداری توصیه‌شده (MPa)						
P_h	P_v	شرایط سنگ	گروه	ضریب بارسنگ	شرایط سنگ	گروه
۰	۰	سخت و بکر	I	صفر	سخت و بکر	I
۰	۰/۰۴ تا ۰/۰۷	سخت متورق	II	$(0 - 0.5)B$	سخت متورق	II
۰	۰ تا ۰/۰۴	توده‌ای با درزه‌داری متوسط	III	$(0 - 0.25)B$	توده‌ای با درزه‌داری متوسط	III
$0 - 0.2P_v$	۰/۰۴ تا ۰/۱	نسبتاً بلوکی، لایه دار و درزه‌دار	VI	$0.25B - 0.35(B + H_t)$	نسبتاً بلوکی، لایه دار و درزه‌دار	VI
$0 - 0.5P_v$	۰/۱ تا ۰/۲	بسیار بلوکی و لایه دار، بسیار پر درزه و خردشده، زون گسله یا پرشی نازک (ضخامت تا ۲ متر)	V	$(0.35 - 1.1)(B + H_t)$	بسیار بلوکی و لایه دار	V
$0.3 - 1P_v$	۰/۲ تا ۰/۳	کاملاً خردشده ولی از لحاظ شیمیایی دگرسان نشده، زون‌های گسله و پرشی ضخیم	IV	$(1.1)(B + H_t)$	کاملاً خردشده ولی از لحاظ شیمیایی بکر	IV
		شرایط سنگ مچاله شونده	IIIV	$(1.1 - 2.1)(B + H_t)$	سنگ مچاله شونده با عمق متوسط	IIIV
بستگی به مقدار تنش اولیه دارد	۰/۳ تا ۰/۴	مچاله شوندگی ملایم همگرایی تا ۳٪	IIIV A			
مشابه بالا	۰/۴ تا ۰/۶	مچاله شوندگی متوسط ۳ تا ۵٪	IIIV B			
مشابه بالا	۰/۶ تا ۱/۴	مچاله شوندگی بالا بزرگ‌تر از ۵٪	IIIV C	$(2.1 - 4.5)(B + H_t)$	سنگ مچاله شونده با عمق زیاد	IIIV
		سنگ آماسی و متورم	IIIV	تا ۸۰ متر	سنگ آماسی	XI
بسته به نوع و مقدار رس	۰/۳ تا ۰/۸	آماس ملایم	IIIV A			
مشابه بالا	۰/۸ تا ۱/۴	آماس متوسط	IIIV B			
مشابه بالا	۱/۴ تا ۲	آماس زیاد	IIIV C			

۳-۲-۱-۴- رابطه اونال

در سال ۱۹۸۳ اونال^۱ بر اساس مطالعاتش در معادن ذغال سنگ رابطه زیر را برای برآورد فشار با استفاده از RMR و برای حفریاتی با سقف صاف و هموار معرفی کرده است [۲۰].

$$P_v = \left[\frac{100 - RMR}{100} \right] \cdot \gamma \cdot B \quad (۲-۳)$$

که پارامترهای آن عبارت‌اند از:

RMR : سیستم امتیاز توده سنگ γ : وزن مخصوص B : عرض دهانه تونل

۳-۲-۱-۵- رابطه گوئل و جتوا

همان‌طور که در فصل قبل اشاره شد گوئل و جتوا رابطه اونال را برای ابعاد مختلف تونل مورد بررسی قرار داده و مشاهده کرده‌اند که رابطه اونال بیشتر برای تونل‌های با قطر ۶ تا ۸ متر مناسب بوده و در تونل‌های با قطر بزرگ، بیش از حد ایمن است؛ که دلالت بر این موضوع دارد که اثر اندازه تونل تأکید زیادی برای حفریات قوسی شکل دارد [۲۰]. این موضوع در جدول ۳-۴ نیز نشان داده شده است.

در ادامه از طریق مقادیر فشار اندازه‌گیری شده در ۳۰ تونل که در هند ابزاربندی شده بود، این دو محقق در سال ۱۹۹۱ معادله ۳-۳ را برای برآورد فشار کوتاه‌مدت، برای حفریاتی در شرایط زمین مچاله شونده و غیرمچاله شونده که با روش معمول چال زنی و آتشباری حفر شده بودند و نگهدارنده آن‌ها قاب فولادی بود (غیر از وضعیت انفجار سنگ^۲) معرفی کرده‌اند [۲۰]:

$$P_v = \frac{7.5 B^{0.1} H^{0.5} - RMR}{20 RMR} \quad (۳-۳)$$

که در آن پارامترها عبارت‌اند از:

H : عمق تونل یا روباره به متر (۵۰ تا ۶۰۰ متر) P_v : فشار نگهداری سقف در کوتاه مدت

RMR : مقدار امتیاز توده سنگ بعد از انفجار و قبل از نصب نگهدارنده

^۱. Unal

^۲. Rock Burst

جدول ۳-۴: تاثیر اندازه تونل روی فشار نگهداری [۲۰]

حالت	نوع توده سنگ	مقدار افزایش در فشار نگهداری مرتبط با افزایش در دهانه تونل از ۳ تا ۱۲ متر
A	تونل‌های با سقف قوسی شکل	
	۱- وضعیت زمین غیر مچاله شونده	تا ۲۰ درصد
	۲- توده سنگ ضعیف / زمین مچاله شونده (N=0.5 to 10)	۲۰ تا ۶۰ درصد
B	۳- رس با رفتار پلاستیک نرم / زمین جریانی ^۱	۱۰۰ تا ۴۰۰ درصد
	تونل‌های با سقف صاف (بدون در نظر گرفتن وضعیت زمین)	۴۰۰ درصد

۳-۲-۱-۶- رابطه بارتن

بارتن و همکاران در سال ۱۹۷۴ و ۱۹۷۵ ظرفیت نگهداری ۲۰۰ فضای زیرزمینی را با در نظر گرفتن کیفیت توده سنگ (Q) در شکل ۳-۲ مورد بررسی قرار داده‌اند. آن‌ها دریافتند که رابطه تجربی زیر برای به دست آوردن فشار نهایی نگهداری کاربرد دارد [۲۰]:

$$P_v = \left(\frac{0.2}{J_r} \right) \cdot Q^{-\frac{1}{3}} \quad (۴-۳)$$

$$P_h = \left(\frac{0.2}{J_r} \right) \cdot Q_w^{-\frac{1}{3}} \quad (۵-۳)$$

که در آن‌ها پارامترها عبارت‌اند از:

P_v : فشار نهایی نگهداری در سقف (مگا پاسکال) ، P_h : فشار نهایی نگهداری در دیواره‌ها

Q_w : ضریب دیواره است که طبق جدول ۳-۵ انتخاب می‌شود.

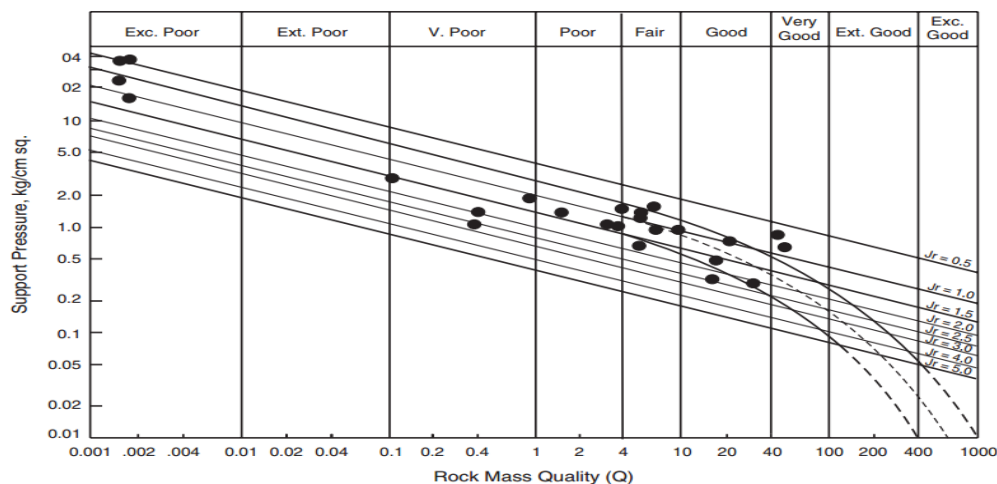
رابطه فوق برای حالتی است که تعداد دسته‌درزه‌ها کمتر از سه باشد.

^۱ زمین‌های ماسه‌ای فاقد سیمان که قابلیت جریان یافتن به صورت آزاد را دارند. این زمین‌ها از آب اشباع هستند و وجود آب می‌تواند آن‌ها را تحریک به جریان یافتگی و روان شدن نماید.

جدول ۳-۵: انتخاب ضریب دیواره [۲۰]

محدوده Q	ضریب Q_w
بزرگتر از ۱۰	$5Q$
۱ تا ۱۰	$2/5 Q$
کوچکتر از ۱	Q

باید توجه شود که درزه‌های اتساع یابنده یا مقادیر J_r نقشی اساسی در پایداری فضای زیرزمینی بازی می‌کند و به تبع آن ظرفیت نگهداری ممکن است حتی مستقل از اندازه دهانه باشد که این برخلاف عقیده ترزاقی است [۲۰].



شکل ۳-۲: رابطه بین فشار نگهدارنده و کیفیت توده سنگ [۲۰]

بارتن و همکاران در سال ۱۹۷۴ پیشنهادهای بیشتری داده‌اند که اگر شمار دسته‌درزه‌ها بیش‌تر از سه باشد معادله‌های ۳-۴ و ۳-۵، به صورت معادله‌های ۳-۴-۱ و ۳-۵-۱ به ترتیب تبدیل شوند [۲۰]:

$$P_v = \frac{0.2 J_n^2}{3J_r} Q^{-\frac{1}{3}} \quad (۳-۴-۱)$$

$$P_h = \frac{0.2 J_n^2}{3J_r} Q_w^{\frac{1}{3}} \quad (۳-۵-۱)$$

آن‌ها همچنین دریافتند که فشار نگهداری در کوتاه‌مدت پس از این که $5Q$ به جای Q در معادله ۴-۳ جایگزین شود، به دست می‌آید. بنابراین فشار نگهدارنده در حالت نهایی^۱، $1/7$ برابر بزرگ‌تر از فشار نگهدارنده در کوتاه‌مدت به دست می‌آید [۲۰].

۳-۲-۱-۷- رابطه باسین و گریمستد

باسین و گریمستد^۲ در سال ۱۹۹۶، بر اساس مطالعات انجام‌شده در کشور اسکاندیناوی، داده‌هایی از سینگ و همکاران در سال ۱۹۹۲، گوئل و همکاران در سال ۱۹۹۵ و گریمستد در سال ۱۹۹۶، رابطه زیر را برای پیش‌بینی فشار نگهدارنده در تونل‌های با توده سنگ ضعیف برشی^۳ (Q کمتر از ۴) پیشنهاد داده‌اند [۸]:

$$P_v = \frac{0.04 B}{J_r} Q^{-\frac{1}{3}} \quad (۳-۶)$$

۳-۲-۱-۸- سینگ و همکاران

باید به این نکته توجه شود که Q که در معادلات بالا استفاده می‌شود، در حقیقت مقدار آن بعد از حفاری توده سنگ است؛ چرا که در تونل‌ها، زمین‌شناسی توده سنگ معمولاً بعد از آتشباری مورد بحث قرار می‌گیرد [۲۰].

فشار نگهداری که در سقف مشاهده‌شده و مرتبط با کیفیت کوتاه‌مدت توده سنگ (Q_i) است از طریق رابطه تجربی زیر به دست می‌آید. این رابطه در نتیجه ۳۰ تونل اِزاربندی شده و مشاهده نتایج آن به دست آمده است [۲۰]:

^۱ . Ultimate Support Pressure

^۲ . Bhasin and Grimstad

^۳ . brecciated rock mass

$$P_v = \frac{0.2}{J_r} Q_i^{-\frac{1}{3}} \cdot f \cdot f' \cdot f'' \quad (۷-۳)$$

$$f = 1 + (H - 320)/800 \geq 1 \quad (۸-۳)$$

که پارامترهای آن عبارت‌اند از:

Q_i : کیفیت کوتاه‌مدت توده سنگ درست بعد از حفاری و برابر با ΔQ

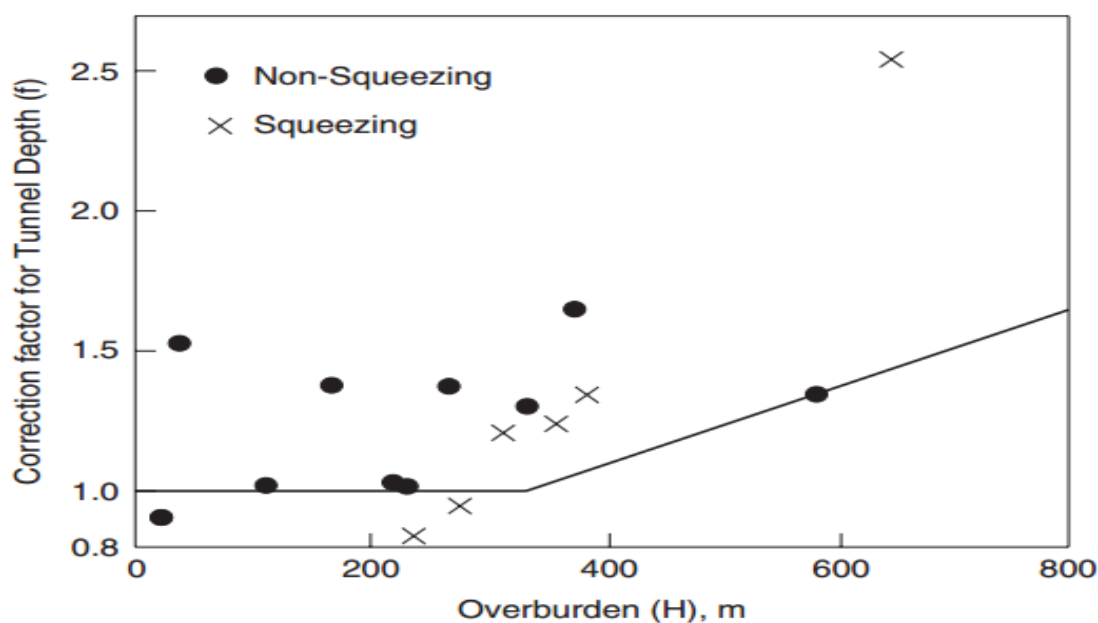
P_v : فشار نگهداری کوتاه‌مدت برحسب مگا پاسکال

f : ضریب مرتبط با روباره (شکل ۳-۳)

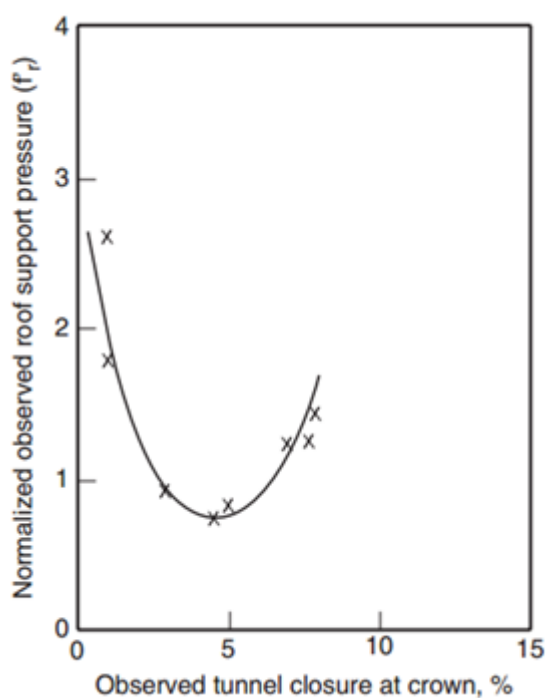
f' : ضریب ارتباط‌دهنده با همگرایی (جدول ۳-۶) که از (شکل ۳-۴) برای وضعیت زمین مچاله شونده به دست می‌آید. این ضریب در حالت زمین غیر مچاله شونده برابر با ۱ است.

f'' : ضریب مرتبط با زمان بعد از حفاری که از معادله (۳-۹) به دست می‌آید.

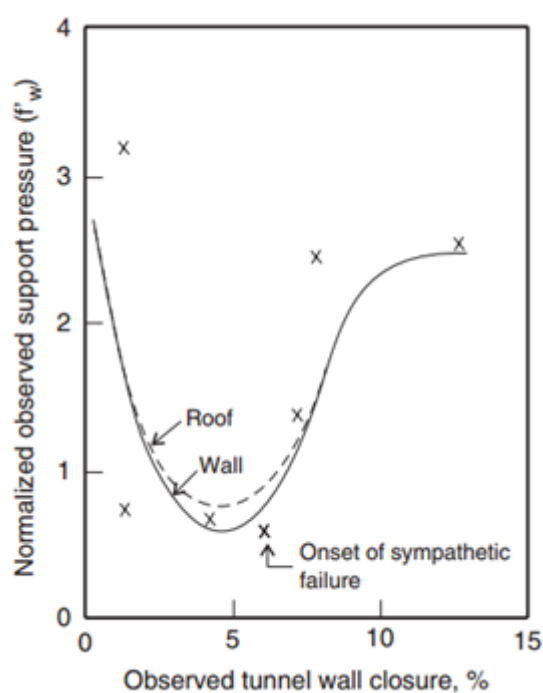
H : روباره بالای تاج تونل یا عمق تونل زیر سطح زمین



شکل ۳-۳: ضریب ارتباط‌دهنده f برای عمق تونل یا روباره [۲۰]



(ب)



(الف)

شکل ۳-۴: ضریب ارتباط‌دهنده برای (الف) همگرایی سقف (ب) همگرایی دیواره در زمین مچاله شونده [۲۰]

جدول ۳-۶: ضریب f' برای همگرایی تونل [۲۰]

شماره	وضعیت سنگ	سیستم نگهداری	همگرایی تونل ($\frac{u_a}{a}$), %	ضریب ارتباط‌دهنده f'
۱	غیر مچاله شونده	-	کمتر از ۱	۱,۱
۲	مچاله شونده	خیلی محکم	کمتر از ۲	بیش از ۱,۸
۳	مچاله شونده	محکم	۲ تا ۴	۰,۸۵
۴	مچاله شونده	انعطاف‌پذیر	۴ تا ۶	۰,۷
۵	مچاله شونده	خیلی انعطاف‌پذیر	۶ تا ۸	۱,۱۵
۶	مچاله شونده	بی‌نهایت انعطاف‌پذیر	بیش از ۸	۱,۸

ضریب f'' مرتبط با زمان نیز از رابطه زیر به دست می‌آید [۲۰]:

$$f'' = \log(9.5 t^{0.25}) \quad (۹-۳)$$

که در آن t زمان بعد از حفاری برحسب ماه است.

با ترکیب سه ضریب مرتبط کننده بالا، سینگ و همکاران در سال ۱۹۹۲ رابطه زیر را برای فشار نگهدارنده در حالت نهایی معرفی کرده‌اند [۲۰]:

$$f'' = 5^{\frac{1}{3}} = 1.7 \quad (۱۰-۳)$$

$$P_{ult} = \frac{0.2}{J_r} Q^{-\frac{1}{3}} \cdot f \cdot f' \quad (۱۱-۳)$$

برای برآورد فشار نگهدارنده در دیواره، باید به جای Q_i ، عبارت Q_{wi} به کار برده شود؛ کیفیت کوتاه‌مدت دیواره سنگ برای فشار کوتاه‌مدت نگهدارنده بعد از ضرب کردن Q_i در عاملی که به بزرگی Q بستگی دارد، انجام می‌شود [۲۰].

$Q_{wi} = 5 Q_i = 25Q$	برای Q بزرگ‌تر از ۱۰	I
$Q_{wi} = 2.5Q_i = 12.5Q$	برای Q بین ۰/۱ تا ۱۰	II
$Q_{wi} = Q_i = 5Q$	برای Q کوچک‌تر از ۰/۱	III

بر اساس نظارت بلندمدت بر مغار چیبرو^۱، مطالعه‌های انجام‌شده در ۱۰ سال پایش نشان می‌دهد که فشار نگهدارنده نهایی برای توده سنگ اشباع با درزه‌هایی که از مواد سایشی پر شده است تا ۶ برابر فشار نگهداری کوتاه‌مدت افزایش می‌یابد. این مطالعات همچنین نشان می‌دهد که تونل‌هایی که در نزدیکی گسل‌ها هستند فشار نگهداری نهایی تا ۲۵ درصد بیش‌تر از کرنش انباشته‌شده در توده سنگ در امتداد گسل است [۴].

با استفاده از برون‌یابی مقادیر فشار انجام‌شده در طی ۱۰۰ سال، سینگ و همکاران در سال ۱۹۹۲ نشان دادند که فشار نگهداری نهایی تقریباً ۱/۷۵ برابر فشار نگهداری کوتاه‌مدت در شرایط زمین غیر مچاله شونده است. درحالی‌که در شرایط زمین مچاله شونده، جتوا در سال ۱۹۸۱ برآورد کرد که فشار نگهداری نهایی ۲ تا ۳ برابر فشار نگهداری کوتاه‌مدت است [۴].

^۱. Chhibro

۳-۲-۱-۹- رابطه گوئل با استفاده از عدد توده سنگ

با توجه به سخت بودن تعیین ضریب توزیع تنش (SRF) که برای به دست آوردن مقدار Q لازم بود، گوئل در سال ۱۹۹۴ به طور قراردادی فرض کرد این ضریب برابر با ۱ باشد؛ و شکل دیگری از معادله به صورت معادله ۳-۱۰ به دست آمد. نام آن را عدد توده سنگ گذاشتند [۸]:

$$N = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) \left(\frac{J_r}{J_a} \right) J_w \quad (۳-۱۲)$$

گوئل در سال ۱۹۹۴ تاثیر اندازه تونل را روی فشار نگهدارنده نشان داد و رابطه تجربی زیر را برای پیش بینی فشار نگهدارنده در شرایط غیر مچاله شونده^۱ معرفی کرد [۲۰]:

$$P_v(el) = \left[\frac{0.12H^{0.1}a^{0.1}}{N^{0.33}} \right] - 0.038 \text{ MPa} \quad (۳-۱۳)$$

که پارامترهای آن عبارتند از:

$P_v(el)$: فشار کوتاه مدت نگهداری

H : عمق تونل بر حسب متر

N : عدد توده سنگ

a : شعاع تونل بر حسب متر

در حقیقت این رابطه بر اساس فشار اندازه گیری شده و دیگر پارامترهای مرتبط از چندین تونل در هند که با قاب های فولادی نگهداری می شدند به دست آمده است؛ کومار^۲ در سال ۲۰۰۲ نشان داد که معادله فوق تا عمق ۱۴۰۰ متر در مورد تونل هایی در هند اعتبار دارد [۸].

۳-۲-۲- زمین مچاله شونده

در زمین های مچاله شونده معمولاً همگرایی ها و جابه جایی های بزرگی اتفاق می افتد و معمولاً این جابه جایی ها همراه با گسیختگی^۳ نیست [۲].

مچاله شوندگی ناشی از پدیده خزش به وجود می آید دو رکن آن این است که:

^۱ . Non - Squeezing

^۲ . Kumar

^۳ . yeild

❖ مصالح ما رفتار وابسته به زمان داشته باشند؛ مثل پتاس، مارن، نمک

❖ سطح تنش کافی برای غلبه بر مقاومت برشی سنگ وجود داشته باشد.

به عبارت دیگر می توان گفت: تنش های برجای بالا و کیفیت پایین توده سنگ دلایل عمده برای رفتار مچاله شوندگی در توده سنگ هستند [۸]؛ و به طور کلی تنش های برجای بالا، کیفیت پایین توده سنگ، عمق روباره بالا و شعاع بزرگ یا دهانه پهن تونل یا مغار در سنگ های ضعیف از جمله عواملی هستند که به مچاله شونده بودن رفتار زمین اعتبار می بخشند [۸].

در سال ۱۹۴۶ ترزاقی مچاله شوندگی در سنگ را مانند جابه جایی هایی در زمین که هیچ وضعیت تغییر حجمی در آن رخ نمی دهد توصیف کرد. بر طبق بارلا^۱ در سال ۱۹۹۵ مچاله شوندگی در پیرامون بازکننده تونل ممکن است به کلی فرآیند ساخت و ساز را متوقف کند یا ممکن است این فرآیند برای زمان قابل توجهی به طول انجامد. بر طبق کواری^۲ در سال ۱۹۹۸ مچاله شوندگی پدیده تغییر شکل های بزرگی است که در طول فرآیند تونل کاری توسعه پیدا می کند؛ و اگر تلاشی برای متوقف کردن این تغییرات در جابه جایی به کمک پوشش انجام شود، فشار نگهدارنده ایجاد می شود و ممکن است مقادیرش فراتر از محدوده قابل کنترل سازه برسد [۸].

تنها راه حل امکان پذیر در تونل هایی با رفتار مچاله شوندگی بالا این است که اولاً سیستم نگهداری در تونل انعطاف پذیر باشد و همچنین مقدار مشخصی از اضافه حفاری به منظور وفق داده شدن با این تغییر شکل ها، انجام شود [۲۵].

پدیده مچاله شوندگی ممکن است حتی در مسافت های کوچک تغییر کند که به دلیل ناهمگن بودن توده سنگ و تغییر در ویژگی های سنگ است. بنابراین در هنگام پیش بینی های غیر قابل اطمینان از فشار سیستم نگهداری در مرحله طراحی، ساخت تونل در زمین مچاله شونده یک مساله دشوار با هزینه بالا و تاخیر در زمان است. با این حال اگر بتوان فشار سیستم نگهداری را به طور قابل اطمینانی

^۱. Barla

^۲. Kovari

برآورد کرد و در نتیجه اقدام به پایدارسازی مناسب انجام شود، می‌توان به یک پیشروی خوب از تونل سازی دست‌یافت [۲۶].

برای ارزیابی رفتار مچاله شونده زمین روش‌های متنوعی وجود دارد که عموماً به دو دسته روش‌های تجربی و نیمه تجربی تقسیم‌بندی می‌شوند. از دسته روش‌های تجربی می‌توان به روش سینگ و همکاران اشاره کرد که بر اساس شاخص کیفی توده سنگ و عمق تونل و روش گوئل که بر اساس پارامترهای عدد توده سنگ، عرض و عمق تونل مچاله شوندگی را ارزیابی می‌کند. از روش‌های نیمه تجربی نیز می‌توان به روش جتوا و همکاران و هوک و مارینوس اشاره کرد. به دلیل حفظ پیوستگی و محدودیت حجم پایان‌نامه از توضیح پیرامون این روش‌ها خودداری می‌شود اما توصیه می‌شود در صورت لزوم به دلیل وابسته بودن مطالب فصل پنجم به منابع [۲۷] و [۲۸] مراجعه شود.

علاوه بر دو رده‌ای که ترزاقی برای محاسبه بارسنگ در سنگ‌های مچاله شونده در نظر گرفته بود، در زیر به معرفی روابط تجربی که در این نوع زمین‌ها کاربرد دارد پرداخته می‌شود:

۳-۲-۱- رابطه گریمستد و بارتن

بر اساس نظریه این دو محقق در سال ۱۹۹۳، فشار نگهدارنده مستقل از دهانه یا قطر تونل است [۸]:

$$P_u = \frac{0.2\sqrt{J_n}}{J_r} Q^{-\frac{1}{3}} \quad (۳-۱۴)$$

P_u : فشار نگهداری دائمی در سقف برحسب مگاپاسکال J_n : عدد دسته درزه

Q : شاخص کیفیت سنگ J_r : عدد زبری درزه

۳-۲-۲- رابطه گوئل

با فرض ضریب توزیع تنش واحد و در نتیجه به دست آوردن عدد توده سنگ، گوئل^۱ در سال ۱۹۹۴ تاثیر اندازه تونل را روی فشار نگهدارنده نشان داد و رابطه تجربی زیر را برای پیش‌بینی فشار نگهدارنده در تونل‌هایی با زمین مچاله شونده پیشنهاد داد [۸]:

^۱. Goel

$$P_N = \left(\frac{f}{30}\right) 10^{\left[\frac{H^{0.6} \cdot a^{0.1}}{50N^{0.33}}\right]} \quad (3-15)$$

P_N : فشار نگهداری دایمی در زمین مچاله شونده H : عمق تونل

f : ضریب ارتباط دهنده برای همگرایی تونل a : شعاع تونل

N : عدد توده سنگ

۳-۲-۲-۳- رابطه باسین و گریمستد

بر اساس مطالعه موردی‌های انجام‌شده در کشور اسکاندیناوی، داده‌هایی از سینک و همکاران در سال ۱۹۹۲، گوئل و همکاران در سال ۱۹۹۵، باسین^۱ و گریمستد^۲ در سال ۱۹۹۶ رابطه تجربی جدیدی را برای توده سنگ ضعیف پرشی^۳ پیشنهاد دادند؛ در این رابطه اندازه تونل هم در نظر گرفته شده بود [۸]:
این فرمول همان رابطه ۳-۶ است که قبلاً نیز در مورد آن صحبت شد.

$$P_b = \frac{0.04}{J_r} \cdot B \cdot Q^{-\frac{1}{3}}$$

P_b : فشار نگهدارنده سقف در حالت نهایی J_r : عدد زبری درزه

B : قطر دهانه تونل بر حسب متر Q : شاخص کیفیت توده سنگ

۳-۲-۲-۴- رابطه دیودی و همکاران

در این رابطه که اخیراً پیشنهاد شده است، فشار نهایی سیستم نگهداری با افزایش در تنش برجا افزایش و با بیش‌تر شدن تغییر شکل مجاز تونل‌ها کاهش می‌یابد. هم‌چنین یک توده سنگ به نسبت سالم و فشرده، فشار نگهداری کوچکی اعمال می‌کند که به‌این‌علت است که مقادیر پایین ضریب درزه J_f نتیجه‌اش فشار نگهداری پایین است [۸].

^۱. Bhasin

^۲. Grimstad

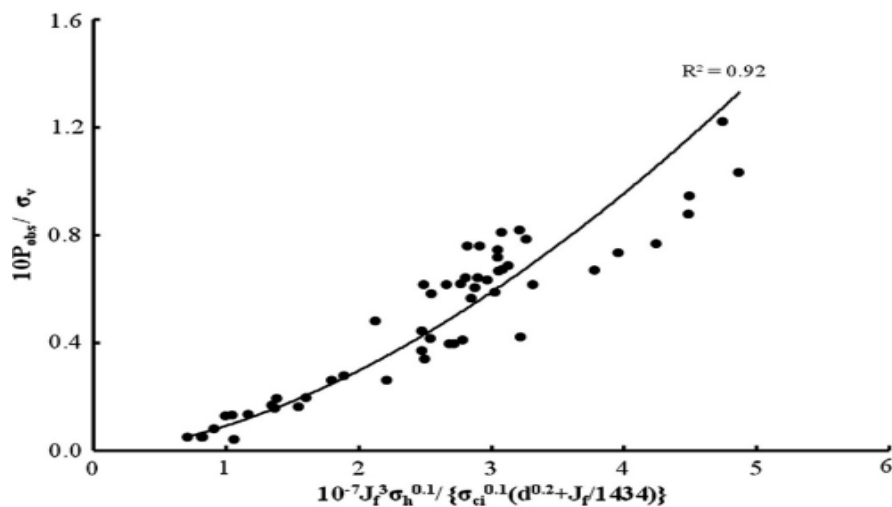
^۳. brecciated rock mass

با توجه به دلایل ذکر شده در بالا، تلاش‌هایی به‌وسیله دیودی^۱ و همکاران در سال ۲۰۱۴ صورت گرفت تا فشار نهایی سیستم نگهداری به‌عنوان تابعی از σ_v , σ_h , d , J_f , σ_{ci} برآورد شود. در نتیجه این تلاش‌ها، رابطه زیر با توجه به شکل ۳-۵ حاصل شد [۸].

$$P_s = 9.23 * 10^{-3} \sigma_v \left(\frac{J_f^3 \sigma_h^{0.1}}{10^7 \sigma_{ci}^{0.1} (d^{0.2} + \frac{J_f}{1434})} \right)^{1.7} \quad (۱۶-۳)$$

پارامترهای موجود در رابطه ۱۶-۳ و شکل ۳-۵ عبارت‌اند از:

σ_v : تنش برجای عمودی
 σ_h : تنش برجای افقی
 J_f : ضریب درزه^۲
 σ_{ci} : مقاومت تراکمی تک محوره سنگ بکر
 d : تغییر شکل شعاعی تونل
 P_{obs} : فشار نگهداری مشاهده شده



شکل ۳-۵: منحنی $10^7 \sigma_{ci}^{0.1} (d^{0.2} + \frac{J_f}{1434})$ نسبت به $\frac{10P_{obs}}{\sigma_v}$ برای به دست آوردن رابطه تجربی جدید [۸]

شکل ۳-۵ در حقیقت با استفاده از داده‌های جمع‌آوری شده از ۵۳ مقطع تونل در پروژه‌هایی واقع در مکان‌های مختلف بدست آمده است که در جدول منبع [۸] به‌طور کامل آورده شده است.

^۱ . Dwivedi

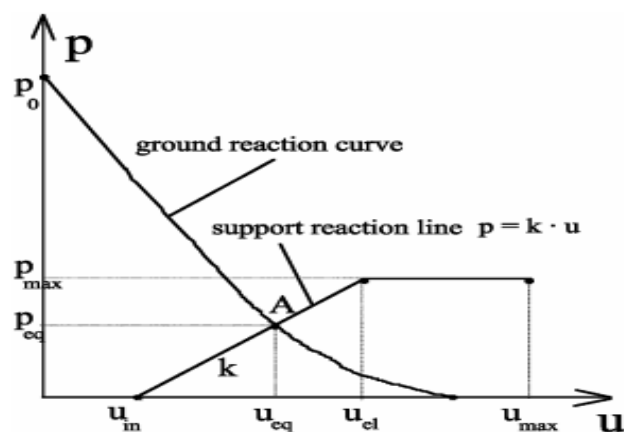
^۲ . Joint Factor

۳-۳- روش تحلیلی همگرایی - همجواری

برآورد نگهداری موردنیاز برای یک تونل حفاری شده به خصوص در مجاورت سینه کار اساساً یک مساله ۴ بعدی است که به کاهش مقاومت وابسته به زمان سنگ ها و توزیع مجدد سه بعدی تنش های اطراف فضاهای زیرزمینی حفاری شده بستگی دارد [۱۳].

به منظور طراحی یک سیستم نگهداری دقیق در حقیقت لازم است هر مقطع تونل به صورت جداگانه مورد مطالعه قرار گیرد چرا که طول تونل شامل مقاطع مختلفی است که دارای جنس های مختلف هستند بنابراین لازم است یک نمونه آزمایشی از هر لایه گرفته شود، ویژگی های آن و تاثیر این ویژگی ها روی لایه های مجاور بررسی شود که این خود به مجموعه ای از آزمایش ها و تحلیل های ریاضی نیاز دارد. حتی اگر این چنین حلی امکان پذیر باشد با در نظر گرفتن گذشت زمان که یک عامل بسیار مهم است ممکن است که دهانه تونل بسته و تخریب شود [۱۳].

موارد فوق منجر به این حقیقت می شود که تحلیل برهم کنش زمین و سیستم نگهداری ضروری است. روش همگرایی - همجواری که بین سال های ۱۹۶۰ تا ۱۹۷۰ توسعه یافته است چنین امکانی را فراهم می آورد. اولین مقاله در این مورد توسط فدر در سال ۱۹۳۸ نوشته شده که بعدها با توضیح بیشتر توسط کارانزا - تورس با توجه به مشخصات سیستم نگهداری و تغییر شکل زمین معرفی شده است [۱۳].

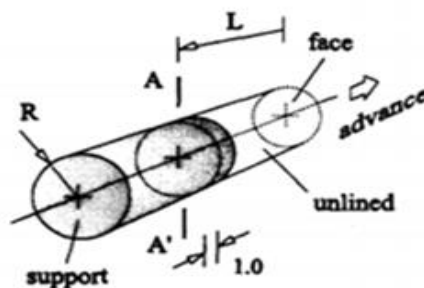


شکل ۳-۶: نمای کلی از اصول روش همگرایی - همجواری [۲۹]

علاوه بر توده سنگ‌های همگن، با کنترل میزان همگرایی توده سنگ‌های درزه‌دار می‌توان رفتار این‌گونه سنگ‌ها را بررسی کرد و این مساله از مزایای این روش به شمار می‌رود؛ چون که درزه‌ها همراه با تاثیرات زمین‌شناسی نظیر هوازدگی و ناهمگنی به‌صورت قابل‌توجهی مقاومت توده سنگ را کاهش می‌دهد.

۳-۳-۱- اصول و اساس روش همگرایی - همجواری

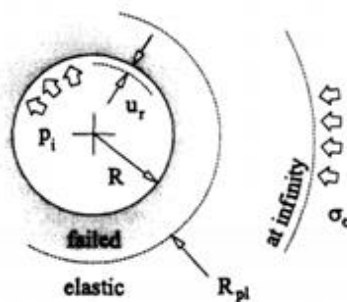
این روش اغلب جهت برآورد بار روی سیستم نگهداری در پشت جبهه کار استفاده می‌شود. وقتی سیستم نگهداری بلافاصله در نزدیکی جبهه کار نصب شود همه بار روی سیستم منتقل نمی‌شود بلکه قسمتی از بار که در اطراف تونل به‌طور مجدد توزیع یافته است توسط خود سینه کار تحمل می‌شود. با پیشروی تونل تاثیر جبهه کار کاهش می‌یابد و سیستم نگهداری باید مقدار بیشتری از باری که توسط سینه کار تحمل می‌شد را تحمل کند. وقتی جبهه کار به‌اندازه کافی از محل نصب سیستم نگهداری دور شود تمام بار توسط حائل تحمل می‌شود که به آن بار کامل (بار طراحی) گفته می‌شود [۱۳].



شکل ۳-۷: تونل استوانه‌ای شکل به شعاع R [۱۳]

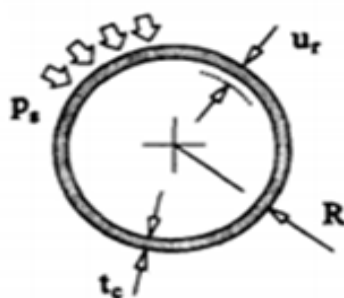
همان‌طور که در شکل ۳-۷ نشان داده شده است تونلی به شعاع R در داخل توده سنگی با میدان تنش یکنواخت (هیدرو استاتیک) حفر شده و سیستم نگهداری دایره‌ای شکلی در مقطع $A - A'$ که در فاصله L از جبهه کار قرار دارد نصب شده است (با فرض اینکه حایل در جهت محور تونل طول واحد دارد) [۱۳].

در شکل ۸-۳ مقطعی از حفاری را در موقعیت $A - A'$ نشان می‌دهد که در آن σ_0 نشان‌دهنده میدان تنش اولیه هیدرو استاتیک اعمالی بر توده سنگ، R_{pl} شعاع منطقه شکست (منطقه پلاستیک) در اطراف تونل، u_r جابه‌جایی شعاعی و P_i فشار یکنواخت عکس‌العمل حایل نسبت به دیواره تونل است.



شکل ۸-۳: مقطع حفاری در موقعیت $A - A'$ [۱۳]

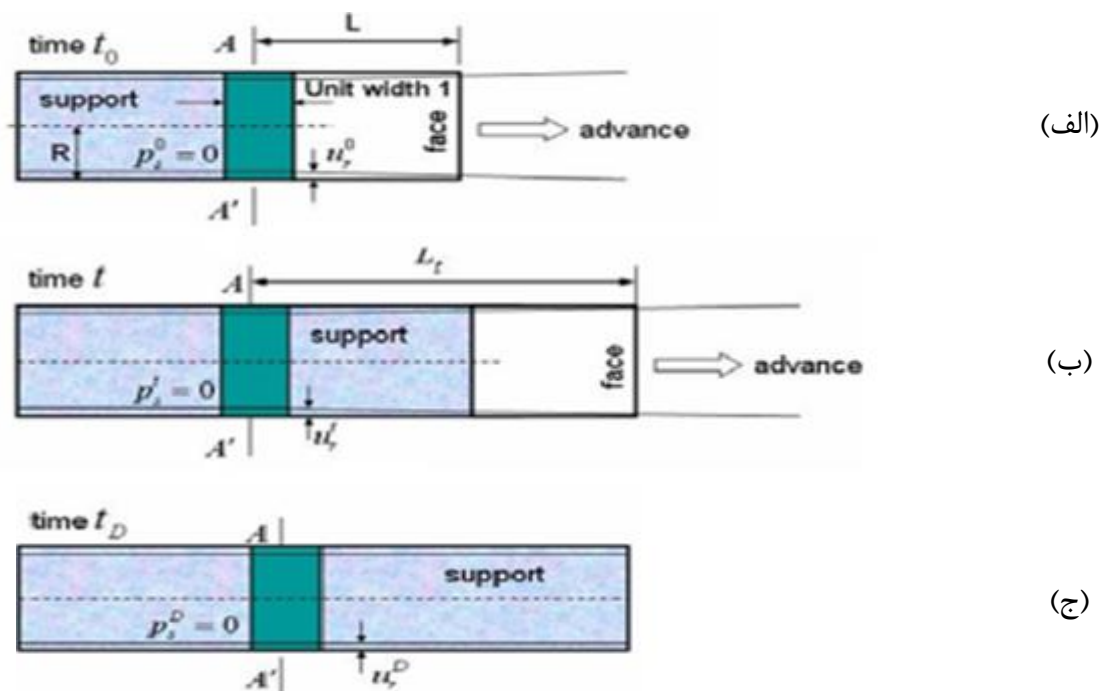
برای ساده شدن مساله فرض شده است که تمام تغییر شکل‌ها در صفحه عمود بر محور تونل رخ می‌دهد (شرایط کرنش صفحه‌ای). همچنین شکل ۹-۳ مقطعی از نگهدارنده دایره‌ای شکل به ضخامت t_e و شعاع خارجی R را نشان می‌دهد که در مقطع $A - A'$ نصب شده است و فشار یکنواخت P_s نشان‌دهنده بار منتقل شده از توده سنگ به حایل است که جابه‌جایی شعاعی u_r ناشی از بار اعمال شده P_s است. برای تطابق تغییر شکل‌ها در سطح مشترک زمین و نگهداری، باید جابه‌جایی شعاعی نگهداری برابر با جابه‌جایی شعاعی نگهداری دیواره سنگی تونل u_r باشد [۱۳].



شکل ۹-۳: مقطع نگهدارنده دایره‌ای نصب شده در $A - A'$ [۱۳]

اساس روش همگرایی - همجواری در شکل ۳-۱۰ موارد الف تا ج نشان داده شده است:

در زمان شروع (t_0) وقتی که سیستم نگهداری در مقطع ($A - A'$) به فاصله L از جبهه کار نصب شده است، همگرایی شعاعی زمین به میزان u_r^0 است. در صورت عدم پیشروی توده سنگ هیچ باری را به حایل منتقل نمی‌کند و $P_s = 0$ است. با پیشروی تونل زمین و سیستم نگهداری باهم تغییر شکل می‌یابند و سیستم نگهداری قسمت بیشتری از بار را که قبلاً جبهه کار تحمل می‌کرد را دریافت می‌کند. (مورد ب) وضعیتی را در زمان t که مقطع به فاصله L_t از جبهه کار قرار دارد را نشان می‌دهد که در این لحظه در زمین به میزان u_r^t همگرایی ایجاد می‌شود ($u_r^t > u_r^0$) و توده سنگ بار P_s^t را به حایل منتقل می‌کند.



شکل ۳-۱۰: اساس روش همگرایی - همجواری [۱۳]

وقتی جبهه کار به میزان کافی از مقطع ($A - A'$) دور شود سیستم نگهداری و زمین در حالت تعادل قرار می‌گیرد و سیستم نگهداری کل بار طراحی شده P_s^D را در مقطع ($A - A'$) تحمل می‌کند.

در این زمان (t_D) تاثیر جبهه کار از بین می‌رود و سیستم نگهداری و زمین به میزان حداکثر همگرایی u_r^D می‌رسند [۱۳].

۳-۳-۲- اجزای روش همگرایی - همجواری

سه مولفه اساسی روش همگرایی - همجواری موارد زیر هستند:

۱- منحنی واکنش زمین^۱ (GRC)

۲- منحنی مشخصه سیستم نگهداری^۲ (SCC)

۳- منحنی تغییر شکل طولی تونل^۳ (LDP)

منحنی مشخصه زمین بیانگر رابطه بین کاهش فشار داخلی (P_i) و افزایش جابجایی شعاعی دیواره تونل (u_r) است. این روابط به خواص مکانیکی توده سنگ بستگی دارد و از حل روابط الاستو-پلاستیک تغییر شکل‌های تونل به دست می‌آید [۱۳].

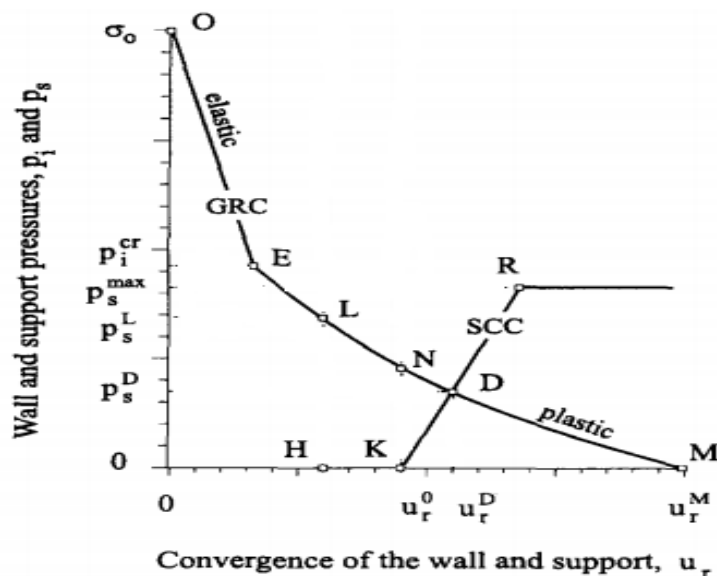
همان‌طور که در شکل ۳-۱۱ نشان داده شده است منحنی واکنش زمین از نقطه ۰ جایی که فشار داخلی (P_i) برابر با تنش اولیه σ_0 است تا نقطه M که برابر با حالتی است که فشار داخلی برابر با صفر بوده و همگرایی شعاعی تونل بیشترین مقدار خود (u_r^m) را دارد، گسترش یافته است [۱۳].

نقطه E به عنوان فشار داخلی بحرانی P_i^{cr} تعریف می‌شود که حد الاستیک دیواره تونل را تعیین می‌کند. اگر فشار داخلی کمتر از این مقدار شود، منطقه شکسته شده و شعاع منطقه پلاستیک R_{pl} در اطراف تونل گسترش می‌یابد [۱۳].

¹ . Ground Reaction Curve

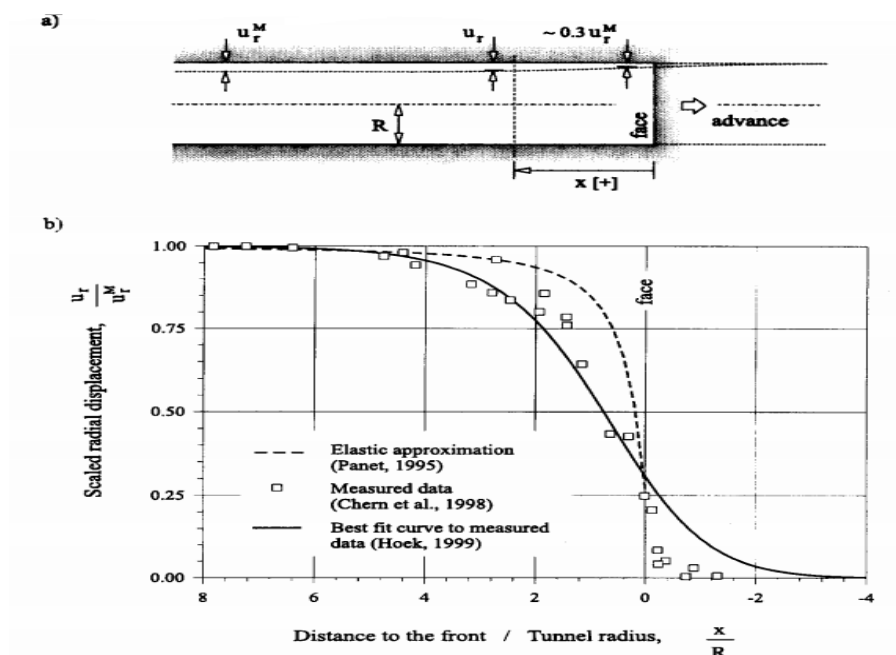
² . Support Characteristic Curve

³ . Longitudinal Deformation Profile



شکل ۱۱-۳: منحنی واکنش زمین و منحنی مشخصه نگهداری [۱۳]

منحنی مشخصه نگهداری رابطه بین افزایش فشار روی حائل (P_i) و افزایش جابجایی شعاعی حائل (u_r) تعریف می‌شود. این روابط به مشخصات هندسی و مکانیکی حائل وابسته است. منحنی SCC در شکل ۳-۱۱ به صورت نمودار $K-R$ نشان داده شده است. نقطه K حالتی است که فشار حایل برابر با صفر است (زمانی که حایل نصب می‌شود) و نقطه R حداکثر فشار P_r^{max} است که باعث گسیختگی حایل می‌گردد. منحنی تغییر شکل طولی زمین که در شکل ۳-۱۲ نشان داده شده است، نموداری که نشان‌دهنده جابه‌جایی شعاعی در طول محور تونل بدون حایل است و برای مقطع جلو و پشت جبهه کار رسم می‌شود. در این نمودار محور افقی فاصله موردنظر از جبهه کار تونل است و محور عمودی آن جابه‌جایی شعاعی متناظر با آن است. این منحنی نشان می‌دهد که هرگاه مقطع موردنظر در فاصله کمی در پشت جبهه کار قرار داشته باشد، جبهه کار تاثیر کمتری دارد و چنانچه دورتر از این فاصله قرار داشته باشد، همگرایی تونل به مقدار نهایی خود (u_r^m) خواهد رسید [۱۳].



شکل ۳-۱۲: منحنی تغییر شکل طولی زمین [۱۳]

به‌طور مشابه در فاصله‌ای در جلوی جبهه کار، پیشروی تونل تاثیری روی توده سنگ نداشته و جابه‌جایی شعاعی برابر با صفر است.

بررسی روابط بین منحنی‌های GRC و SCC و LDP این امکان را فراهم می‌کند که فشار P_0 را که زمین به حایل با پیشروی جبهه کار منتقل می‌کند محاسبه شود.

۳-۳-۳- رسم منحنی واکنش زمین

منحنی واکنش زمین را می‌توان از حل الاستوپلاستیک تنش‌ها و جابه‌جایی‌های تونل دایره‌ای شکل که تحت تنش‌های برجای هیدرو استاتیک و فشار داخلی یکنواخت قرار دارد، به دست آورد [۱۳]. در گذشته چندین مورد حل از این دسته بر اساس معیار شکست هوک و براون منتشر شده است. برخی از این راه‌حل‌ها شامل تقریب در معادله تغییر شکل برای ساده‌سازی مساله است (برای مثال براون در سال ۱۹۸۳).

طبقه‌بندی مستقیم دیگر از رفتار عددی برای به دست آوردن رابطه‌ای بین فشار داخلی و تغییر شکل شعاعی استفاده می‌کند (برای مثال وانگ^۱ در سال ۱۹۹۶).

در این روش (حل الاستو پلاستیک) برای تعریف منطقه پلاستیک از معیارهای شکست متنوعی مانند موهر – کلمب یا هوک براون استفاده می‌شود [۱۳].

فرضیات اساسی در حل معادلات این روش را می‌توان به صورت زیر عنوان کرد [۳۰]:

۱. تونل استوانه‌ای شکل و از نظر طولی بی‌نهایت است.

۲. تنش برجا هیدرو استاتیک بوده و شرایط کرنش صفحه‌ای و تقارن محوری برقرار است.

۳. فشار حایل P_0 به صورت شعاعی و یکنواخت به دیواره تونل اعمال می‌شود.

۴. زمین همگن و ایزوتروپ فرض می‌شود.

۵. رفتار محیط الاستیک خطی است و از حد تسلیم به بعد از معیارهای شکست پیروی می‌کند.

۶. جابه‌جایی‌ها در جهت شعاعی رخ می‌دهند.

همان‌طور که در فرضیه شماره ۵ اشاره شد، رفتار محیط از حد تسلیم به بعد از معیارهای شکست

پیروی می‌کند، لذا برای رسم منحنی واکنش زمین به صورت تحلیلی باید با استفاده از معیارهای شکست

مختلف، فرمول‌بندی منحنی واکنش زمین را انجام داد که در زیر به آن اشاره شده است:

۳-۳-۱. فرمول‌بندی منحنی واکنش زمین با استفاده از معیار شکست هوک و براون

شکل کلی این معیار به صورت زیر است:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m_1 \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1} \quad (3-17)$$

^۱ . wang

مشهورترین معیار شکست برای توده سنگ معیار شکست هوک براون است. این معیار در ابتدا در

سال ۱۹۸۰ معرفی شد و بعدها در سال ۱۹۹۲ توسط هوک و همکارانش اصلاح گردید [۱۳]:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(S + m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} \right)^a \quad (۱۸-۳)$$

در اینجا m_b و S و a ثابت‌های توده سنگ بوده و از روابط زیر به دست می‌آیند [۱۳]:

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \quad (۱۹-۳)$$

$$S = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right) \quad (۲۰-۳)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (۲۱-۳)$$

در روابط بالا GSI شاخص مقاومت زمین‌شناسی است که تخمینی برای کاهش مقاومت توده سنگ

تحت شرایط مختلف زمین‌شناسی است و D ضریبی است که به میزان آشفته‌گی توده سنگ بستگی دارد.

لونده^۱ در سال ۱۹۸۸ نشان داد که معیار گسیختگی هوک و براون که در معادله ۳-۱۸ نیز نشان

داده شده است می‌تواند به یک پوش شکست کلی که مستقل از پارامترهای σ_{ci} و m_b و S باشد، انتقال

داده شود. انتقال پیشنهاد داده شده توسط لونده به موارد خاص $a=0.5$ اعمال می‌شود و شامل تقسیم

کردن بزرگی تنش به $m_b \sigma_{ci}$ و اضافه کردن ترم $\frac{S}{m_b^2}$ است. با در نظر گرفتن پارامترهای معرفی شده در

معادله هوک و براون، تنش‌های درجه‌بندی شده (مقیاس بندی شده) S_1 و S_3 به صورت زیر تعریف

می‌شود [۱۳]:

$$S_1 = \frac{\sigma_1}{m_b \sigma_{ci}} + \frac{S}{m_b^2} \quad (۲۲-۳)$$

^۱. Londe

$$S_3 = \frac{\sigma_3}{m_b \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^2} \quad (23-3)$$

با تنش‌های σ_1 و σ_3 که به وسیله تنش‌های مقیاس بندی شده S_1 و S_3 جایگزین می‌شود، معیار شکست هوک و براون برای توده سنگ می‌تواند به فرم زیر نوشته شود [۱۳]:

$$S_1 = S_3 + \sqrt{S_3} \quad (24-3)$$

باید به این نکته از معیار گسیختگی توجه شود که پارامترهای σ_{ci} و m_b و S به صورت پنهان در تنش‌های مقیاس بندی شده S_1 و S_3 قرار گرفته‌اند.

بر طبق فرم داده شده از تبدیل (معادله ۳-۲۴)، فشار داخلی درجه بندی شده P_i و تنش اولیه S_0 عبارت‌اند از [۱۳]:

$$P_i = \frac{p_i}{m_b \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^2} \quad (25-3)$$

$$S_0 = \frac{\sigma_0}{m_b \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^2} \quad (26-3)$$

فشار p_i^{cr} در حقیقت نقطه E در منحنی واکنش زمین است که انتقال رفتار توده سنگ از حالت الاستیک به پلاستیک را نشان می‌دهد. به بیان دیگر برای یک فشار داخلی $p_i \geq p_i^{cr}$ ، سنگ الاستیک باقی می‌ماند و برای $p_i < p_i^{cr}$ ، شعاع پلاستیک اطراف تونل گسترش می‌یابد [۱۳].

فشار داخلی مقیاس بندی شده بحرانی P_i^{cr} ، برای اینکه به حد الاستیک برسد به وسیله عبارت زیر داده شده است [۱۳]:

$$P_i^{cr} = \frac{1}{16} (1 - \sqrt{1 + 16S_0})^2 \quad (27-3)$$

فشار بحرانی واقعی (مقیاس بندی نشده) از معکوس معادله ۳-۲۵ به فرم زیر به دست می‌آید:

$$p_i^{cr} = \left[P_i^{cr} - \frac{s}{m_b^2} \right] m_b \sigma_{ci} \quad (28-3)$$

در صورتی که $p_i \geq p_i^{cr}$ باشد رابطه بین جا به جایی شعاعی u_r^{el} و فشار داخلی p_i در بخش الاستیک از منحنی واکنش زمین (قسمت OE در شکل ۳-۱۱) به وسیله معادله زیر داده شده است [۱۳]:

$$u_r^{el} = \frac{\sigma_0 - p_i}{2G_{rm}} \cdot R \quad (۲۹-۳)$$

که G_{rm} در حقیقت مدول برشی توده سنگ است که در معادله زیر تعریف شده است [۱۳]:

$$G_{rm} = \frac{E_{rm}}{2(1 + \nu)} \quad (۳۰-۳)$$

برای مقادیر فشار داخلی $p_i < p_i^{cr}$ ، محدوده ناحیه پلاستیک که در اطراف تونل توسعه و گسترش می یابد در فرمول زیر داده شده است [۱۳]:

$$R_{pl} = R \cdot \exp \left[2 \left(\sqrt{P_i^{cr}} - \sqrt{P_i} \right) \right] \quad (۳۱-۳)$$

برای تعریف بخش پلاستیک از منحنی مشخصه زمین (یعنی انحنای EM در منحنی واکنش زمین) نقش جریان یافتن برای مواد مورد نیاز است. نقش جریان یافتن در حقیقت رابطه ای بین کرنشی که تولید اعوجاج و شکستگی می کند و کرنش هایی که باعث تغییرات حجمی می شود مشابه تغییر شکل پلاستیکی که در مواد اتفاق می افتد، را تعریف می کند [۱۳].

در کار با حفاریات زیرزمینی در عمل، نقش جریان یافتن معمولاً خطی در نظر گرفته می شود (با بزرگی تغییر حجمی که به وسیله زاویه اتساع ψ توصیف می شود). برای مثال اگر $\psi = 0$ باشد، آن ماده هیچ تغییر حجمی در طی پلاستیک شدن در آن اتفاق نمی افتد اما اگر $\psi > 0$ باشد، آنگاه حجم در طول تغییر شکل پلاستیک افزایش می یابد. در حلی که در اینجا توصیف شده است نقش جریان یافتگی به وسیله ضریب اتساع K_ψ مشخص می شود که عبارت است از [۱۳]:

$$K_\psi = \left[\frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \right] \quad (۳۲-۳)$$

توجه داشته باشید که زمانی که $\psi=0$ باشد ضریب اتساع $K_\psi = 1$ است و برای $\psi=30$ این ضریب $K_\psi = 3$ می‌باشد.

با نقش جریان یافتن که توسط ضریب اتساع^۱ K_ψ مشخص می‌شود، بخش پلاستیک نمودار^۲ GRC یعنی قسمت EM در شکل ۳-۱۱ با فرمول زیر به دست می‌آید:

$$\begin{aligned} \frac{u_r^{pl}}{R} \cdot \frac{2G_{rm}}{\sigma_0 - p_i^{cr}} = & \frac{K_\psi - 1}{K_\psi + 1} + \frac{2}{K_\psi + 1} \left(\frac{R_{pl}}{R} \right)^{K_\psi + 1} + \frac{1 - 2\vartheta}{4(S_0 - P_i^{cr})} \left[\ln \left(\frac{R_{pl}}{R} \right) \right]^2 \\ & - \left[\frac{1 - 2\vartheta}{K_\psi + 1} \cdot \frac{\sqrt{P_i^{cr}}}{S_0 - P_i^{cr}} + \frac{1 - \vartheta}{2} \frac{K_\psi - 1}{(K_\psi + 1)^2} \cdot \frac{1}{S_0 - P_i^{cr}} \right] \\ & * \left[(K_\psi + 1) * \ln \left(\frac{R_{pl}}{R} \right) - \left(\frac{R_{pl}}{R} \right)^{K_\psi + 1} + 1 \right] \end{aligned} \quad (3-33)$$

هوک و براون در سال ۱۹۹۷ نشان دادند که در برخی از موارد فرضی که هیچ تغییر حجم پلاستیکی برای توده سنگ رخ نمی‌دهد، مناسب‌تر است که از فرمول ۳-۳۴ استفاده شود [۱۳]:

$$\begin{aligned} \frac{u_r^{pl}}{R} \cdot \frac{2G_{rm}}{\sigma_0 - p_i^{cr}} = & \left[\frac{1 - 2\vartheta}{2} * \frac{\sqrt{P_i^{cr}}}{S_0 - P_i^{cr}} + 1 \right] \left(\frac{R_{pl}}{R} \right)^2 + \frac{1 - 2\vartheta}{4(S_0 - P_i^{cr})} \left[\ln \left(\frac{R_{pl}}{R} \right) \right]^2 - \\ & \frac{1 - 2\vartheta}{2} * \frac{\sqrt{P_i^{cr}}}{S_0 - P_i^{cr}} \left[2 \ln \left(\frac{R_{pl}}{R} \right) + 1 \right] \end{aligned} \quad (3-34)$$

۳-۳-۲- فرمول‌بندی منحنی واکنش زمین با استفاده از معیار شکست موهر کلمب

شکل کلی این معیار شکست به صورت زیر است [۳۱]:

$$\sigma_1 = \sigma_c + K_p \sigma_3 \quad (3-35)$$

^۱. Dilation

^۲. Ground Reaction Curve

که در آن:

$$K_p = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (36-3)$$

$$\sigma_c = \frac{2C\cos\varphi}{1 - \sin\varphi} = 2C\sqrt{K_p} \quad (37-3)$$

با قرار دادن این مقادیر در معیار شکست، مقدار p_i^{cr} از رابطه زیر به دست می آید:

$$p_i^{cr} = \frac{2\sigma_0 - \sigma_c}{K_p + 1} \quad (38-3)$$

همچنین مقدار R_{pl} از رابطه زیر به دست می آید:

$$\frac{R_{pl}}{R} = \left[\frac{(2\sigma_0(K_p - 1) + 2\sigma_c)}{(p_i(K_p - 1) + \sigma_c)(K_p + 1)} \right]^{\frac{1}{K_p - 1}} = \left[\frac{p_i^{cr} + c_0 \cot\varphi}{p_i + c_0 \cot\varphi} \right]^{\frac{1}{K_p - 1}} \quad (39-3)$$

$$= \left[\frac{2(\sigma_0 + c_0 \cot\varphi)}{(K_p + 1)(p_i + c_0 \cot\varphi)} \right]^{\frac{1}{K_p - 1}}$$

جابه جایی محدوده پلاستیک در این معیار شکست را می توان به صورت زیر بیان کرد:

$$\frac{u_p}{u_r} = \frac{1 + \vartheta}{E} \left[c_1 + c_2 \left(\frac{r}{R_{pl}} \right)^{K_p - 1} + c_3 \left(\frac{R_{pl}}{r} \right)^{K_p - 1} \right] \quad (40-3)$$

که در آن:

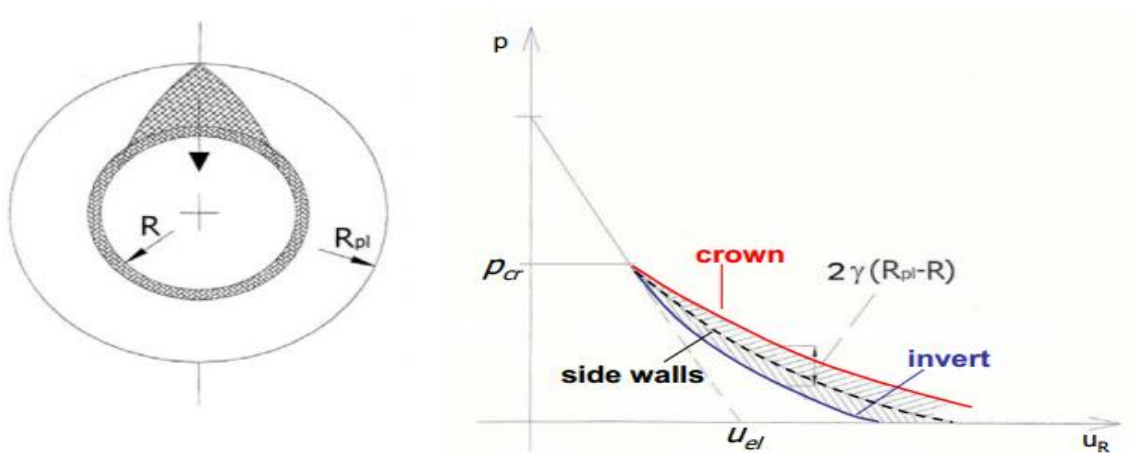
$$c_1 = (2\vartheta - 1) \left[\sigma_0 + \frac{\sigma_c}{K_p - 1} \right] \quad (41-3)$$

$$c_2 = 2 \left[\frac{(1 - \vartheta)(1 + K_p K_\psi)}{(K_p + K_\psi)} - \vartheta \right] \frac{(\sigma_0 + \frac{\sigma_c}{K_p - 1})}{(K_p + 1)} \quad (42-3)$$

$$c_3 = 2(1 - \nu) * \frac{\sigma_0(K_p - 1) + \sigma_c}{(K_p + K_\psi)} \quad (43-3)$$

۳-۳-۳-۳- تاثیر منطقه گسیختگی در رسم منحنی واکنش زمین

اگر فشار داخلی سیستم نگهداری بر دیواره تونل کمتر از فشار داخلی بحرانی شود، در اطراف تونل منطقه پلاستیک گسترش می‌یابد بنابراین در سقف، فشار وارده بر سیستم نگهداری به اندازه وزن ناحیه شکسته شده یعنی $\gamma(R_{pl} - R)$ افزایش و در کف به همان میزان کاهش خواهد داشت [۳۲].



شکل ۳-۱۳: تاثیر منطقه گسیختگی در منحنی واکنش زمین [۱۳]

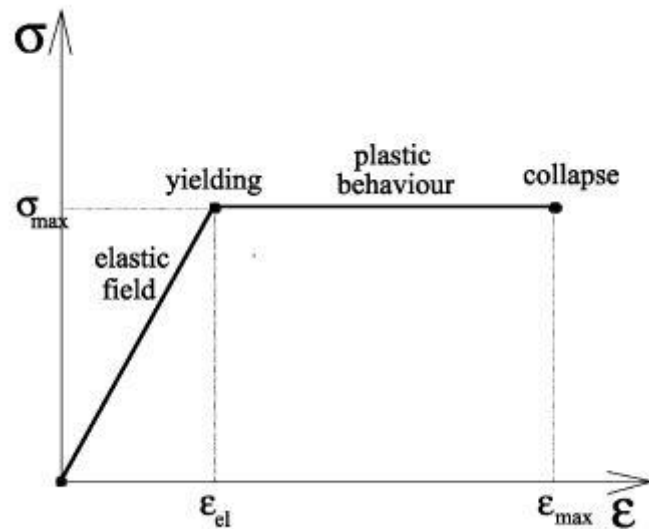
پس با توجه به میزان شعاع پلاستیک در هر زون می‌توان منحنی واکنش زمین در آن زون را رسم کرد.

۳-۳-۴- رسم منحنی مشخصه نگهدارنده

منحنی مشخصه نگهداری^۱ که در شکل ۳-۱۴ نشان داده شده است را می‌توان از روابط الاستیک بین تنش اعمال شده P_s و در نتیجه همگرایی u_r ، در یک قسمت از واحد طول نگهدارنده در جهت تونل به دست آورد [۱۳].

^۱. Support Characteristic Curve

این منحنی مشخصه همان‌طور که در شکل ۳-۱۴ دیده می‌شود رفتاری الاستیک - پلاستیک کامل^۱ دارد. بنابراین نگهداری پس از رسیدن به حد تسلیم تغییر شکل یکنواختی تحت بار ثابت از خود نشان می‌دهد تا گسیختگی^۲ اتفاق افتد [۲۹].



شکل ۳-۱۴: منحنی مشخصه نگهداری [۲۹]

۴ پارامتر منحنی مشخصه نگهداری عبارتند از:

الف) جابجایی اولیه دیواره تونل U_{in}

ب) سختی سیستم نگهداری K_s

ج) فشار حداکثر P_{max}

د) جابجایی حداکثر دیواره تونل U_{max}

جابجایی اولیه دیواره تونل را می‌توان در حقیقت جابه‌جایی اتفاق افتاده در دیواره تونل در زمان نصب سیستم نگهداری تعریف کرد. اگر بین دیواره تونل و نگهدارنده فضای خالی یا گپ نیز وجود داشته باشد این مقدار را نیز باید به مقدار جابه‌جایی اولیه U_{in} اضافه کرد [۳۲].

^۱. Elastic - Perfectly Plastic

^۲. Yield

اگر سختی الاستیک سیستم نگهداری با k_s نشان داده شود بخش الاستیک از منحنی مشخصه

نگهداری یعنی قسمت KR در شکل ۱۱-۳ می‌تواند از رابطه زیر محاسبه شود [۱۳]:

$$P_s = K_s u_r = (K_{sn} + K_{sf}) \frac{u}{R} \quad (۴۴-۳)$$

که در آن K_{sn} و K_{sf} به ترتیب سختی نرمال و سختی خمشی پوشش بتنی بوده و به صورت زیر

قابل محاسبه هستند [۳۳]:

$$K_{sn} = \frac{E_s}{1 - \vartheta_s^2} \frac{e}{R} \quad (۴۵-۳)$$

$$K_{sf} = \frac{E_s}{1 - \vartheta_s^2} \frac{I}{R^3} \quad (۴۶-۳)$$

در فرمول‌های ۴۵-۳ و ۴۶-۳، E_s مدول یانگ سیستم نگهداری، ϑ_s نسبت پواسون سیستم نگهداری

و e ضخامت سیستم نگهداری (پوشش بتنی) است.

با در نظر گرفتن معادله ۴۴-۳ مشاهده می‌شود که واحد سختی، فشار بخش‌بر طول است.

I ممان اینرسی سطح است و برای یک رینگ پیوسته برابر است با [۳۳]:

$$I = \frac{e^3}{12} \quad (۴۷-۳)$$

در مورد پوشش سگمنتی مقدار I به صورت زیر به دست می‌آید [۳۳]:

$$I = I_j + \left(\frac{4}{n}\right)^2 \frac{e^3}{12} \text{ and } n > 4 \quad (۴۸-۳)$$

که در آن $I_j = \frac{a^3 e^3}{12}$ ، n تعداد مفاصل پوشش سگمنتی و a میزان کاهش ممان اینرسی در

محل مفاصل پوشش سگمنتی است.

بخش الاستیک از منحنی مشخصه سیستم نگهداری، یعنی قسمت افقی که از نقطه R شروع

می‌شود به وسیله فشار حداکثری P_s^{max} تعریف می‌شود، که سیستم نگهداری می‌تواند تا قبل از بسته

شدن تحمل کند.

۳-۳-۵- رسم منحنی تغییر شکل طولی زمین

منحنی تغییر شکل طولی زمین در حقیقت بینش و فهم این که چطور نگهداری به سرعت شروع به تماس با توده سنگ پشت جبهه کار تونل می کند را نشان می دهد. در فاصله x از سینه کار جابه جایی شعاعی u_r است. وقتی که فاصله x به اندازه کافی بزرگ شود، جابه جایی شعاعی به حداکثر مقدار خود می رسد (u_r^M) . برای مقادیر منفی x ، یعنی جلوی سینه کار، جابه جایی های شعاعی کاهش می یابد؛ و این جابه جایی به طور معمول جلوی سینه کار به صفر می رسد [۱۳].

پانت در سال ۱۹۹۵ رابطه زیر را بین جا به جایی شعاعی و فاصله از سینه کار پیشنهاد می دهد:

$$\frac{u_r}{u_r^M} = 0.25 + 0.75 \left[1 - \left(\frac{0.75}{0.75 + \frac{x}{R}} \right)^2 \right] \quad (۴۹-۳)$$

این رابطه که برای مقادیر مثبت x اعمال می شود در شکل ۳-۱۲ کشیده شده است. محور افقی این دیاگرام، نسبت $\frac{x}{R}$ و محور عمودی نسبت $\frac{u_r}{u_r^M}$ را معرفی می کند.

چرن^۱ و همکاران در سال ۱۹۹۸ مقادیر اندازه گیری شده همگرایی در نزدیکی سینه کار را برای یک تونل در پروژه مغار نیروگاه مینگتان^۲ ثبت کردند. داده های اندازه گیری شده مثل نقطه هایی در شکل ۳-۱۲ کشیده شدند. بر اساس این داده ها هوک در سال ۱۹۹۹ رابطه هماهنگ شده با آن را بین جابه جایی شعاعی و فاصله از سینه کار به دست آورد [۱۳]:

$$\frac{u_r}{u_r^M} = \left[1 + \exp \left(\frac{-\frac{x}{R}}{1.10} \right)^{-1.7} \right] \quad (۵۰-۳)$$

این رابطه نیز در شکل ۳-۱۲ کشیده شده است.

بررسی نمودارهای کشیده شده به وسیله دو معادله قبلی نشان می دهد که حداکثر جابه جایی شعاعی در تقریباً هشت برابر شعاع تونل پشت سینه کار اتفاق می افتد و این که تغییر شکل شعاعی در تقریباً

^۱. Chern

^۲. Mingtan

چهار برابر شعاع تونل پشت سینه کار صفر است؛ در خود سینه کار جابه‌جایی شعاعی تقریباً ۳۰٪ مقدار حداکثر آن است [۱۳]. شکل ۳-۱۲ هم‌چنین پیشنهاد می‌دهد که تقریب الاستیک که به‌وسیله معادله پانت^۱ تعریف شده است، مقدار جابه‌جایی شعاعی را بیشتر از مقدار واقعی برآورد کرده و در نتیجه بار کمتری برآورد می‌شود.

به‌طور ایده‌آل، برای تونل‌هایی که بر طبق روش همگرایی - همجواری طراحی می‌شوند، منحنی تغییر شکل طولی زمین باید از داده‌های اندازه‌گیری شده شبیه به آنچه چرن^۲ و همکاران در سال ۱۹۹۸ انجام داده بودند، ساخته شود. که این‌چنین اطلاعاتی زمانی که موجود نیست، منحنی تغییر شکل طولی زمین می‌تواند از طریق مدل‌های عددی که همان پارامترهای الاستیکی را در نظر می‌گیرد که در ساخت منحنی عکس‌العمل زمین هم ساخته شده بود، نیز ایجاد شود [۱۳].

به‌طور متناوب و به‌عنوان یک تقریب اولیه این نمودار می‌تواند از رابطه هوک نیز ارزیابی شود.

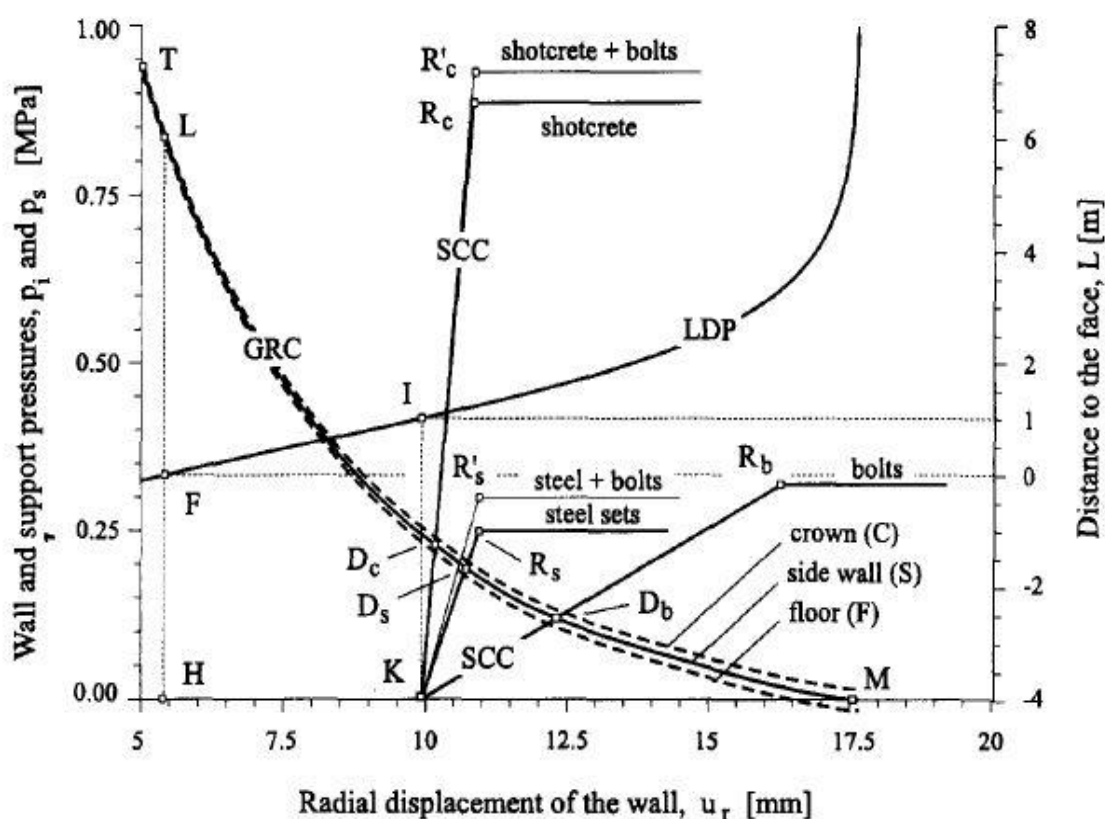
۳-۳-۶- تعیین بار وارده بر پوشش با روش همگرایی - همجواری

یکی از روش‌های تعیین بار وارده بر سیستم نگهدارنده استفاده از روش منحنی اندرکنش زمین-سیستم نگهدارنده است. این منحنی را می‌توان با استفاده از فرمول‌بندی تحلیلی معرفی شده و یا توسط مدل‌سازی عددی رسم نمود.

با ترسیم منحنی واکنش زمین، منحنی تغییر شکل طولی زمین و منحنی نگهدارنده به‌صورت یکجا، می‌توان بار وارده بر پوشش را تعیین کرد. برای نمونه توضیح آن در شکل زیر داده می‌شود:

^۱. Panet

^۲. Chern



شکل ۳-۱۵: تعیین بار وارده بر پوشش با روش همگرایی - همجواری [۱۳]

برای این منظور با توجه به شکل ۳-۱۵ ابتدا روی محور عمودی سمت راست فاصله سیستم نگهداری از سینه کار مشخص می‌شود، سپس آن را به صورت افقی ادامه داده تا نمودار منحنی طولی جابه‌جایی را قطع نماید؛ در مرحله بعد به صورت عمودی به سمت پایین حرکت کرده تا محور افقی جابه‌جایی را قطع کند. به این ترتیب محل شروع منحنی مشخصه نگهداری (u_{in}) تعیین می‌شود؛ در مرحله بعد می‌توان از محل تقاطع منحنی واکنش زمین و منحنی مشخصه سیستم نگهداری میزان بار وارده بر پوشش را تعیین کرد.

۳-۴- روش عددی

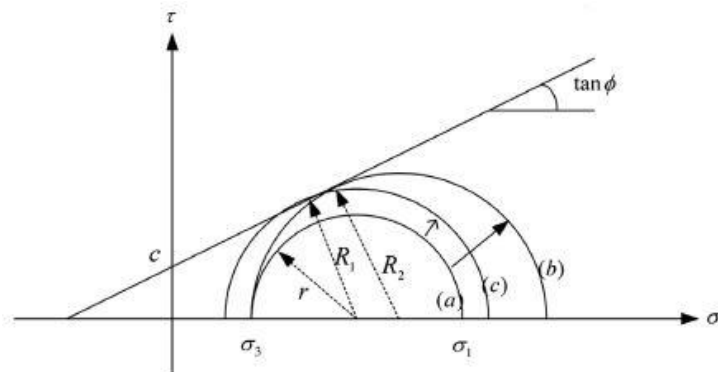
با توجه به پیشرفت روزافزون در روند محاسبات عددی و افزایش سرعت و قابلیت‌های نرم‌افزارهای عددی، این روش‌ها مورد مقبولیت طراحان و مهندسان قرار گرفته‌اند. در روش عددی بر اساس تحلیل

تنش - جابجایی منطقه پلاستیک تعیین و بارسنگ محاسبه می‌شود. همچنین بر طبق کار انجام شده توسط یو و همکاران در سال ۲۰۰۸ می‌توان بر اساس مدل‌سازی و محاسبه ضریب ایمنی موضعی برای هر المان، منطقه آزادشده^۱ را محاسبه کرد. در تحقیق حاضر بر اساس دو روش ذکرشده فوق، محاسبه بارسنگ انجام گرفته است. در زیر به توضیح بیشتر در خصوص روش دوم پرداخته می‌شود:

۳-۴-۱- ضریب ایمنی موضعی

در تحلیل عددی حالت تنش‌ها در هر المان در ترم‌های تنش σ_1 و σ_3 همان طور که در شکل ۳-۱۶ نشان داده شده است بیان می‌شود. این حالت تنش در حالت کلی بوسیله دایره موهر نشان داده می‌شود. نسبت شعاع دو دایره یعنی $\frac{R_1}{r}$ یا $\frac{R_2}{r}$ ضریب ایمنی موضعی نامیده می‌شود. این نسبت را می‌توان به صورت نسبت $\frac{Strength}{stress}$ نیز شناخت. تعریف این نسبت به صورت زیر است [۳۴]:

$$FS = \frac{R_2}{r} = \frac{\sigma_3 - \sigma_{1f}}{\sigma_3 - \sigma_1} \quad (۳-۵۱)$$



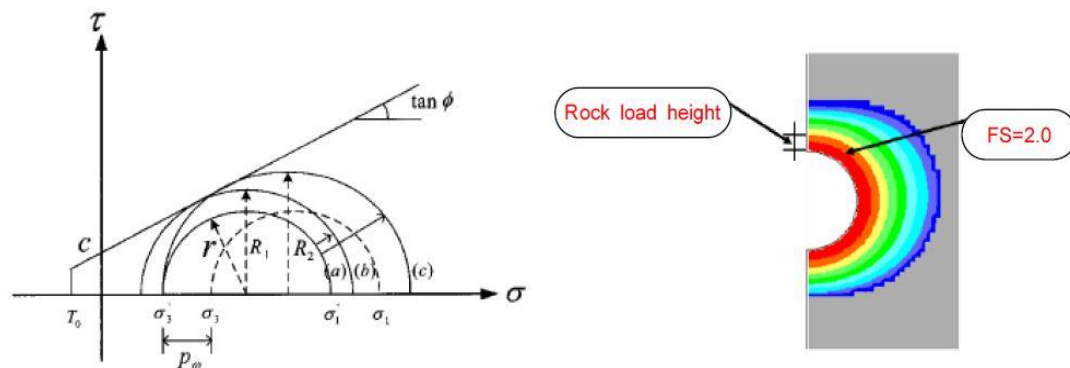
شکل ۳-۱۶: ضریب ایمنی موضعی [۱۷]

و حداکثر تنش اصلی در لحظه شکست σ_{1f} به صورت رابطه ۳-۵۲ است [۳۵]:

$$\sigma_{1f} = \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) \sigma_3 - 2c \sqrt{\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}} \quad (۳-۵۲)$$

^۱ . relaxed zone

در این تحقیق ضریب ایمنی موضعی با این فرض که شکست با افزایش σ_1 اتفاق می‌افتد و σ_3 ثابت و بدون تغییر باشد انجام می‌شود. انتظار می‌رود که اندازه منطقه آزاد شده که به وسیله حفر تونل ایجاد می‌شود به وسیله پیدا کردن کنطوره‌های ضریب ایمنی موضعی ۲ یا ۳ برای پوشش بتنی یافت شود [۳۴]. چیزی که بیان شد در شکل زیر نیز نشان داده شده است:



شکل ۳-۱۷: ارتفاع بارسنگ مطابق با ضریب ایمنی موضعی ۲ یا ۳ [۳۴]

۳-۵- جمع‌بندی

در این فصل روش‌های تجربی که در زمین‌های مچاله شونده و غیر مچاله شونده کاربرد دارند، معرفی شد؛ همچنین سعی شد تا مبنای توسعه و زمینه کاربرد این روش‌ها بیان شود. در ادامه روش تحلیلی همگرایی - همجواری نیز معرفی شد و در انتها روش‌های مختلف عددی که با آن به محاسبه بارسنگ پرداخته می‌شود نیز بیان شد.

روش‌های تجربی اصولاً جواب‌هایی به ما می‌دهد که از دقت لازم برخوردار نیست و نمی‌تواند مبنای طراحی‌ها قرار گیرد اما با استفاده از آن می‌توان یک دید کلی نسبت به فشار وارد بر سیستم نگهداری در قسمت‌های مختلف به دست آورد؛ روش تحلیلی همگرایی - همجواری نیز با وجود فرضیه‌های ساده‌سازی که در آن به کار گرفته شده است در برخی شرایط حتی اگر این فرضیه‌ها نقض شود هنوز هم می‌تواند کاربرد داشته باشد.

در فصل بعد به معرفی طرح تونل انتقال آب بازی‌دراز پرداخته می‌شود.

فصل چهارم

معرفی طرح تونل انتقال آب بازی دراز

۴-۱- مقدمه

در این فصل ابتدا به معرفی انواع تونل‌های انتقال آب پرداخته می‌شود و در ادامه به‌منظور به دست آوردن یک دید کلی از مشخصات اجرایی پروژه تونل انتقال آب بازی دراز به آشنایی و معرفی این پروژه در بخش‌های مختلف پرداخته می‌شود.

یکی از انواع تونل‌ها، تونل‌های انتقال آب هستند که امروزه در دنیا به لحاظ آبرسانی به شهرها و یا مراکز صنعتی از اهمیت خاصی برخوردارند. تونل‌های انتقال آب را از لحاظ کاربری می‌توان به دو دسته تحت فشار و بدون فشار (جریان آزاد) طبقه‌بندی کرد.

تونل‌های تحت فشار، عمدتاً برای انتقال آب از مخازن سدها به محل نیروگاه‌های برقابی مورد استفاده قرار می‌گیرند. از نقطه نظر مهندسی ژئوتکنیک، مسیریابی، تعیین پروفیل تونل در صفحه عمودی و طراحی و اجرای این‌گونه تونل‌ها به‌نحوی که در طول عمر مفید پروژه به صورتی ایمن مورد استفاده قرار گیرند، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. از تونل‌های تحت فشار که در کشور ایران در حال بهره‌برداری و یا اجرا است می‌توان به تونل‌های تحت فشار کرخه، کارون ۳، مسجد سلیمان، کارون ۴، گتوند علیا، سد بختیاری و رودبار اشاره کرد.

تونل‌های بدون فشار یا با جریان آزاد، عموماً برای مقاصد آبرسانی به شهرها و زمین‌های کشاورزی بکار می‌روند. طول این تونل‌ها معمولاً زیاد و دارای سطح مقطع‌های مختلفی می‌باشند. از دیدگاه پایداری، طراحی این تونل‌ها با تونل‌های تحت فشار کاملاً متفاوت است و پایداری آن‌ها بیشتر تحت عوامل طبیعی مانند ساختارهای زمین شناسی و جنس توده سنگ اطراف تونل، کنترل می‌شود. بنابراین در این نوع تونل‌ها باید توجه خاصی به وضعیت جابجایی‌های توده سنگ اطراف تونل شود.

۴-۲- موقعیت جغرافیایی

تونل بازی دراز از دو بخش پرتال شرقی و غربی تشکیل شده که بخش غربی آن حد فاصل شهرستان‌های قصرشیرین و گیلانغرب در استان کرمانشاه و بخش شرقی آن در مجاورت روستای آب باریک در شهرستان سرپل ذهاب در استان کرمانشاه است [۳۶].

مختصات جغرافیایی تونل در سیستم مرکاتور (UTM) در جدول ۴-۱ آورده شده است:

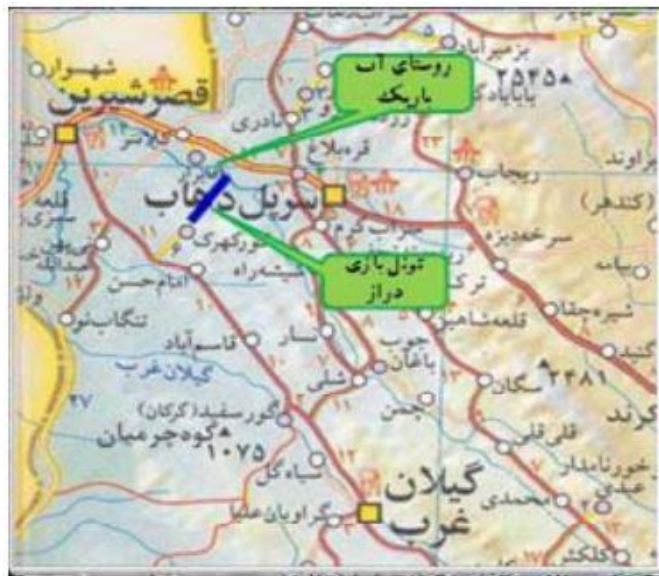
جدول ۴-۱: مختصات جغرافیایی دهانه تونل [۳۶]

ارتفاع از سطح آب‌های آزاد	Y	X	
۵۴۷/۱۱	۳۸۱۰۲۵۱/۸۵۷	۵۷۳۲۹۷/۳۱۷	مختصات دهانه ورودی
۵۴۰/۴۰	۳۸۰۶۳۸۶/۷۹۷	۵۶۵۸۵۰/۶۱۱	مختصات دهانه خروجی

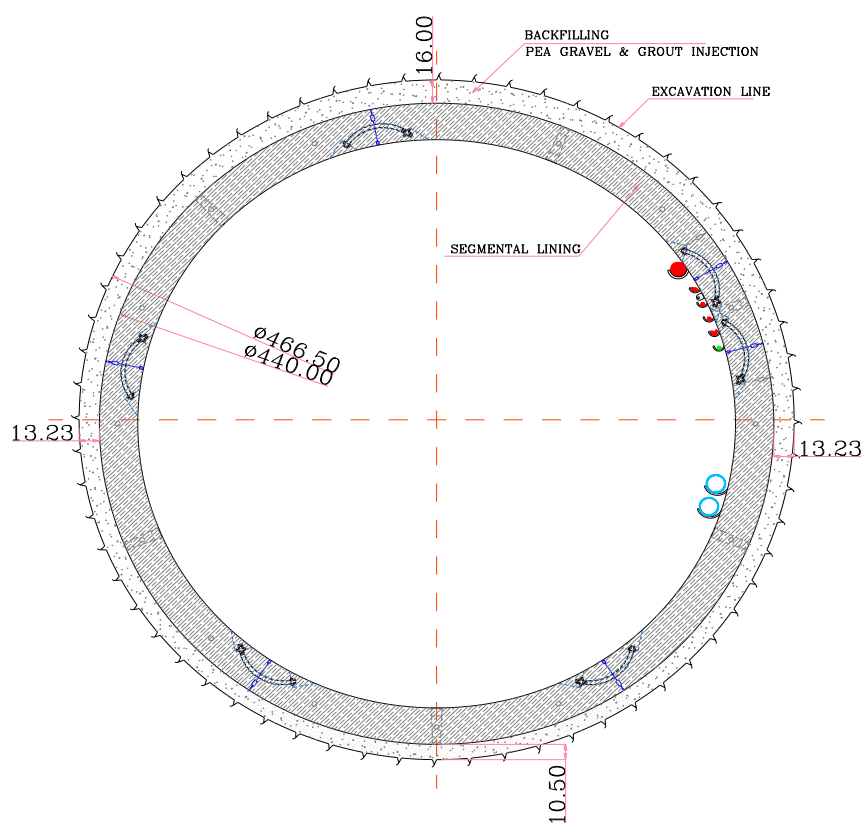
طول کلی تونل بازی دراز از ورودی تا خروجی حدود ۸۴۰۰ متر می‌باشد. مقطع عرضی تونل به صورت دایره‌ای با قطر حفاری حدود ۶/۸ متر و قطر تمام شده ۶ متر بوده و شیب طولی تونل در حدود ۰/۰۸ درصد است و حداکثر ظرفیت انتقال آب این تونل ۴۲ متر مکعب بر ثانیه می‌باشد [۳۶].

مقطع هندسی تونل و وضعیت قرارگیری سیستم نگهداری در آن و موقعیت تونل انتقال آب بازی

دراز در شکل ۴-۱ و ۴-۲ نشان داده شده است:



شکل ۴-۱: موقعیت تونل انتقال آب بازی دراز [۳۶]



شکل ۴-۲: مقطع هندسی تونل و وضعیت قرارگیری سگمنت بتنی (ابعاد به سانتیمتر) [۳۶]

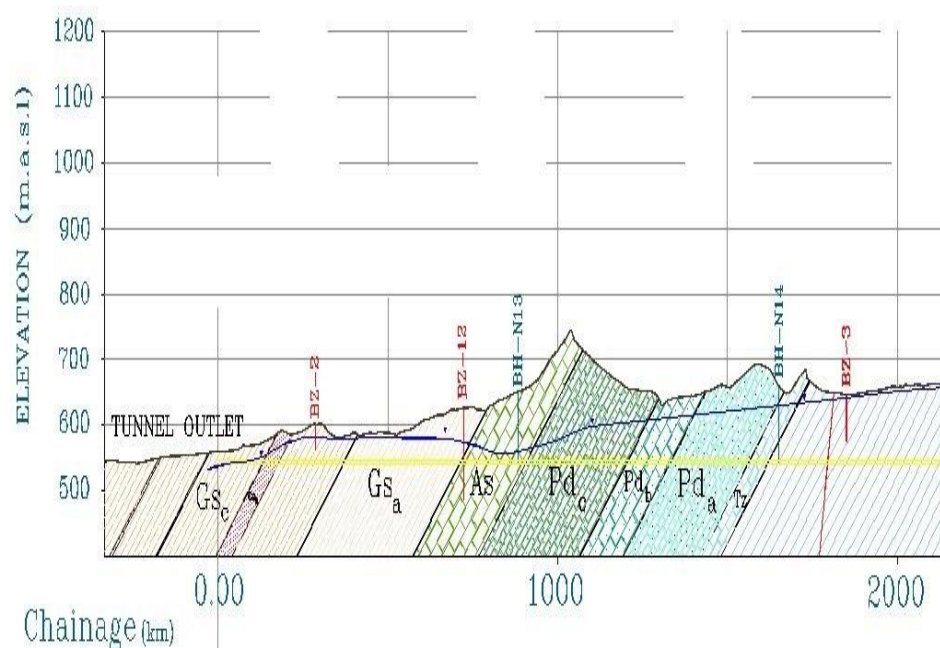
۳-۴- زمین شناسی و ویژگی‌های ژئومکانیکی توده سنگ:

گستره تونل انتقال آب بازی‌دراز بخشی از یک تاق‌دیس طویل با درازایی بیش از ۵۰ کیلومتر است. در تاق‌دیس مورد اشاره هسته تاق‌دیس را سازند گورپی شکل داده است که از طبقات شیلی همراه با میان لایه‌های نازک آهک مارنی تشکیل شده است و به علت فرسایش پذیری بالای این سازند از ارتفاعات بخش محوری تاق‌دیس تا حدودی کاسته شده و به صورت نسبتاً همواری درآمدہ است.

جدول ۲-۴: ویژگی‌های سازندهای چینہ شناسی [۳۶]

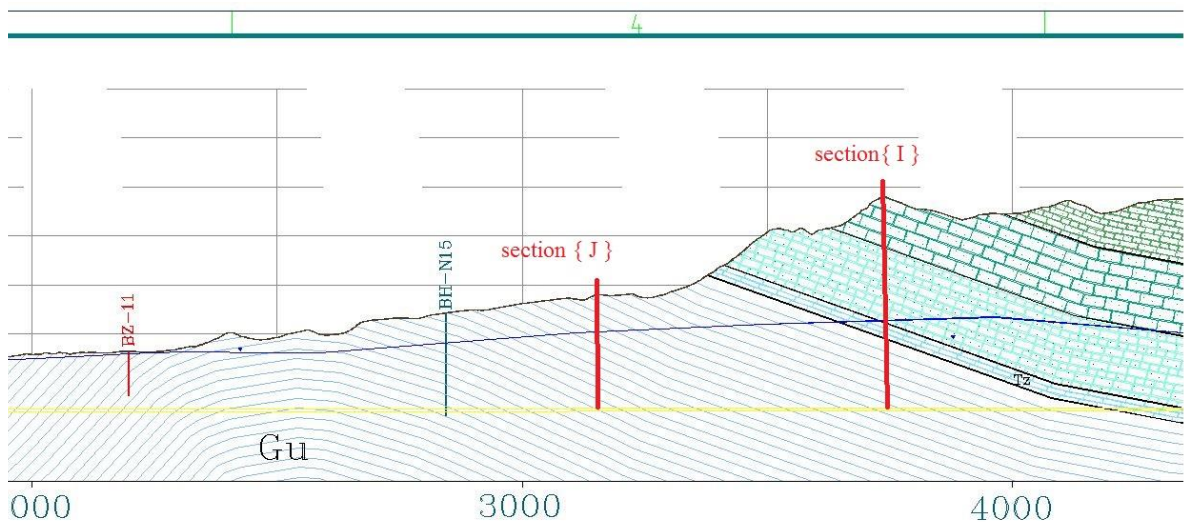
ردیف	نام واحد	علامت اختصاری	لیتولوژی غالب	ضخامت در مسیر تونل (متر)
۱	گورپی	Gu	شیل و به ندرت مارن	۲۵۳۷
۲	تله زنگ	Tz	آهک قهوه ای	۵۰۸
۳	پابده	Pb_a	توالی شیل و آهک رسی نازک تا متوسط لایه	۵۲۴
۴	پابده	Pb_b	توالی آهک رسی و شیل متوسط تا ضخیم لایه	۲۹۳
۵	پابده	Pb_c	توالی شیل و آهک رسی نازک تا متوسط لایه	۱۴۶۱
۶	آسماری	As	آهک ضخیم تا متوسط لایه	۲۶۹
۷	گچساران	Ga_a	انیدریت، مارن بامیان لایه های نازک ماسه آهکی	۸۱۶
۸	گچساران	Ga_b	ماسه آهکی ضخیم لایه	۹۶۴
۹	گچساران	Ga_c	مارن قرمز و انیدریت با میان لایه های ضخیم ماسه آهکی	۴۸
۱۰	میشان	Mn	مارن خاکستری تا سبز به همراه میان لایه های ماسه سنگ و آهک رسی	۱۵۹
۱۱	آغاجاری	Aj	توالی مارن قرمز، سیلت استون و ماسه سنگ قرمز	۷۴۸
۱۲	بختیاری	Bk	کنگلومرای سخت همراه عدسی هایی از گرینستون و ماسه سنگ	رخنمون ندارد

در طرفین هسته تاقدیس به ترتیب سازندهای تله‌زنگ، پابده، آسماری، گچساران، آغا‌جاری و بختیاری شکل گرفته‌اند که بنا بر شاخص‌های مقاومتی و فرسایش‌پذیری تفاوت‌هایی در مرفولوژی تاقدیس پدید آورده‌اند [۳۶]. در شکل ۳-۴ تا ۶-۴ مقطع زمین‌شناسی مسیر تونل و سازندهای مختلف تشکیل‌دهنده آن نشان داده شده و خصوصیات ژئومکانیکی هر سازند در آن ارایه شده است. همچنین شرح مختصری از هر یک از سازندهای مسیر تونل به همراه لیتولوژی غالب در جدول ۲-۴ آورده شده است.



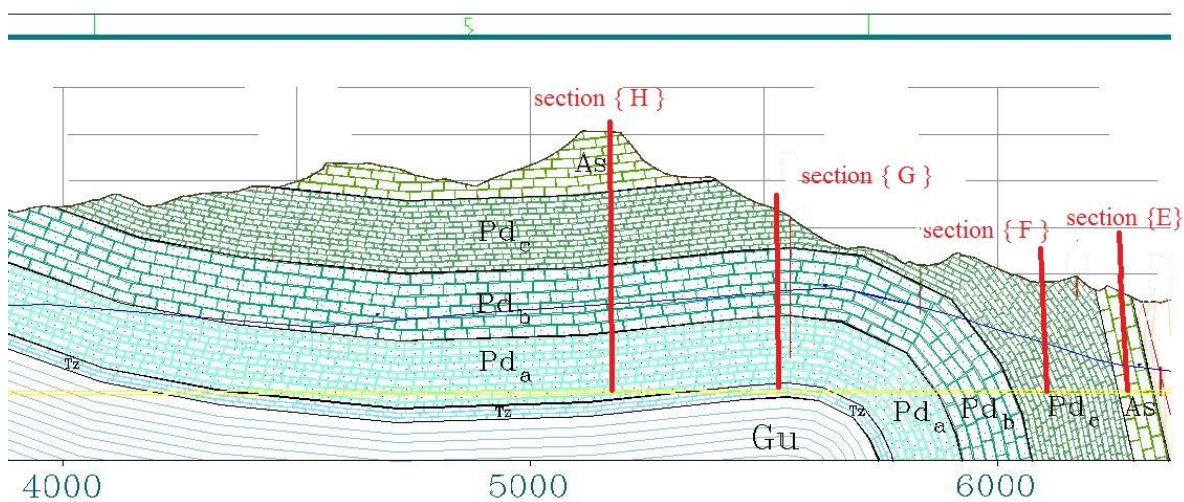
Stratigraphic Unit	Gachsaran			Asmari	Pabdeh			TZ Gurpi
Lithology	Marl Snds. Sely. Anhd.	Marl Snds. Sely. Anhd.	Marl, anhydrite Sely. snde.	Limestone	Shale, Arg.lms.	Limestone Shale	Shale, Arg.lms.	Argillaceous and Marl
Layer Thickness	Thin to Moderate	Thin to Moderate	Moderate to Thick	Thick to Med.	Thin to Moderate	Moderate to Thick	Thin to Moderate	Laminated
Engineering Geological Type*	RT-1	RT-1	RT-3	RT-4	RT-5	RT-6	RT-7	RT-9

شکل ۳-۴: مقطع طولی متر از ۰ تا ۲۰۰۰ متر تونل انتقال آب باز دراز [۳۶]



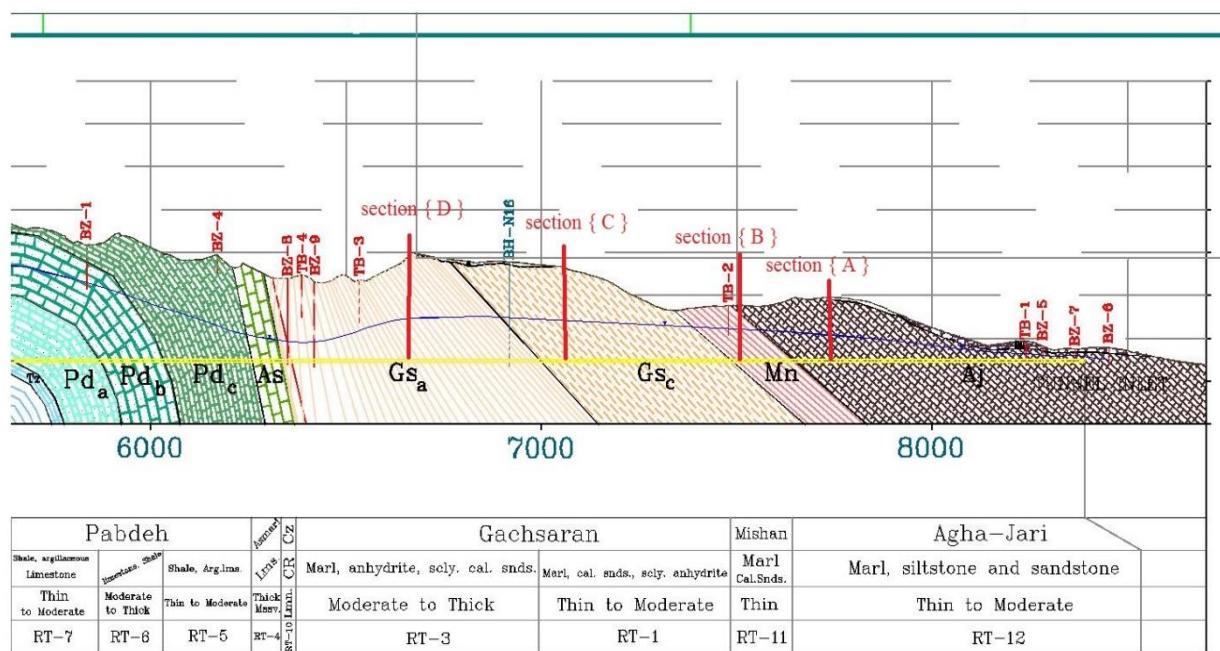
Gurpi	Gurpi	TZ
Argillaceous and Marl	Argillaceous and Marl	Lms.
Folded, Laminated to Thin	Folded, Laminated to Thin	Thick
RT-9	RT-9	RT-8

شکل ۴-۴: مقطع طولی متر از ۲۰۰۰ تا ۴۰۰۰ متر تونل انتقال آب بازی دراز [۳۶]



TZ	Pabdeh	Tale-Zang	Pabdeh	As
Lms.	Shale, Argillaceous limestone	Lms.	Shale, argillaceous Limestone	Lms.
Thick	Thin to Moderate	Thick	Thin to Moderate	Thick
RT-8	RT-7	RT-8	RT-7	RT-6

شکل ۵-۴: مقطع طولی متر از ۴۰۰۰ تا ۶۰۰۰ متر تونل انتقال آب بازی دراز [۳۶]



شکل ۴-۶: مقطع طولی متر از ۶۰۰۰ تا ۹۰۰۰ متر تونل انتقال آب بازی دراز [۳۶]

۴-۴- مطالعات آزمایشگاهی و تعیین پارامترهای مقاومتی

به منظور آگاهی از رفتار توده سنگ و خصوصیات مکانیکی آن لازم است آزمایش‌هایی در مقیاس بزرگ انجام شود تا با اطمینان کافی بحث رفتار توده سنگ مورد بررسی قرار گیرد. روشن است که نتایج آزمایش‌های آزمایشگاهی نمی‌توانند مبنای طراحی‌ها قرار گیرند، زیرا به ندرت اتفاق می‌افتد که رفتار توده سنگ، حتی با تقریب، مشابه رفتار سنگ بکر باشد. اینجاست که نقش و جایگاه آزمایش‌های برجا آشکار می‌گردد. نکته‌ای که استفاده از این ابزار را محدود می‌سازد، هزینه‌های بسیار بالای این آزمایش‌هاست. برای جلوگیری از صرف این هزینه‌ها، مطالعات زیادی انجام شده است تا نتایج آزمایش‌های آزمایشگاهی با دقت کافی به نتایج آزمایش‌های برجا مرتبط گردد [۳۷].

اطلاعات موجود در خصوص تونل بازی دراز مربوط به پارامترهای مقاومتی توده سنگ نیز در گزارش زمین‌شناسی منطقه موجود بوده و در جدول ۳-۴ برای مقاطع مختلف مورد استفاده در تحلیل‌ها ارایه

شده است. این داده ها با استفاده از نرم افزار RocData v4 و بر اساس معیار مقاومتی هوک براون در این نرم افزار استخراج و ثبت شده است.

جدول ۴-۳: مشخصات توده سنگ در مقاطع مختلف مورد استفاده در تحلیل ها [۳۶]

شماره	Section	C (MPa)	ϕ (Degree)	E (GPa)	θ	γ (gr/cm^3)
۱	A	۰/۶	۴۱	۵/۶	۰/۲۴	۲/۳
۲	B	۰/۶۱	۴۳	۵/۹	۰/۲۵	۲/۳۵
۳	C	۰/۶۸	۳۶	۳/۸	۰/۲۴	۲/۴۵
۴	D	۰/۷۹	۳۵	۶/۱	۰/۲۷	۲/۴۵
۵	E	۱/۲	۴۴	۱۰/۱	۰/۲۷	۲/۵۵
۶	F	۰/۶۹	۳۱	۴/۸	۰/۲۷	۲/۶
۷	G	۱/۷	۴۱	۱۲/۵	۰/۲۶	۲/۵
۸	H	۰/۸۵	۲۷	۴/۱	۰/۲۷	۲/۶
۹	I	۰/۸۷	۲۷	۴/۴	۰/۲۶	۲/۵۲
۱۰	J	۰/۶۲	۳۲	۴/۴	۰/۲۶	۲/۵۲

در جدول ۴-۴ نیز پارامترهای ژئوتکنیکی واحدهای مختلف زمین شناسی مسیر تونل انتقال آب بازی دراز به تفکیک هر مقطع آورده شده است.

در ضمن محل و مترائ قرارگیری مقاطع A تا J در شکل های ۴-۳ تا ۴-۶ نشان داده شده است.

که بر اساس تغییر در جنس لیتولوژی و ارتفاع روباره انتخاب شده است.

برای مدل کردن مقاطع ناپیوسته (مقاطع F و H)، لازم است که خصوصیات مورد نیاز برای

مدل سازی در محیط ناپیوسته در جدول هایی ارائه شود. پارامترهای مربوط به مقاومت برشی

ناپیوستگی ها، شیب و جهت شیب و... در جدول های ۴-۵ و ۴-۶ ارائه شده است.

جدول ۴-۴: پارامترهای ژئوتکنیکی واحدهای مختلف زمین شناسی مسیر تونل [۳۶]

شماره	Section	RQD	N	Q	RMR
۱	A	۶۰-۷۰	۵/۹۹	۲/۴	۴۰
۲	B	۴۵-۵۵	۳/۴۶	۱/۳۸	۳۸
۳	C	۷۵-۸۵	۵/۳۶	۱/۹۷	۴۱
۴	D	۸۵-۹۵	۶/۰۳	۲/۲۱	۴۶
۵	E	۵۵-۶۵	۸/۳۳	۵	۴۹
۶	F	۶۰-۶۵	۲/۷۷	۱/۱۴	۳۷
۷	G	۵۵-۶۰	۱۱/۴	۴/۵۶	۴۶
۸	H	۷۰-۷۵	۳/۲۳	۱/۳۳	۳۸
۹	I	۸۵-۹۵	۸/۳	۱/۶۶	۳۹
۱۰	J	۸۵-۹۵	۸/۳	۱/۶۶	۳۹

جدول ۴-۵: شیب و جهت شیب ناپیوستگی‌ها [۳۶]

دسته‌درازه ۲		دسته‌درازه ۱		شماره مقطع
فاصله‌داری (mm)	جهت شیب/ شیب	فاصله‌داری (mm)	جهت شیب/ شیب	
۱۵۰	۳۵/۳۲۴	۳۵۰	۵۵/۱۴۵	F
۱۰۰	۸۰/۱۷۰	۳۰۰	۷۵/۲۵۵	H

جدول ۴-۶: خصوصیات ناپیوستگی‌ها برای واحدهای زمین شناسی مسیر تونل [۳۶]

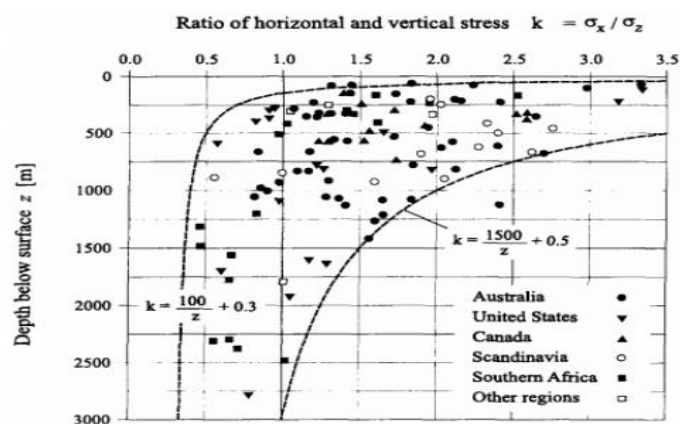
شماره مقطع	JCS(MPa)	JRC	φ (Degree)	c (MPa)
F	۱۰-۲۰	۶-۸	۲۳	۰/۰۶
H	۱۰-۲۰	۶-۸	۲۲	۰/۰۶

از آنجا که در تونل بازی دراز هیچ گونه آزمایشی برای تعیین نسبت تنش های برجا انجام نشده است روش های برآورد این پارامتر نیز در جدول ۴-۷ ارایه شده و در ادامه ضمن برآورد این پارامتر نتایج حاصله از برآورد در جدول ۴-۸ درج شده است.

جدول ۴-۷: روش های مختلف برآورد نسبت تنش

منبع	فرمول	محل برداشت داده ها	حداکثر عمق کاربرد (m)	نام روش	شماره
[۳۸]	$\frac{100}{z} + 0.3 < k < \frac{1500}{z} + 0.5$	جهانی	۳۰۰۰	هوک و براون ۱۹۸۰	۱
	$\frac{100}{z} + 0.3 < k < \frac{440}{z} + 0.5$	چین	۵۰۰	لی ۱۹۸۶	۲
	$0.33 + 9.5E_h(0.001 + \frac{1}{z})$	هند	-	شثوری ۲۰۰۱	۳
	$\frac{72}{z} + 0.66 < k < \frac{110}{z} + 1.3$	هنگ کنگ	۲۰۰	رومل ۲۰۰۲	۴

همان طور که در شکل ۴-۷ دیده می شود نسبت تنش افقی به عمودی به طور معمول محدود به مقدار حداقل ۰/۵ و حداکثر ۳/۵ است. بنابراین مقادیر حداکثر بر طبق رابطه هوک و براون که بیشتر از این مقدار برآورد زده شده است، غیر واقع بینانه به نظر می رسد.



شکل ۴-۷: مقادیر مرتبط به نسبت تنش افقی به عمودی [۱۳]

بر طبق توضیحات بالا و با توجه به اینکه مقادیر اکثر روابط با توجه به جدول ۴-۸، عددی بین ۰/۵ تا ۲ را برآورد کرده‌اند لذا برای تحلیل حساسیت نسبت تنش مقادیر ۰/۵، ۱، ۱/۵ و ۲ در نظر گرفته شد.

جدول ۴-۸: نتایج برآورد k برای مقاطع مختلف

نام مقطع	عمق تونل (m)	هوک و براون		لی ۱۹۸۶		رومل		شئوری
		k_{min}	k_{max}	k_{min}	k_{max}	k_{min}	k_{max}	k
A	۱۴۵	۰/۹۹	۱۰/۸۴	۰/۹۹	۳/۵۳	۱/۱۵	۲/۰۶	۰/۸۳
B	۱۲۸	۱/۰۸	۱۲/۲۲	۱/۰۸	۳/۹۴	۱/۲۲	۲/۱۶	۰/۹۴
C	۲۱۷	۰/۷۶	۷/۴۱	۰/۷۶	۲/۵۳	۰/۹۹	۱/۸۱	۰/۵۶
D	۲۵۰	۰/۷	۶/۵	۰/۷	۲/۲۶	۰/۹۵	۱/۷۴	۰/۷۲
E	۲۱۶	۰/۷۶	۷/۴۴	۰/۷۶	۲/۵۴	۰/۹۹	۱/۸۱	۰/۳۸
F	۲۳۴	۰/۷۳	۶/۹۱	۰/۷۳	۲/۳۸	۰/۹۷	۱/۷۷	۰/۶۵
G	۴۵۰	۰/۵۲	۳/۸۳	۰/۵۲	۱/۴۷	۰/۸۲	۱/۵۴	۰/۷۷
H	۵۵۰	۰/۴۸	۳/۲۲	۰/۴۸	۱/۳	۰/۷۹	۱/۵	۰/۴۷
I	۴۳۳	۰/۵۳	۳/۹۶	۰/۵۳	۱/۵۲	۰/۸۲	۱/۵۵	۰/۵۱
J	۱۳۵	۱/۰۴	۱۱/۶۱	۱/۰۴	۳/۷۶	۱/۱۹	۲/۱۱	۰/۴۳

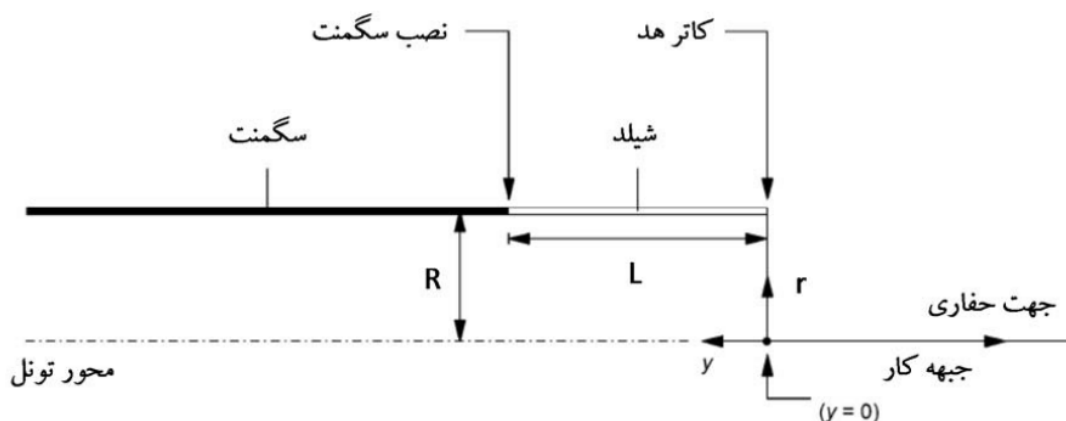
۴-۵- مشخصات سیستم نگهداری تونل انتقال آب بازی دراز:

سیستم نگهداری در تونل‌هایی که با ماشین تونل زنی تمام مقطع حفاری می‌شوند عموماً از نوع سگمنت های بتنی هستند که در تمام محیط تونل به صورت یک سیستم یکپارچه نصب می‌شوند. در روش‌های حفاری با دستگاه‌های مکانیزه که نگهداری دائم تونل از طریق نصب بتن‌های پیش‌ساخته صورت می‌گیرد، تهیه و تولید این قطعات پیش‌ساخته، از جمله موارد بسیار مهم، پرهزینه و زمان‌بر پروژه‌ها می‌باشد.

در شکل زیر شمای کلی از نحوه حفاری تونل با دستگاه TBM و متغیرهای هندسی وابسته به تونل

و دستگاه نشان داده شده است:

$$R=3\text{ m} \quad r=3.4 \quad L=10\text{ m}$$



شکل ۴-۸: مشخصات متغیرهای هندسی وابسته به تونل و دستگاه TBM [۳۶]

مقطع تونل به صورت دایره‌ای است که قطر داخلی رینگ ۶ متر بوده و ضخامت ۳۰ سانتی‌متر بر اساس مطالعات طرح سازه‌ای پوشش تونل تعیین شده است. مدول الاستیسیته پوشش سگمنتی ۳۵ گیگا پاسکال و فاصله کله حفار تا محل نصب سگمنت ۱۰ متر می‌باشد. در جدول زیر مشخصات سیستم نگهداری تونل انتقال آب بازی دراز آورده شده است.

جدول ۴-۹: مشخصات سیستم نگهداری (سگمنت بتنی) مورد استفاده در روش تحلیلی [۳۶]

پارامتر	واحد	مقدار
مقاومت فشاری تک محوره	MPa	40
مدول یانگ	GPa	30
نسبت پواسون	-	0.25
ضخامت	mm	300

۴-۶- ارزیابی مچاله شوندگی در مسیر تونل بازی دراز:

نتایج حاصل از بررسی مچاله شوندگی توده سنگ‌های مسیر تونل انتقال آب بازی دراز نشان می‌دهد که این تونل در مقطع H رفتاری مچاله شونده دارد. صحت این موضوع در جدول ۴-۱۰ نشان داده شده است.

جدول ۴-۱۰: بررسی رفتار مچاله شوندگی در مقطع H تونل انتقال آب بازی دراز

روش ارزیابی مچاله شوندگی				نام مقطع
روش های کمی (نیمه تجربی)		روش های کیفی (تجربی)		
هوک و مارینوس ۲۰۰۰	جتوا ۱۹۸۴	گوئل ۱۹۹۵	سینگ ۱۹۹۲	
****	*****	*****	**	H
*بدون مچاله شوندگی **مچاله شونده ***مچاله شوندگی کم ****مچاله شوندگی متوسط *****مچاله شوندگی زیاد				

۴-۷- جمع‌بندی:

در این فصل به معرفی طرح تونل انتقال آب بازی دراز پرداخته شد و خصوصیات مقاومتی سنگ‌ها و درزه‌های منطقه و مشخصات سیستم نگهداری نصب‌شده در تونل نیز معرفی شد. در فصل بعد به محاسبه بارسنگ بر اساس روش‌هایی که اشاره شد پرداخته می‌شود.

فصل پنجم

برآورد بار سنگ با استفاده از روش های موجود

۵-۱- مقدمه

در این فصل بارسنگ وارده بر سیستم نگهداری تونل بازی دراز با استفاده از روش‌های تجربی، همگرایی همجواری و عددی برآورد شده است. ابتدا با روش‌های مختلف تجربی، برآورد بارسنگ انجام گرفته است. در ادامه، ضمن استفاده از معیارهای هوک براون و موهر کلمب برای تعیین آغاز رفتار پلاستیک توده سنگ و رسم نمودارهای روش همگرایی همجواری بارسنگ وارده بر سیستم نگهداری نیز محاسبه شده است. در انتها نیز با استفاده از ضخامت منطقه پلاستیک و ضریب ایمنی موضعی برآورد بارسنگ با مدل‌سازی عددی انجام گرفته است. همچنین نمودارهای روش همگرایی همجواری که در این فصل در ابتدا به صورت تحلیلی بدست آمده در انتهای فصل نیز با استفاده از روش عددی رسم شده و برآورد بارسنگ به این صورت نیز انجام گرفته است.

۵-۲- برآورد بارسنگ با روش‌های تجربی:

در این قسمت برآورد بارسنگ با روش‌های تجربی انجام گرفته است که در فصل سوم به آن‌ها اشاره شده و به محدودیت‌ها و نحوه توسعه این روش‌ها نیز پرداخته شده است.

در این جا سعی شده است برآورد بارسنگ برای مقاطع در نظر گرفته شده که موقعیت آن‌ها روی مقطع زمین شناسی مسیر تونل مشخص شده است انجام شود و به دلیل این که برخی از روش‌ها به صورت یک محدوده بارسنگ را پیشنهاد می‌دهد، برای مثال روش ترزاقی، برای این روش‌ها برآورد بارسنگ به دو صورت حد بالا و حد پایین انجام گرفته است.

در جدول ۵-۱ بارسنگ بدست آمده برای هر مقطع ارایه شده است.

جدول ۵-۱: برآورد میزان بارسنگ با روش‌های تجربی (واحد تمامی مقادیر مگاپاسکال می‌باشد)

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	
ترزاقی حد بالا	۰/۳۳۶	۰/۳۴۴	۰/۱۱	۰/۱۱	۰/۳۷	۰/۳۷	۰/۳۶	۰/۷۴۲	۰/۰۴	۰/۰۴	
ترزاقی حد پایین	۰/۱۰۷	۰/۱۱	۰/۰۴	۰/۰۴	۰/۱۲	۰/۱۲	۰/۱۱	۰/۳۸۹	۰	۰	
دیر حد بالا	۰/۱۸۴	۰/۱۸۸	۰/۱۱	۰/۰۴	۰/۲	۰/۲	۰/۲	۰/۷۴۲	۰/۰۴	۰/۰۴	
دیر حد پایین	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۴	۰	۰/۰۷	۰/۰۷	۰/۰۶	۰/۳۸۹	۰	۰	
سینگ حد بالا	۰/۲	۰/۲	۰/۱	۰/۱	۰/۲	۰/۲	۰/۲	۰/۴	۰/۰۴	۰/۰۴	
سینگ حد پایین	۰/۱	۰/۱	۰/۰۴	۰/۰۴	۰/۱	۰/۱	۰/۱	۰/۳	۰	۰	
اونال	۰/۰۹۲	۰/۰۹۷	۰/۰۹۴	۰/۰۸۸	۰/۰۸۷	۰/۱۱	۰/۰۹	-	۰/۱	۰/۱	
گوئل و جتوا	۰/۰۹	۰/۰۹۶	۰/۱۲۵	۰/۱۱	۰/۰۸۱	۰/۱۴۴	۰/۱۶	-	۰/۱۹۷	۰/۱۳۴	
بارتن	۰/۰۷۵	۰/۰۸۳	۰/۰۸	۰/۰۷۷	۰/۰۴۷	۰/۰۹۶	۰/۰۴	-	۰/۰۸۴	۰/۰۸۴	
باسین	۰/۱	۰/۰۹۸	۰/۱۱	۰/۱	۰/۰۶۴	۰/۱۳	۰/۰۵	۰/۱۲۴	۰/۱۱	۰/۱۱۵	
سینگ کوتاه مدت	۰/۰۷۲	۰/۰۷	۰/۰۷۷	۰/۰۷۴	۰/۰۴۵	۰/۰۹	۰/۰۴۵	-	۰/۰۹۵	۰/۰۷۴	
سینگ بلند مدت	۰/۰۸۲	۰/۰۸	۰/۰۸۸	۰/۰۸۴	۰/۰۵۱	۰/۱	۰/۰۵	-	۰/۱	۰/۰۸۵	
گوئل (عدد توده سنگ)	۰/۰۸۶	۰/۱۱	۰/۰۹۷	۰/۰۹۲	۰/۰۷۶	۰/۱۳	۰/۰۷۴	۰/۲۰۶	۰/۰۸۶	۰/۰۷۹	

پس از برآورد میزان بارسنگ با روش‌های تجربی ذکر شده مطابق جدول ۵-۱ توجه به نکات زیر ضروری است:

در خصوص روش‌های ترزاقی و دیر که بر مبنای نظریه قوس فشار به برآورد بارسنگ می‌پردازند همان طور که در فصل سوم نیز بیان شد، این روش‌ها فشار نگهداری متداولی را برای تونل‌های کوچک و برآوردی بیش از اندازه ایمن برای تونل‌های بزرگ و مغارها مهیا می‌کند. بنابراین انتظار می‌رود در مورد تونل بازی دراز این برآورد بیش از حد باشد.

در خصوص روش اونال نیز باید گفت که این روش در زمین مچاله شونده با هر اندازه‌ای از تونل غیر ایمن است و در مورد زمین غیرمچاله شونده در مورد تونل‌هایی با عرض ۶ تا ۹ متر مناسب است. که در مورد تونل بازی دراز نیز این اندازه از دهانه رعایت شده است.

رابطه باسین و گرمستند نیز فقط برای توده سنگ‌های ضعیف (Q کمتر از ۴) کاربرد دارد که در مقاطع A و B و C و D و F و H و I و J این قضیه صادق است و در سایر مقاطع (E و G) نمی‌تواند برآوردی واقع گرایانه ارائه دهد.

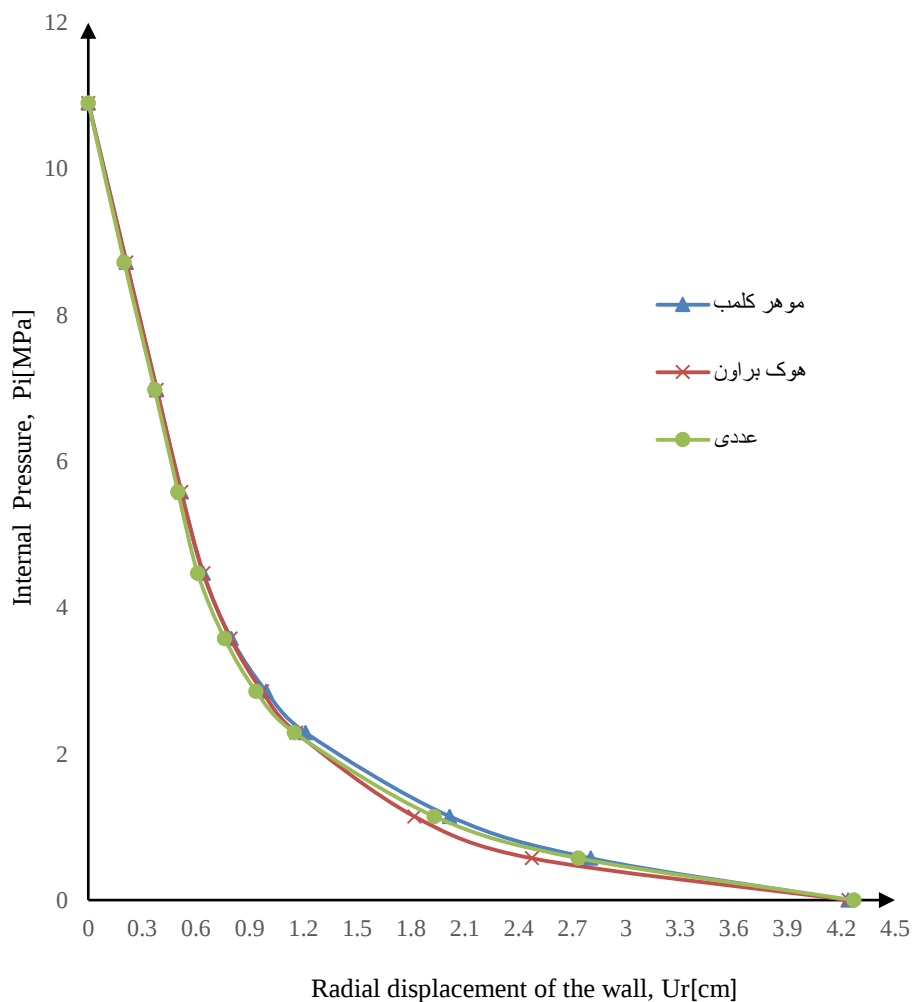
۵-۳- برآورد بارسنگ با روش تحلیلی

همانطور که در فصل سوم توضیح داده شد، برای برآورد بار با روش تحلیلی نیاز است که سه منحنی مربوط به این روش یعنی منحنی مشخصه زمین، منحنی تغییر شکل طولی زمین و منحنی مشخصه نگهداری در مقطع مورد مطالعه رسم شود.

۵-۳-۱- رسم منحنی واکنش زمین تونل انتقال آب بازی‌دراز

به منظور تعیین منحنی واکنش زمین، رفتار سنگ الاستیک-پلاستیک کامل فرض شده است؛ که برای محاسبه این منحنی در محدوده الاستیک از رابطه ۳-۲۹ استفاده شده است؛ و برای رسم آن در محدوده پلاستیک از دو روش استفاده شده که در فصل سوم به آن اشاره شده است. برای رعایت اختصار در این فصل این منحنی برای مقطع I رسم شده و در شکل ۵-۱ نشان داده شده است. در این شکل به منظور

مقایسه بهتر منحنی واکنش زمین به صورت عددی و با استفاده از نرم افزار FLAC 2D نیز ارایه شده است.



شکل ۵-۱: منحنی مشخصه زمین برای مقطع I با روش‌های مختلف

در اینجا فشار داخلی بحرانی در حالت مهر کلمب برابر با ۲/۱۵ مگاپاسکال و در حالت هوک براون ۲/۱۱ مگاپاسکال می‌باشد. فشار داخلی بحرانی فشاری است که اگر میزان فشار وارده از سیستم نگهداری بر دیواره تونل کمتر از آن باشد در اطراف تونل محدوده پلاستیک گسترش خواهد یافت. در جدول ۴-۵ نیز حداکثر جابجایی دیواره تونل در مقاطع مختلف به منظور مقایسه بهتر ارایه شده است.

جدول ۵-۲: حداکثر جابجایی دیواره در مقاطع مختلف به روش تحلیلی (ابعاد بر حسب cm)

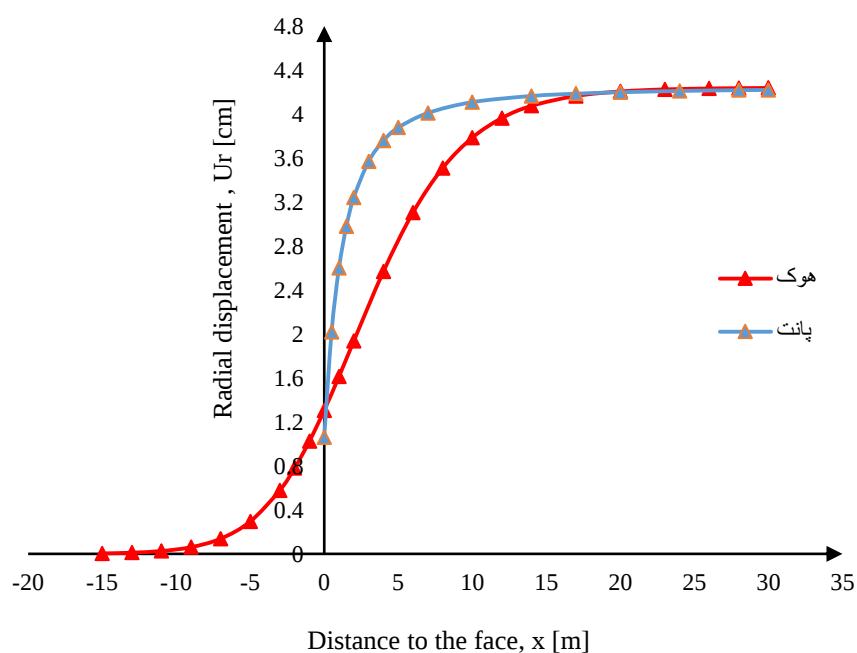
شماره مقطع	موهر - کلمب	هوک - براون
مقطع A	۰/۳۶۰۶	۰/۳۷۱۲
مقطع B	۰/۳۲۸۶	۰/۳۱۶۵
مقطع C	۱/۱۱۷	۱/۸۱۶
مقطع D	۰/۷۷۷	۰/۷۴۲
مقطع E	۰/۲۷۷۷	۰/۲۷
مقطع F	۱/۳۷۰۷	۱/۱۸۷
مقطع G	۰/۵۴۱۹	۰/۵۱۶۲
مقطع H	۹/۱۲۸	۸/۳۲
مقطع I	۴/۲۳۹	۴/۲۴
مقطع J	۱/۰۳۸	۱/۰۳۲

۵-۳-۲- رسم منحنی تغییر شکل طولی تونل انتقال آب بازی دراز

در فصل سوم دو روش برای رسم منحنی تغییر شکل طولی زمین ارایه شد (رابطه ۳-۴۴ و ۳-۴۵). طبق تحقیق انجام شده توسط کارانزا تورس و همچنین نتایج تحقیق پیش رو، حداکثر جابجایی شعاعی تقریباً در فاصله هشت برابر شعاع تونل در پشت سینه کار رخ می‌دهد و تغییر شکل شعاعی تقریباً در حدود چهار برابر شعاع تونل در جلوی سینه کار صفر است.

طبق روابط گفته شده منحنی تغییر شکل طولی برای زون‌های مختلف رسم شده است، که برای

نمونه برای مقطع I در شکل ۵-۲ آورده شده است:



شکل ۵-۲: منحنی تغییر شکل طولی زمین برای مقطع I

در جدول ۵-۳ نیز میزان جابجایی طولی دیواره تونل در ۱۰ متری از سینه کار (محل نصب سگمنت) برای مقاطع مختلف آورده شده است.

جدول ۵-۳: میزان جابجایی طولی دیواره تونل در محل نصب سگمنت (روش تحلیلی هوک)

میزان جابجایی (cm)	شماره مقطع	میزان جابجایی (cm)	شماره مقطع
۱/۲۲۳	مقطع F	۰/۳۲۱۹	مقطع A
۰/۴۸۹۸	مقطع G	۰/۲۳۰۶	مقطع B
۸/۱۴۹۶	مقطع H	۰/۹۹۷۲	مقطع C
۳/۷۸۴۲	مقطع I	۰/۶۹۴	مقطع D
۰/۹۲۶۶	مقطع J	۰/۲۴۷۹	مقطع E

۵-۳-۳- رسم منحنی مشخصه نگهداری تونل انتقال آب بازی دراز

برای رسم این منحنی، مشخصات پوشش سگمنتی تونل انتقال آب بازی دراز در جدول ۴-۹ آورده شده است. همان طور که در فصل سوم اشاره شد، حداکثر فشار قابل تحمل توسط پوشش بتنی را می توان طبق رابطه ۳-۴۴ تعیین کرد :

$$P_s = (K_{sn} + K_{sf}) \frac{u}{R} = (2790.84) \frac{u}{R}$$

که در آن K_{sn} و K_{sf} به ترتیب از روابط ۳-۴۵ و ۳-۴۶ قابل محاسبه هستند :

$$K_{sn} = \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} \frac{e}{R} = 2789.076 \text{ MPa}$$

$$K_{sf} = \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} \frac{I}{R^3} = 1.766 \text{ MPa}$$

I ممان اینرسی سطح است و برای یک رینگ پیوسته مطابق رابطه ۳-۴۷ برابر است با:

$$I = \frac{e^3}{12} = 2.25 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

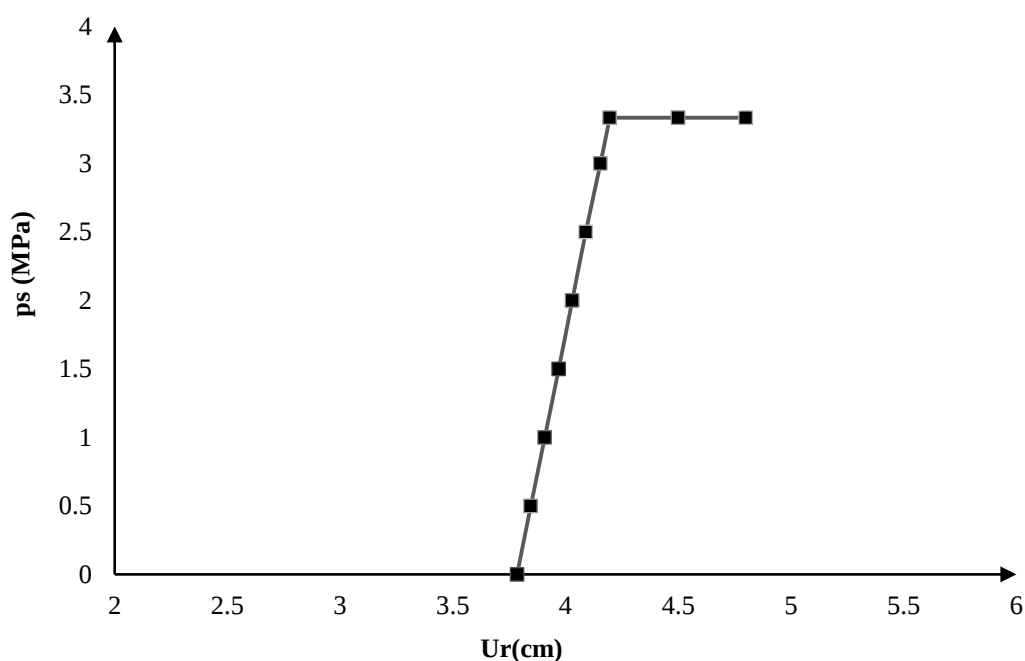
در مورد پوشش سگمنتی مقدار I به صورت رابطه ۳-۴۸ به دست می آید.

همان طور که قبلا اشاره شد قطر تونل حفاری شده توسط ماشین حفاری مکانیزه ۶/۸ متر است. قطر خارجی سیستم نگهداری نیز با توجه به مشخصات آن ۶/۶ متر می باشد؛ لذا فاصله خالی بین قطر خارجی سیستم نگهداری و دیواره تونل برابر با ۱۰ سانتی متر است. بنابراین جابجایی دیواره در محل نصب پوشش یعنی ۱۰ متری از سینه کار، مطابق جدول ۵-۳، برای تمامی مقاطع در عمل امکان پذیر است.

در قسمت های قبلی نحوه ترسیم دو منحنی واکنش زمین و تغییر شکل طولی زمین تشریح شد. حال با توجه به منحنی تغییر شکل طولی زمین و اینکه جابجایی دیواره تونل در محل نصب سگمنت ۳/۷۸ سانتی متر است می توان منحنی مشخصه نگهداری را از روابط مربوطه که در فصل سوم نیز توضیح

داده شده، بدست آورد. همانطور که در فصل سوم اشاره شده است بخش الاستیک از منحنی مشخصه نگهداری به وسیله فشار حداکثری P_s^{max} تعریف می شود، که سیستم نگهداری می تواند تا قبل از بسته شدن تحمل کند.

$$P_s^{max} = \frac{\sigma_{cc}}{2} \left[1 - \left(\frac{R - e}{R} \right)^2 \right] \quad (۵-۱)$$

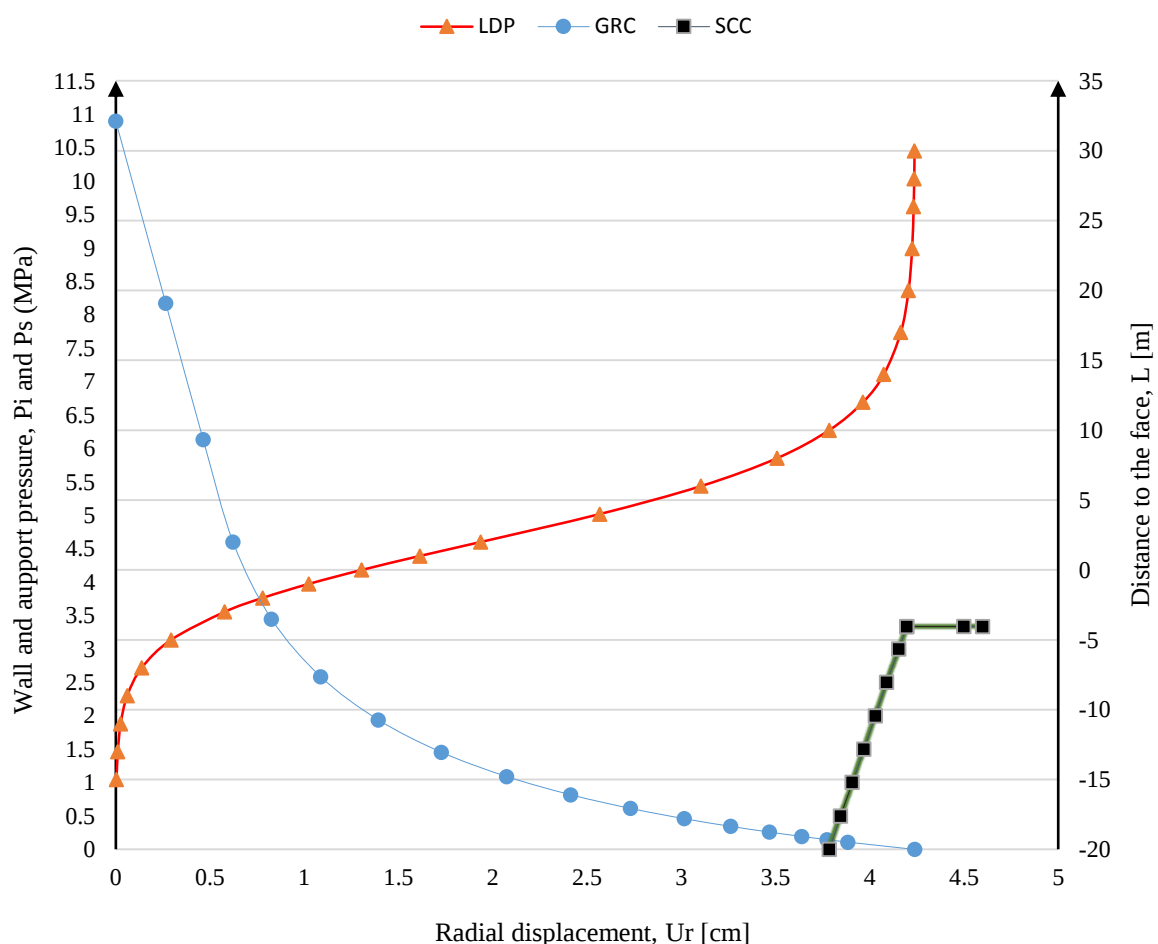


شکل ۵-۳: منحنی مشخصه نگهداری برای مقطع شماره I

همان طور که در شکل ۵-۳ نیز نشان داده شده است محل شروع منحنی مشخصه نگهدارنده (پوشش سگمنتی تونل بازی دراز) برابر با $۳/۷۸$ سانتی متر است ($u_{in} = 3.78 \text{ cm}$)؛ و حداکثر فشار قابل تحمل توسط سیستم نگهداری تونل انتقال آب بازی دراز $۳/۳۳۴$ مگاپاسکال است ($P_s^{max} = 3.334$). در نهایت می توان بار وارد بر پوشش را با ترکیب منحنی های بالا تعیین کرد. این کار برای مقطع I انجام شد و در قسمت بعد تشریح شده است.

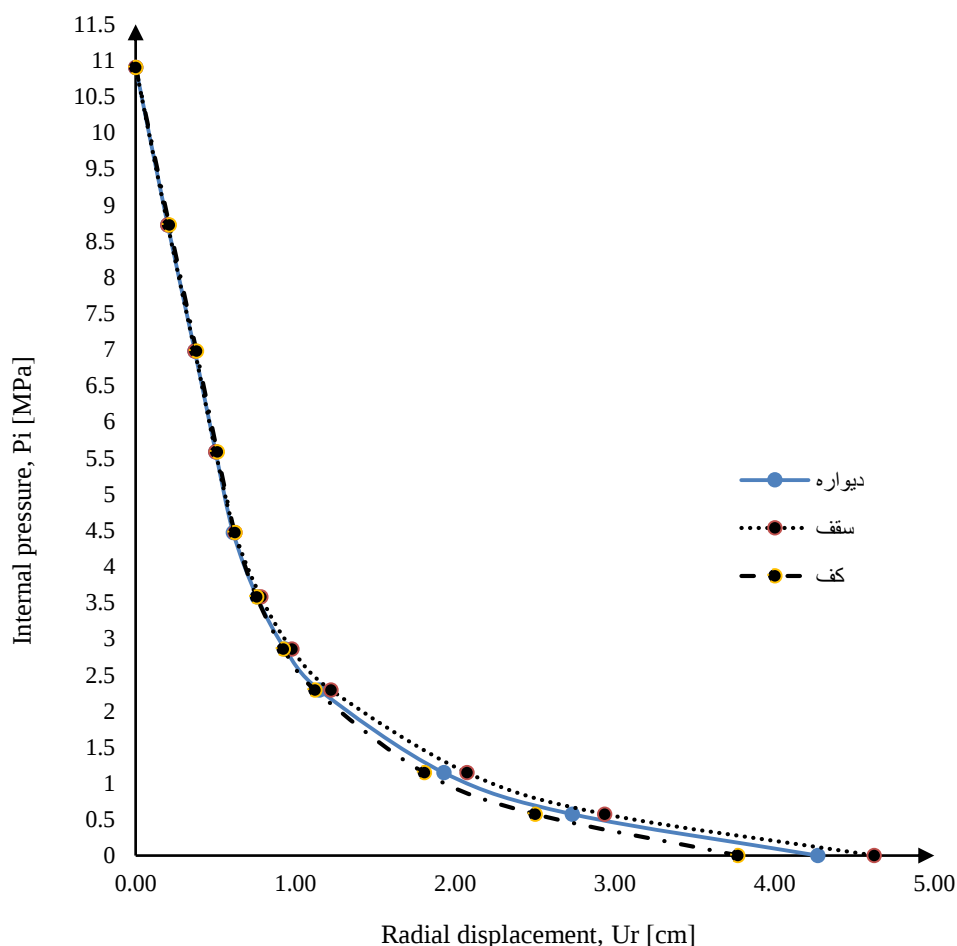
۵-۳-۴- محاسبه بار وارده بر پوشش

برای تعیین بار با منحنی همگرایی - همجواری مطابق شکل ۵-۴ ابتدا روی محور عمودی سمت راست فاصله سیستم نگهداری از سینه کار را مشخص کرده سپس به صورت افقی ادامه داده تا نمودار منحنی طولی جابجایی را قطع کند. سپس به صورت عمودی به سمت پایین حرکت کرده تا محور افقی جابجایی را قطع کند. بدین ترتیب محل شروع منحنی مشخصه نگهداری مشخص می‌شود. در نهایت می‌توان از محل تقاطع منحنی واکنش زمین و منحنی مشخصه نگهداری میزان بار وارد بر سیستم نگهداری را تعیین کرد. بدین ترتیب بار وارده بر دیواره پوشش در مقطع I مطابق شکل زیر ۰/۱۳۵ مگا پاسکال به دست می‌آید.



شکل ۵-۴: تعیین بار وارده بر دیواره تونل انتقال آب بازی دراز با روش همگرایی - همجواری مقطع I

همان‌طور که در فصل پیش نیز اشاره شد، در سقف تونل فشار وارد بر سیستم نگهداری به اندازه محدوده شکسته شده افزایش و در کف به همان اندازه کاهش خواهد یافت. البته این مورد زمانی اتفاق می‌افتد که فشار وارده از سوی سیستم نگهداری بر دیواره تونل از فشار داخلی بحرانی کمتر شود و در اطراف تونل منطقه پلاستیک گسترش یابد؛ در نتیجه روش همگرایی همجواری که در شکل ۴-۵ نمایش داده شده است به دلیل تاثیر منطقه گسیختگی باید به صورت شکل ۵-۵ اصلاح شود. البته شکل ۵-۵ برای نمایش بهتر با استفاده از روش عددی رسم شده است:



شکل ۵-۵: تاثیر منطقه گسیختگی برای مقطع I (با استفاده از روش عددی)

با توجه به نتایج روش همگرایی همجواری حداکثر باری که با این روش برآورد زده شد مربوط به مقطع H می‌باشد که برابر با ۰/۲۷ مگاپاسکال است.

در جدول ۴-۵ نیز بار وارد بر پوشش تونل انتقال آب بازی دراز در مقاطع مختلف با استفاده از روش همگرایی - همجواری نشان داده شده است.

جدول ۴-۵: بار سنگ وارده بر پوشش تونل بازی دراز در مقاطع مختلف

نام مقطع	بار وارده با روش تحلیلی (دیواره) (مگا پاسکال)	بار وارده با روش تحلیلی (سقف)- تاثیر منطقه گسیختگی (مگا پاسکال)
مقطع A	۰/۰۶۵	۰/۰۸
مقطع B	۰/۰۸۵	۰/۰۹۴
مقطع C	۰/۰۹	۰/۱۲
مقطع D	۰/۰۹۵	۰/۱۲۸
مقطع E	۰/۱۲	۰/۱۳
مقطع F	۰/۱	۰/۱۵
مقطع G	۰/۱۷	۰/۱۹
مقطع H	۰/۱۴۱	۰/۲۷
مقطع I	۰/۱۳۵	۰/۲۳
مقطع J	۰/۰۹	۰/۱۳

۴-۵- برآورد بار سنگ با روش عددی

۴-۵-۱- تعیین پیوسته یا ناپیوسته بودن محیط

امروزه روش‌های پیوسته یا ناپیوسته به طور رایجی در مکانیک سنگ مورد استفاده قرار می‌گیرند؛ کاربرد روش پیوسته یا ناپیوسته به نوع رفتار توده سنگ بستگی دارد که باید بررسی شود. برای این منظور از ضریب پیوستگی (CF) استفاده می‌شود که در حقیقت از روی شدت درزه‌داری و ابعاد مساله مورد نظر، پیوسته یا ناپیوسته بودن محیط مشخص می‌شود [۳۹]. ضریب پیوستگی به صورت نسبت قطر تونل به قطر بلوک تعریف می‌شود که نشان دهنده تعداد بلوک‌های موجود در سقف تونل است [۳۹]:

$$CF = \frac{D_t}{D_b} \quad (۲-۵)$$

که در این فرمول داریم:

$$D_t: \text{ قطر تونل} \quad D_b: \text{ قطر بلوک}$$

برای انتخاب نوع مدل سازی یعنی پیوسته یا ناپیوسته، کافی است مقدار این ضریب را حساب کرده و بر طبق جدول ۵-۵ نوع محیط انتخاب شود:

جدول ۵-۵: تعیین پیوستگی زمین در انواع حفريات [۳۹]

پیوستگی زمین	$CF = D_t/D_b$
پیوسته (معادل)	بزرگتر از ۳۰
ناپیوسته - پیوسته (بلوکی - معادل)	۱۵ تا ۳۰
ناپیوسته (بلوکی)	۶ تا ۱۵
پیوسته - ناپیوسته (سالم - بلوکی)	۳ تا ۶
پیوسته (سالم)	کمتر از ۳

مقادیر ضریب پیوستگی برای مقاطع مختلف محاسبه شد و بر اساس جدول ۵-۵ که توسط پالمستروم ارائه شده در هر مقطع نرم افزار مناسب برای مدل سازی انتخاب شده است. بر این اساس وضعیت هر مقطع در جدول ۵-۶ ارائه شده است:

ابعاد مدل و مش پس از آزمایش مدل های مختلف به منظور کاهش اثر مرزها، $80^{\circ} \times 80^{\circ}$ در نظر گرفته شد. همچنین به دلیل تاثیر مستقیم این ابعاد بر نتایج، بهترین ابعاد مدل و مش بر اساس بهترین سازگاری^۱ با روابط کرج^۲ نیز در نظر گرفته شد. خصوصیات مواد نیز در مدل های ساخته شده برای هر مقطع در فصل چهارم ارائه شده است.

^۱ . Fit

^۲ . Kirsch

جدول ۵-۶: انتخاب نوع محیط در هر مقطع

لیتولوژی	مقطع	نوع محیط	لیتولوژی	مقطع	نوع محیط
RT-1	C	پیوسته	RT-7	H	ناپیوسته
RT-2	-	پیوسته	RT-8	G	پیوسته
RT-3	D	پیوسته	RT-9	I , J	پیوسته
RT-4	E	پیوسته	RT-10	-	پیوسته
RT-5	F	ناپیوسته	RT-11	B	پیوسته
RT-6	-	ناپیوسته	RT-12	A	پیوسته

۵-۴-۲- مدل سازی محیط پیوسته با FLAC2D

واژه FLAC از عبارت (Fast Lagrangian Analysis of continua) که به معنی تحلیل سریع لاگرانژی محیط می باشد گرفته شده است. این برنامه را دکتر پتر کاندل در سال ۱۹۸۶ جهت انجام تحلیل های مهندسی با میکرو کامپیوترها، توسعه داده است.

FLAC یک نرم افزار تفاضل محدود صریح^۱ می باشد که توانایی مدل کردن رفتار خاک، سنگ و یا دیگر مصالحی که ممکن است وقتی به تسلیم برسند، جریان پلاستیک پیدا کنند را دارا است. مصالح به وسیله المان ها یا زون هایی^۲ که یک شبکه^۳ را تشکیل می دهند نمایش داده می شوند؛ که نهایتا کاربر با استفاده از این شبکه، شکل سازه موردنظری که باید مدل شود را ایجاد می نماید.

توالی عمومی مراحل محاسباتی برنامه FLAC در شکل ۵-۶ آورده شده است. در این توالی ابتدا با استفاده از معادلات حرکت، سرعت ها و جابجایی های ناشی از نیروها و تنش ها به دست می آیند. سپس

^۱ . Explicit Finite Difference

^۲ . Zones

^۳ . Grid

نرخ‌های کرنش از سرعت‌ها و تنش‌های جدید از نرخ کرنش به دست می‌آیند. این یک گام زمانی^۱ برای هر سیکل در چرخه شکل ۵-۶ است و در هر مرحله تمام مقادیر قبلی با مقادیر جدید جایگزین می‌شود [۴۰].

با توجه به اصول مدل‌سازی عددی و همچنین ترتیب عملیات اجرایی، مراحل مدل‌سازی با برنامه FLAC به صورت زیر بوده است:

۱. انتخاب محدوده مناسبی از توده سنگ اطراف تونل و ساخت محدوده در FLAC

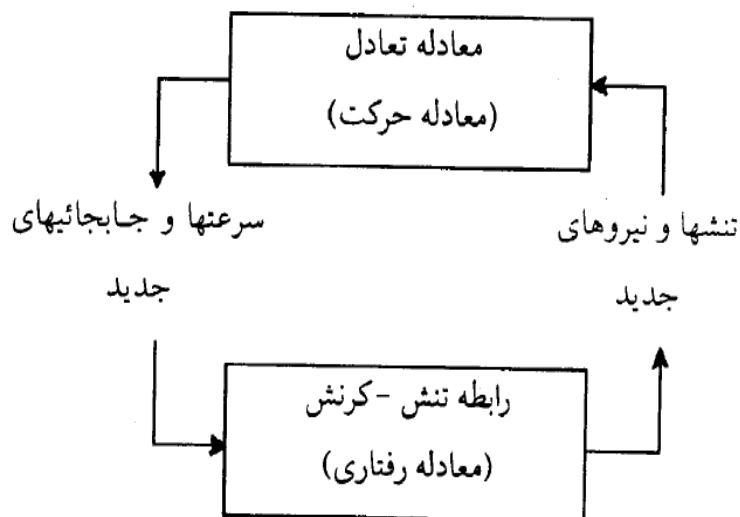
۲. انتخاب مدل رفتاری و تعیین پارامترهای آن

۳. اعمال شرایط مرزی و تنش‌های اولیه

۴. حل مدل تا رسیدن به تعادل قبل از حفاری

۵. ایجاد حفره (تونل)

۶. حل مدل تا رسیدن به تعادل



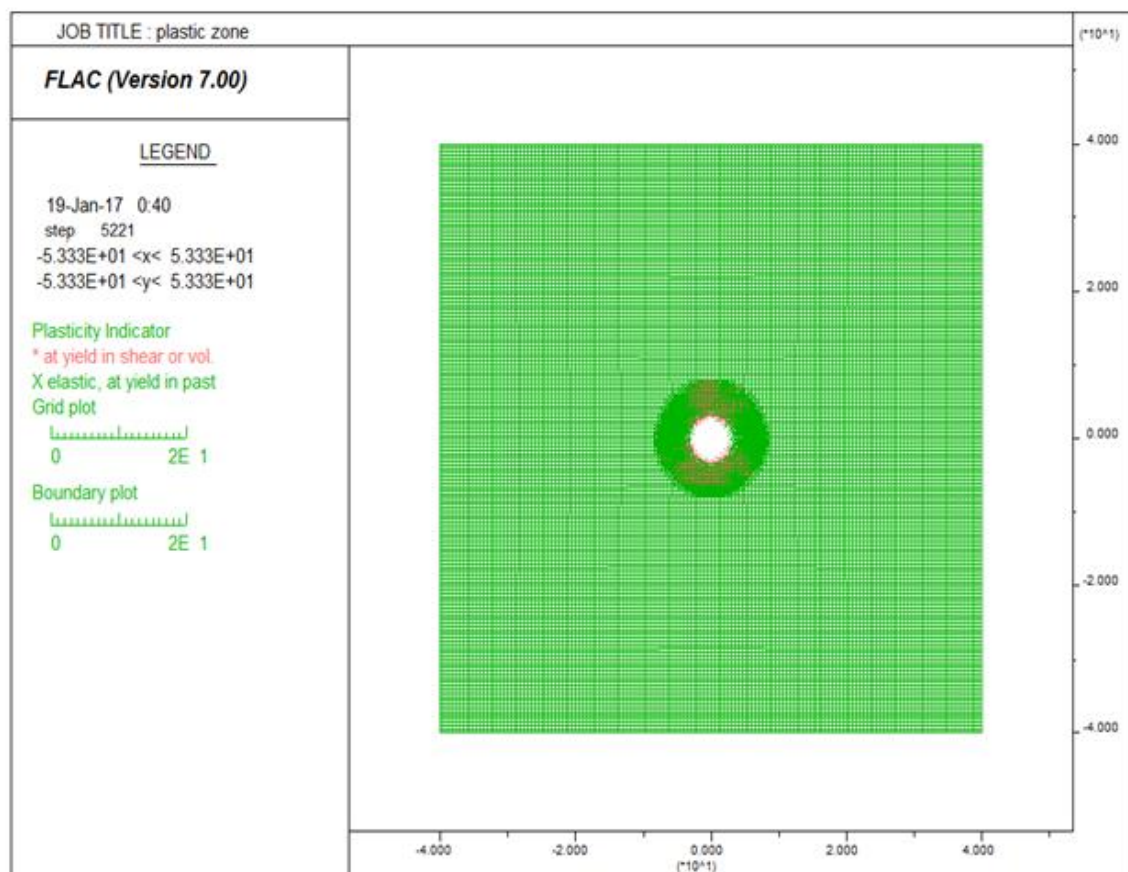
شکل ۵-۶: سیکل محاسبات در حل صریح [۴۱]

^۱ . Time step

واقعیت این است که قبل از حفر تونل زمین در تعادل است و حفر تونل باعث بوجود آمدن یک سری از اغتشاشات در وضعیت تنش‌ها و جابجایی‌ها خواهد شد. با توجه به اینکه تا این مرحله شرایط مرزی و تنش‌های برجا در مدل اعمال شده‌اند، لازم است مدل عددی (قبل از حفر تونل) حل شود تا تنش‌های اولیه ایجاد شوند. منتهی قبل از ایجاد حفره لازم است جابجایی‌ها صفر شوند تا شرایط واقعی قبل از حفر تونل منظور گردد [۴۰].

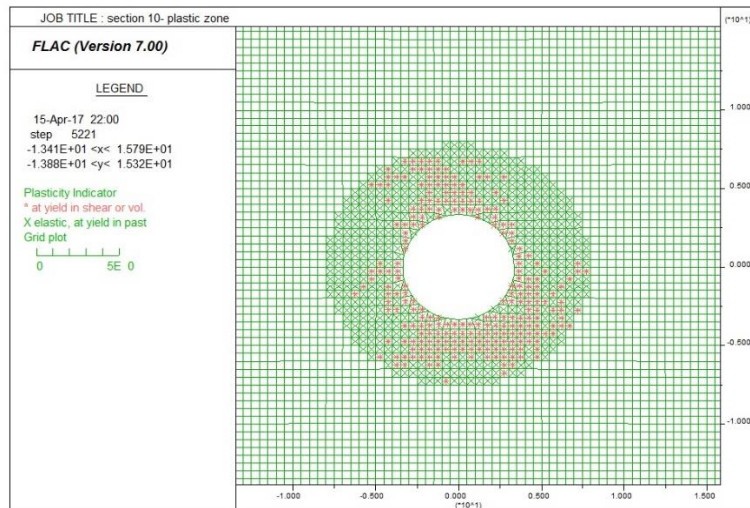
۵-۴-۱- محاسبه بار سنگ از طریق ضخامت منطقه پلاستیک

همان‌طور که قبلاً نیز توضیح داده شد ابتدا با نرم افزار عددی مناسب، ضخامت منطقه پلاستیک تعیین و از این طریق بار سنگ محاسبه می‌شود.



شکل ۵-۷: منطقه پلاستیک شدگی برای مقطع I

در شکل ۵-۸ نمای نزدیک منطقه پلاستیک برای مقطع I نشان داده شده است. ضخامت منطقه پلاستیک برای این مقطع ۴/۵ متر بدست آمد. لذا از طریق منطقه پلاستیک، بارسنگ ۰/۱۱۳ مگاپاسکال بدست می‌آید.



شکل ۵-۸: نمای نزدیک منطقه پلاستیک شدگی برای مقطع I

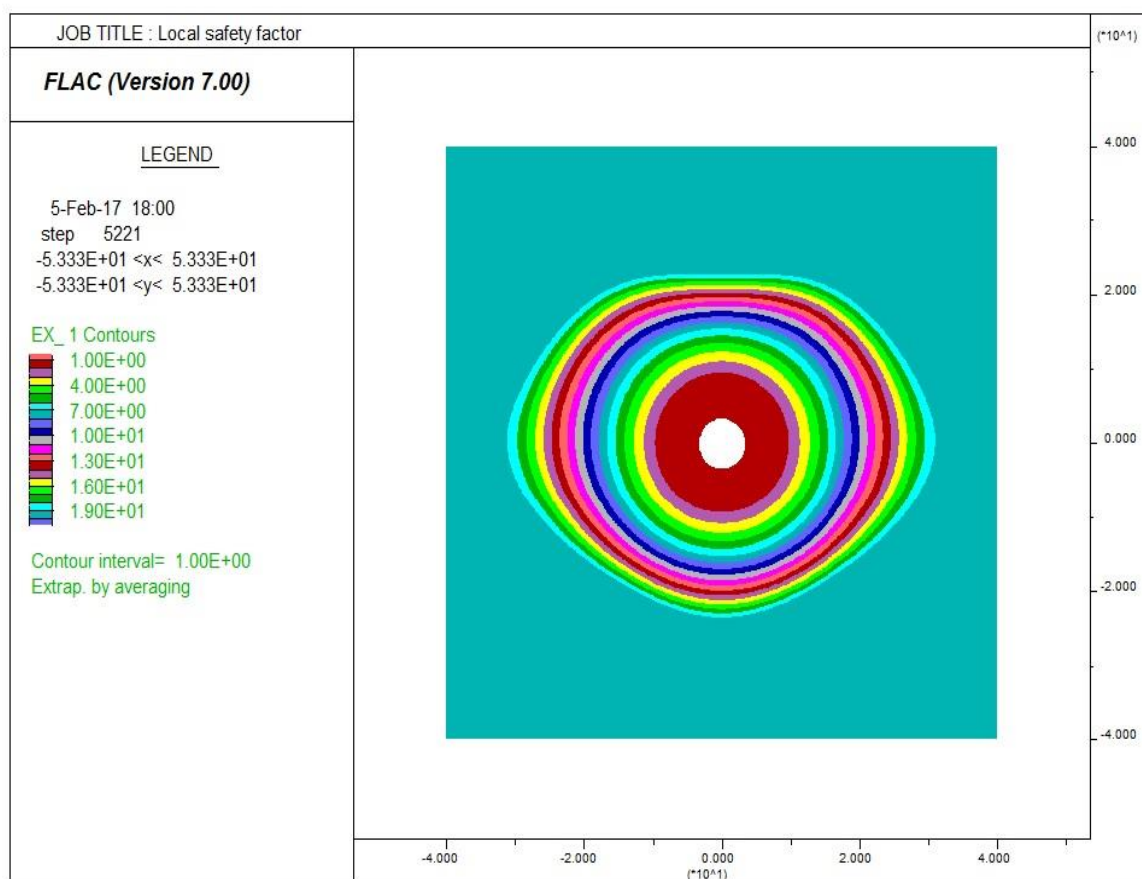
مشابه شکل ۵-۷ و ۵-۸ برای سایر مقاطع نیز ضخامت منطقه پلاستیک محاسبه می‌شود. مطابق توضیح داده شده در جدول ۵-۷ بارسنگ وارده بر مقاطع مختلف از روی ضخامت منطقه پلاستیک برآورد شده و در زیر ارایه شده است.

جدول ۵-۷: برآورد بارسنگ برای واحدهای مختلف از روی ضخامت منطقه پلاستیک

شماره مقطع	ضخامت منطقه پلاستیک (m)	بارسنگ (MPa)	شماره مقطع	ضخامت منطقه پلاستیک (m)	بارسنگ (MPa)
A	۱	۰/۰۲۳	F	۲/۵	۰/۰۶۵
B	۰/۵	۰/۰۱۲	G	۱/۵	۰/۰۳۸
C	۱/۵	۰/۰۳۷	H	۵/۵	۰/۱۴۳
D	۲	۰/۰۴۹	I	۴/۵	۰/۱۱۳
E	۰/۵	۰/۰۱۳	J	۲	۰/۰۵

۵-۴-۲- محاسبه بار سنگ از طریق ضریب ایمنی موضعی:

همان طور که در فصل سوم نیز اشاره شد برای محاسبه بارسنگ در یک پوشش بتنی بر طبق نظر یو و همکاران کافی است ضخامت کنتور ایمنی ۲ یا ۳ در نظر گرفته شود؛ که برای مقطع I در شکل ۵-۹ نشان داده شده است. همان طور که در این شکل نشان داده شده ، برای ضریب ایمنی موضعی ۲ ضخامت از تاج تونل ۶ متر بدست آمده که بارسنگ متناسب با آن ۱۵/۱۲ تن بر متر مربع می‌شود. همچنین برای ضریب ایمنی موضعی ۳، ضخامت از تاج تونل ۷/۵ متر بدست آمده است که بارسنگ متناسب با این ضخامت ۱۸/۹ تن بر متر مربع به دست می‌آید.



شکل ۵-۹: ضریب ایمنی موضعی برای مقطع I

۵-۴-۳- مدل سازی محیط ناپیوسته با UDEC

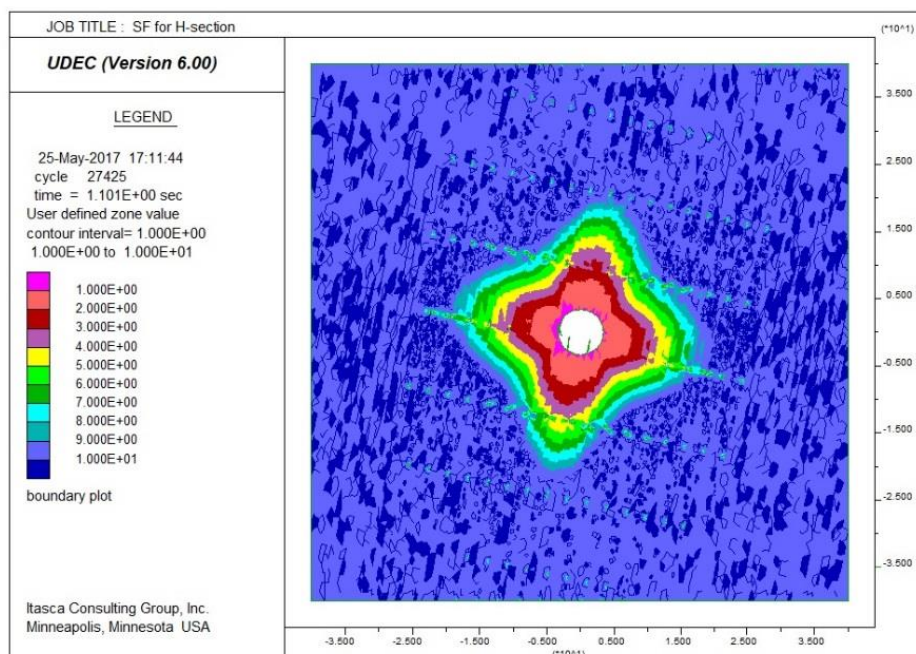
در سال‌های اخیر روش اجزا مجزا مناسب‌ترین روش عددی است که با توجه به ماهیت ناپیوسته بودن محیط‌های سنگی برای ارزیابی پایداری و بررسی تغییر شکل و شکست توده‌های سنگی به کار می‌رود. موارد کاربرد این روش در مکانیک سنگ متعدد بوده و تمامی سازه‌های سنگی از جمله حفاریات زیرزمینی، شیروانی‌ها و پی‌های سنگی را در بر می‌گیرد. نرم‌افزار شناخته‌شده این روش به نام UDEC است که یک نرم‌افزار دویبعدی است. این نرم‌افزار اولین بار توسط کاندل به ثبت رسیده است.

در نرم‌افزار UDEC، محیط به صورت مجموعه‌ای از بلوک‌های جداگانه کنار هم چیده، که در آن ناپیوستگی‌ها مرز بین بلوک‌ها هستند، تعریف می‌شود و هر بلوک را می‌توان به صورت صلب یا تغییر شکل پذیر در نظر گرفت. مراحل مدل سازی در UDEC نیز تقریباً مشابه FLAC است.

۵-۴-۳-۱- محاسبه بار سنگ از طریق ضریب ایمنی موضعی (محیط ناپیوسته):

برای زون های ناپیوسته نیز ضریب ضریب ایمنی موضعی با استفاده از نرم افزار UDEC و مطابق

با شکل ۵-۱۰ محاسبه شده است.



شکل ۵-۱۰: ضریب ایمنی موضعی برای مقطع H

برای دیگر مقاطع ناپیوسته (مقطع F) نیز به همین ترتیب ضخامت کنتور ایمنی محاسبه شده و بارسنگ متناظر با آن به دست آمده است. که نتایج در جدول ۵-۸ برای مقاطع پیوسته و ناپیوسته ارائه شده است.

۵-۴-۴- جمع بندی

با توجه به توضیحات قسمت‌های ۵-۴-۲ و ۵-۴-۳-۱ نتایج محاسبه بارسنگ بر اساس ضریب ایمنی موضعی، مقاطع پیوسته و ناپیوسته، در جدول ۵-۸ ارائه شده است.

جدول ۵-۸: برآورد بارسنگ با توجه به ضریب ایمنی موضعی

بارسنگ (MPa)		ضخامت SF (m)		نام مقطع	بارسنگ (MPa)		ضخامت SF (m)		نام مقطع
SF=2	SF=3	SF=2	SF=3		SF=2	SF=3	SF=2	SF=3	
۰/۰۹۶	۰/۱۴۸	۳/۷	۵/۷	F	۰/۰۲۹	۰/۰۴۶	۱/۲۵	۲	A
۰/۰۳۷	۰/۰۵	۱/۵	۲	G	۰/۰۲۳	۰/۰۳۵	۱	۱/۵	B
۰/۱۲۸	۰/۲۱۱	۴/۹۴	۸/۱	H	۰/۰۵۸	۰/۰۷۵	۲/۳۵	۳/۰۵	C
۰/۱۵۱	۰/۱۸۹	۶	۷/۵	I	۰/۰۶۱	۰/۰۸	۲/۵	۳/۲۵	D
۰/۰۷۶	۰/۱۰۱	۳	۴	J	۰/۰۱۹	۰/۰۳۲	۰/۷۵	۱/۲۵	E

۵-۵- تحلیل حساسیت چسبندگی و زاویه اصطکاک

زمانی که اطلاعات قابل اطمینان و کافی برای برآورد انحراف استاندارد پارامترهای مختلف از جمله پارامترهای ژئوتکنیکی برای بررسی تغییر پذیری و عدم اطمینان وجود دارد، فرمول تعریف شده زیر برای محاسبه مقدار انحراف استاندارد به کار می رود [۴۲]:

$$s = \sqrt{\frac{\sum[(x_i - \bar{x})^2]}{N - 1}} \quad (۳-۵)$$

N : تعداد نمونه (تعداد x ها) x_i : آمین مقدار
 $\bar{x}$: میانگین پارامتر مورد نظر S : انحراف استاندارد

اما زمانی که اطلاعات کافی برای برآورد انحراف استاندارد در اختیار نباشد آنگاه از مقادیر منتشر شده استفاده می‌شود. در تحقیق حاضر نیز به دلیل اینکه اطلاعات کافی برای برآورد انحراف استاندارد در دسترس نبوده از این روش استفاده شده است [۴۲].

$$cov = \frac{S}{\bar{x}} \quad (۴-۵)$$

cov پارامتری بدون بعد است که در بحث عدم قطعیت مورد استفاده قرار می‌گیرد. در مقیاس‌های کوچک معمولاً این مقدار ۵ درصد است در حالی که به ازای عدم قطعیت‌های قابل توجه این مقدار ۲۵ درصد در نظر گرفته می‌شود [۴۳].

رتاتی^۱ ضریب cov را برای مواد ژئوتکنیکی بین ۱۵ تا ۲۰ درصد پیشنهاد داده است [۴۴]. به دلیل این که تغییرات قابل توجه باشد و بر اساس مواردی که اشاره شد، ضریب تغییرات برای پارامترهای ژئوتکنیکی ۱۵ درصد در نظر گرفته شده است.

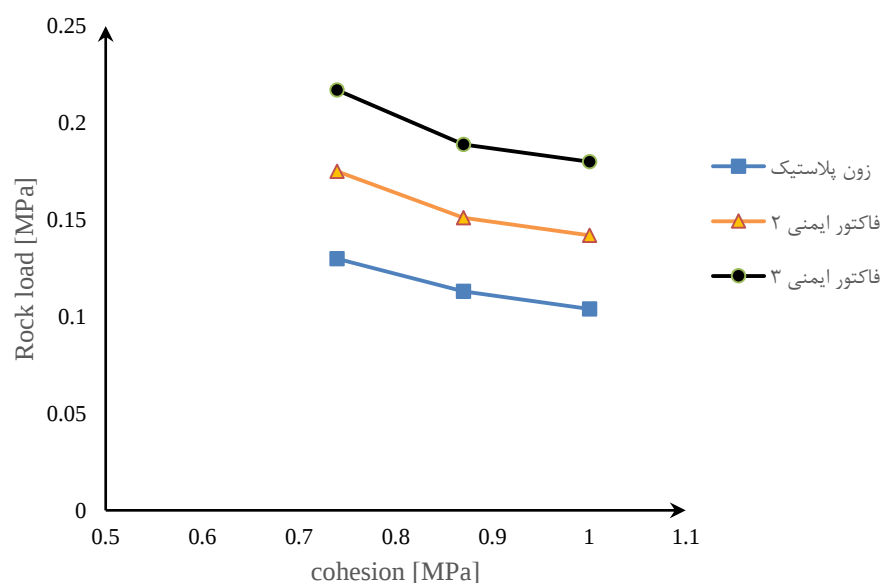
تحلیل حساسیت هر یک از پارامترها در مدل های عددی به صورت زیر انجام شده است:

جدول ۵-۹: مقادیر پارامترهای ورودی برای تحلیل حساسیت

پارامتر	مقدار	انحراف استاندارد	مقدار + انحراف استاندارد	مقدار - انحراف استاندارد
زاویه اصطکاک (Degree)	۲۷	۴/۰۵	۳۱/۰۵	۲۲/۹۵
چسبندگی (MPa)	۰/۸۷	۰/۱۳۰۵	۱/۰۰۰۵	۰/۷۳۹۵

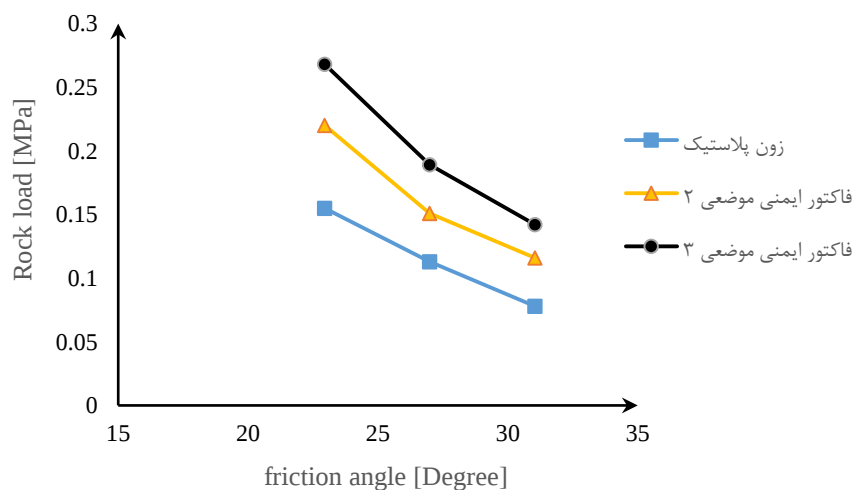
با توجه به شکل ۵-۱۱ افزایش چسبندگی در توده سنگ منجر به کاهش بارسنگ وارده بر پوشش تونل خواهد شد.

¹ Rethati



شکل ۵-۱۱: تحلیل حساسیت چسبندگی

همچنین تحلیل حساسیت برای پارامتر زاویه اصطکاک توده سنگ نیز انجام شده است. لذا همان‌طور که در شکل ۵-۱۲ مشاهده می‌شود افزایش زاویه اصطکاک مواد توده سنگی منجر به کاهش قابل توجه بارسنگ وارد بر پوشش تونل می‌شود.



شکل ۵-۱۲: تحلیل حساسیت زاویه اصطکاک

۵-۶- تحلیل حساسیت نسبت تنش

تنش‌های موجود در توده سنگ به دو دسته کلی تنش‌های القایی و تنش‌های برجا تقسیم می‌شوند. تنش‌های برجا قبل از اینکه هر گونه تغییری در توده سنگ ایجاد شود در آن وجود دارند در حالیکه تنش‌های القایی در اثر حفاری و تغییرات طبیعی نظیر خشک شدن و آماس به وجود می‌آیند [۴۵]. آگاهی از وضعیت تنش‌های برجای زمین از جمله اطلاعات اساسی مورد نیاز در طراحی تونل‌ها می‌باشد. تنش‌های برجای زمین در حالت ایده آل به دو دسته تنش‌های افقی و عمودی تقسیم بندی می‌شوند. از آنجا که عامل اصلی تنش‌های عمودی وزن سنگ‌های روباره است لذا مقدار این تنش‌ها را می‌توان از رابطه زیر برآورد کرد:

$$\sigma_v = \rho g z \quad (5-5)$$

که در این رابطه ρ چگالی سنگ بر حسب کیلوگرم بر مترمکعب و g شتاب جاذبه زمین بر حسب متر بر مجذور ثانیه و z عمق مورد نظر از سطح زمین بر حسب متر می‌باشد. تنش‌های افقی به خصوصیات توده سنگ و بارهای ناشی از جاذبه زمین بستگی دارد. اگر توده سنگ دارای خصوصیات الاستیک خطی و همگن باشد در این صورت تنش‌های افقی از رابطه زیر بدست می‌آید [۴۵]:

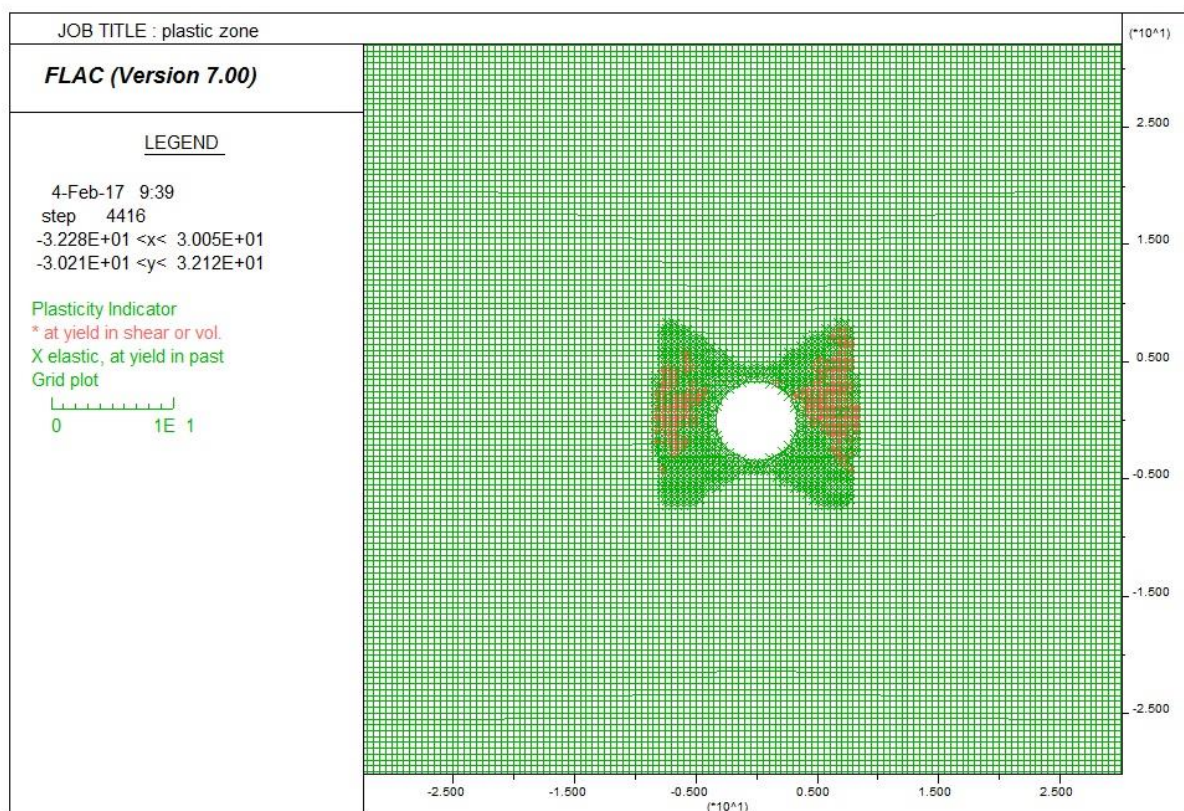
$$\sigma_h = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_v \quad (6-5)$$

اگر توده سنگ الاستیک نباشد در این صورت سنگ در برابر تنش‌های برشی مقاومت نمی‌کند که در این حالت تنش‌های افقی از رابطه زیر به دست می‌آیند [۴۵]:

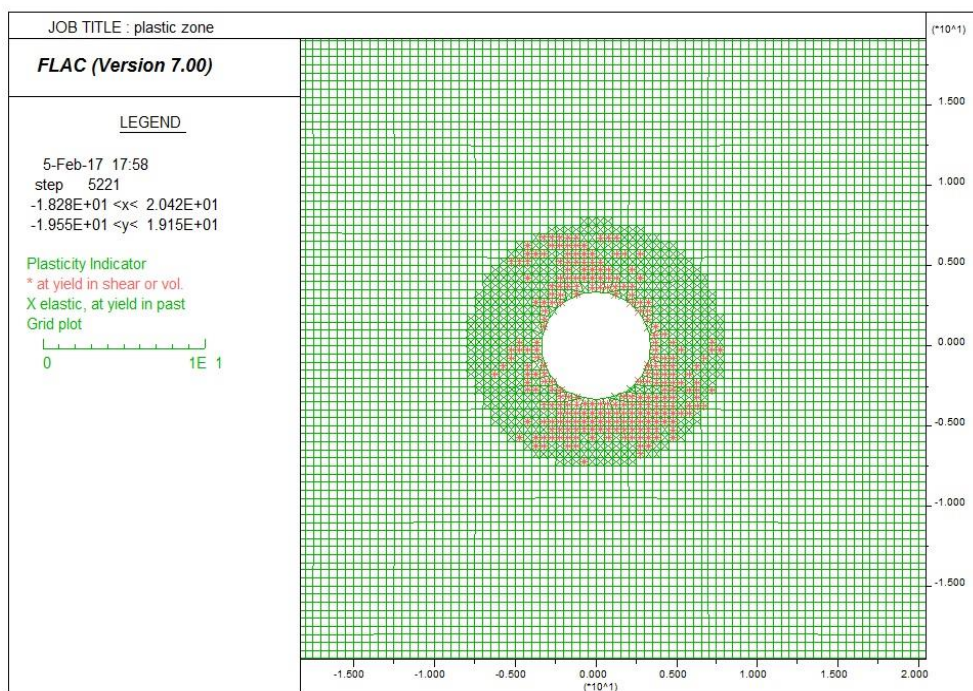
$$\sigma_h = k \sigma_v \quad (7-5)$$

با توجه به نقش تنش بر جای منطقه و به خصوص نسبت تنش افقی به عمودی در نتایج و با توجه به این که در این پروژه هیچ گونه آزمایش اندازه گیری تنش برجا انجام نشده لذا در این قسمت نقش این پارامتر به ازای مقادیر مختلف بررسی شده است.

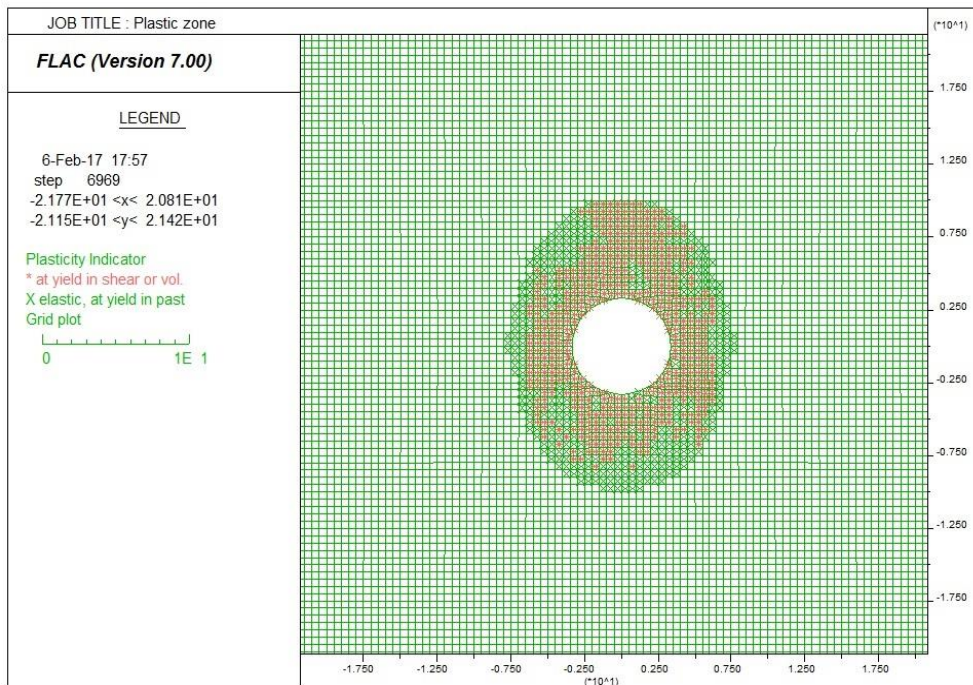
همان طور که در شکل های ۴-۱۳ تا ۴-۱۷ نشان داده شده است میزان نواحی پلاستیک با افزایش مقدار k افزایش یافته است به همین ترتیب میزان جابجایی ها در سقف نیز از $30/7$ میلیمتر برای $k=0/5$ تا 156 میلیمتر برای $k=2$ افزایش پیدا کرده است. به این ترتیب به لحاظ جابجایی و مناطق پلاستیک ضریب $k=2$ دارای شرایط بحرانی تری نسبت به سایر ضرایب تعیین گردید. در سایر مقاطع نیز روند افزایش مناطق پلاستیک و جابجایی ها مشابه به این مقطع بوده است.



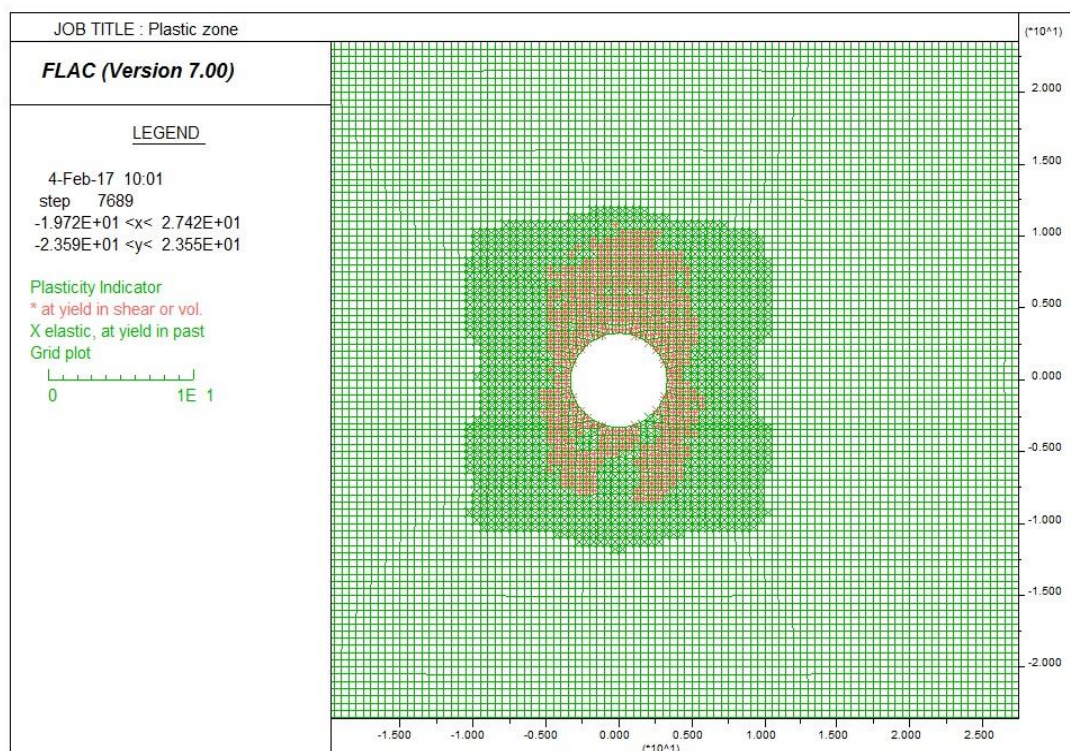
شکل ۵-۱۳: منطقه پلاستیک به ازای $k=0/5$



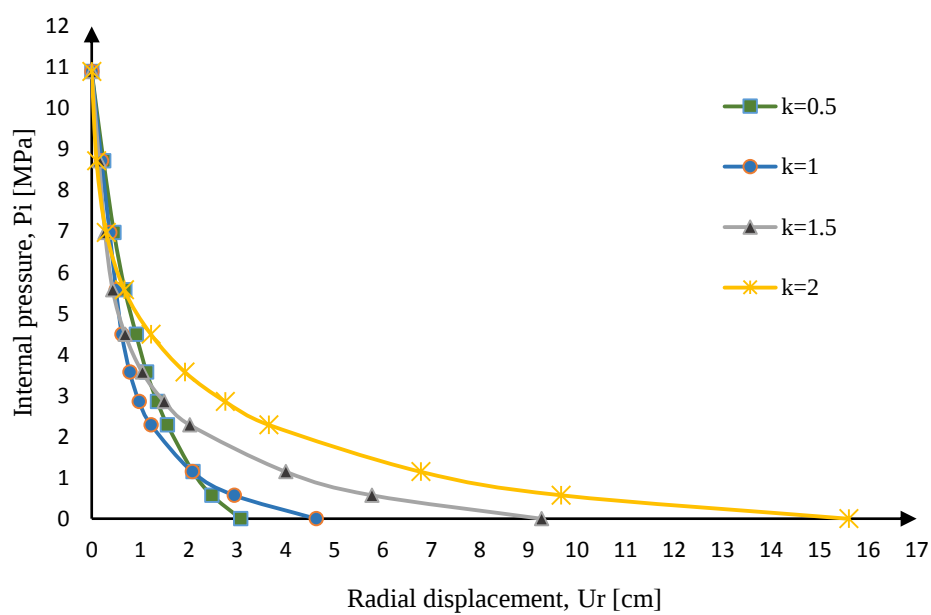
شکل ۵-۱۴: منطقه پلاستیک به ازای $k=1$



شکل ۵-۱۵: منطقه پلاستیک به ازای $k=1/5$



شکل ۵-۱۶: منطقه پلاستیک به ازای $k=2$

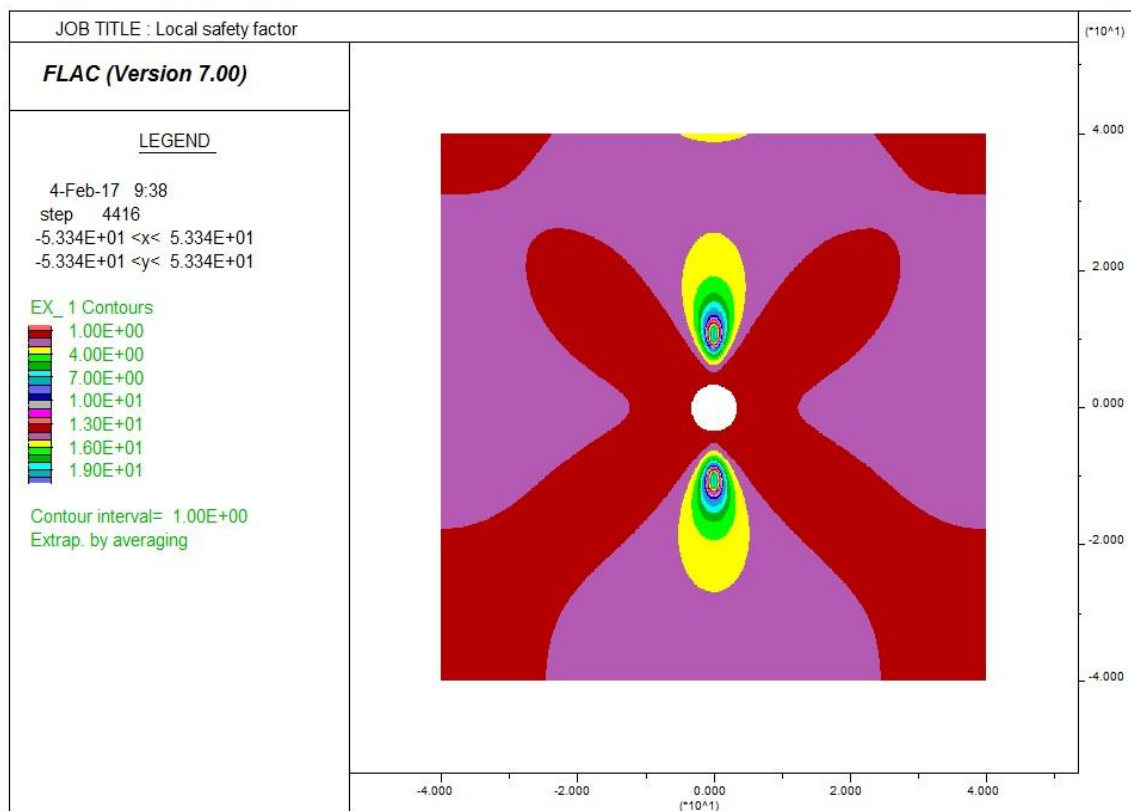


شکل ۵-۱۷: نمودار واکنش زمین در سقف تونل به ازای نسبت تنش‌های مختلف در مقطع I (با روش عددی)

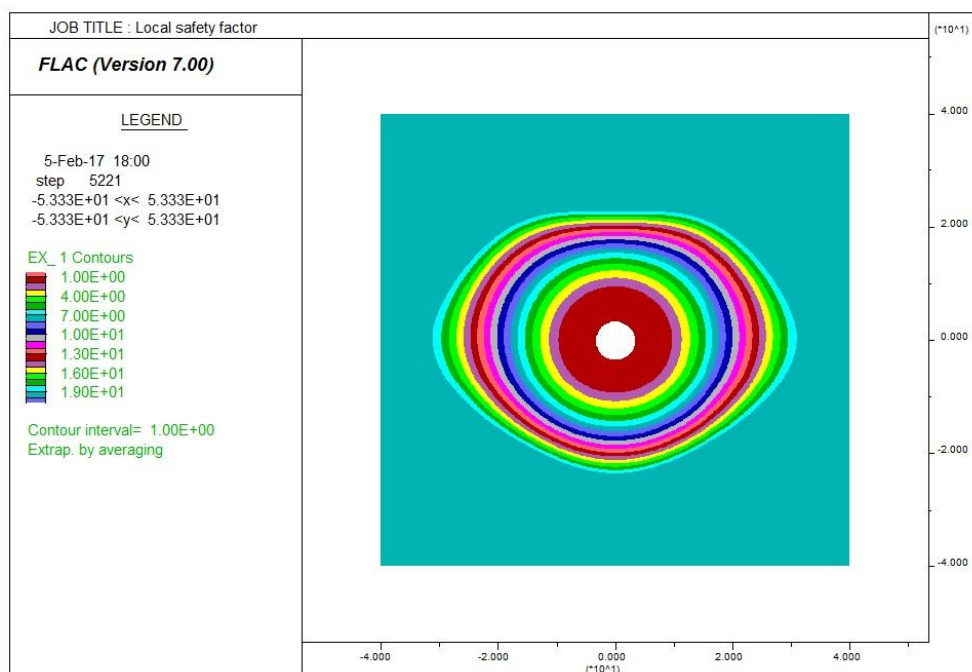
هنگامی که ضریب k مخالف یک باشد، حالت تنش غیرهیدرواستاتیک، وضعیت برآورد بار با روش‌های مختلف به قرار زیر است:

الف) با استفاده از روش ضخامت منطقه پلاستیک نمی‌توان به ازای همه نسبت تنش‌ها بار را برآورد کرد. به عبارتی این محدودیت تا زمانی است که منطقه پلاستیک به حالت پروانه‌ای وارد نشود؛ یعنی تا زمانی که منطقه پلاستیک دایره‌ای یا بیضوی باشد، می‌توان با این روش بارسنگ را برآورد کرد.

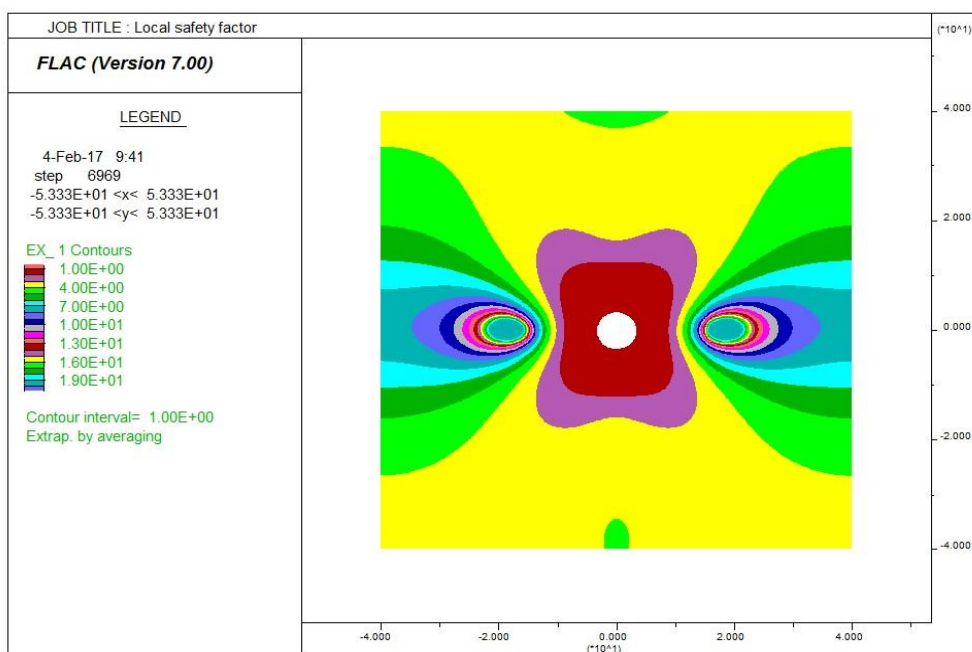
ب) با استفاده از روش ضریب ایمنی موضعی نیز موضوع شبیه روش منطقه پلاستیک است و این روش نیز به ضریب k حساسیت بالایی دارد. این قضیه را می‌توان در شکل‌های ۵-۱۸ تا ۵-۲۱ مشاهده کرد که در زیر نشان داده شده است.



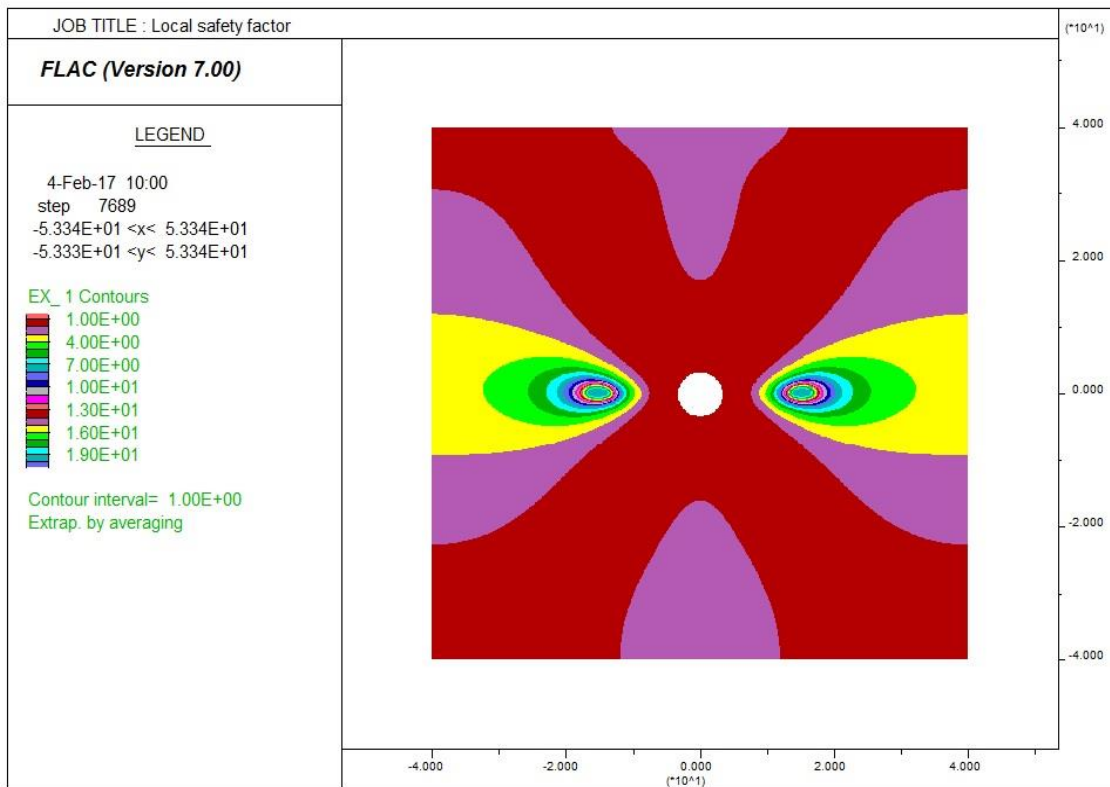
شکل ۵-۱۸: ضریب ایمنی موضعی برای مقطع I به ازای $k=0.5$



شکل ۵-۱۹: ضریب ایمنی موضعی برای مقطع I به ازای $k=1$



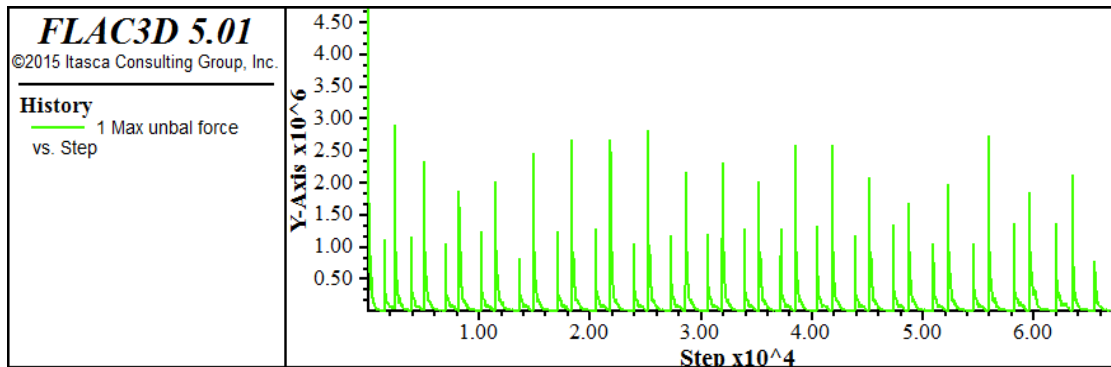
شکل ۵-۲۰: ضریب ایمنی موضعی برای مقطع I به ازای $k=1/5$



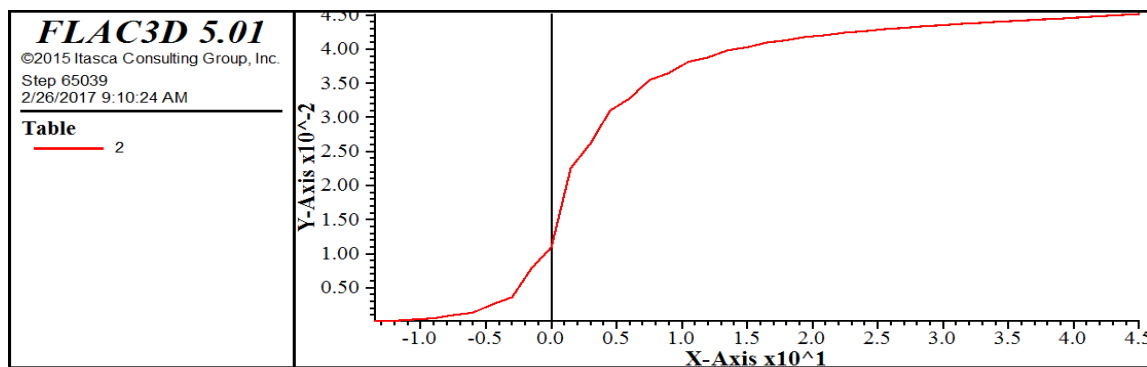
شکل ۵-۲۱: ضریب ایمنی موضعی برای مقطع I به ازای $k=2$

ج) روش تحلیلی همگرایی همجواری نیز با فرض تنش هیدرواستاتیک توسعه پیدا کرده است و برآورد بار با این روش نیز تا زمانی اعتبار دارد که منطقه شکست به حالت پروانه‌ای وارد نشود. اما اگر نمودارهای روش همگرایی همجواری با روش‌های عددی ترسیم شود، می‌توان در حالتی که تنش‌ها هیدرواستاتیک نباشند نیز از مفهوم این روش استفاده کرد. فقط باید توجه کرد که نمودار تغییر شکل طولی زمین (LDP) را به دلیل ماهیت سه بعدی نمی‌توان با نرم افزارهای دو بعدی بدست آورد. برای بدست آوردن نمودار تغییر شکل طولی زمین با روش عددی، نقطه شاهدهی در مدل در نظر گرفته می‌شود و مدل به ازای تعداد و طول گام‌های مشخص حفاری می‌شود و تغییر شکل شعاعی نقطه شاهد ثبت می‌شود. در اینجا مدل در ۴۰ مرحله و با گام ۱/۵ متر حفاری شده و نمودار LDP مطابق با شکل

۵-۲۳ به دست آمده است. ماکزیمم نیروی نامتعادل حاصل از این ۴۰ مرحله حفاری نیز در شکل ۵-۲۲ نشان داده شده است.

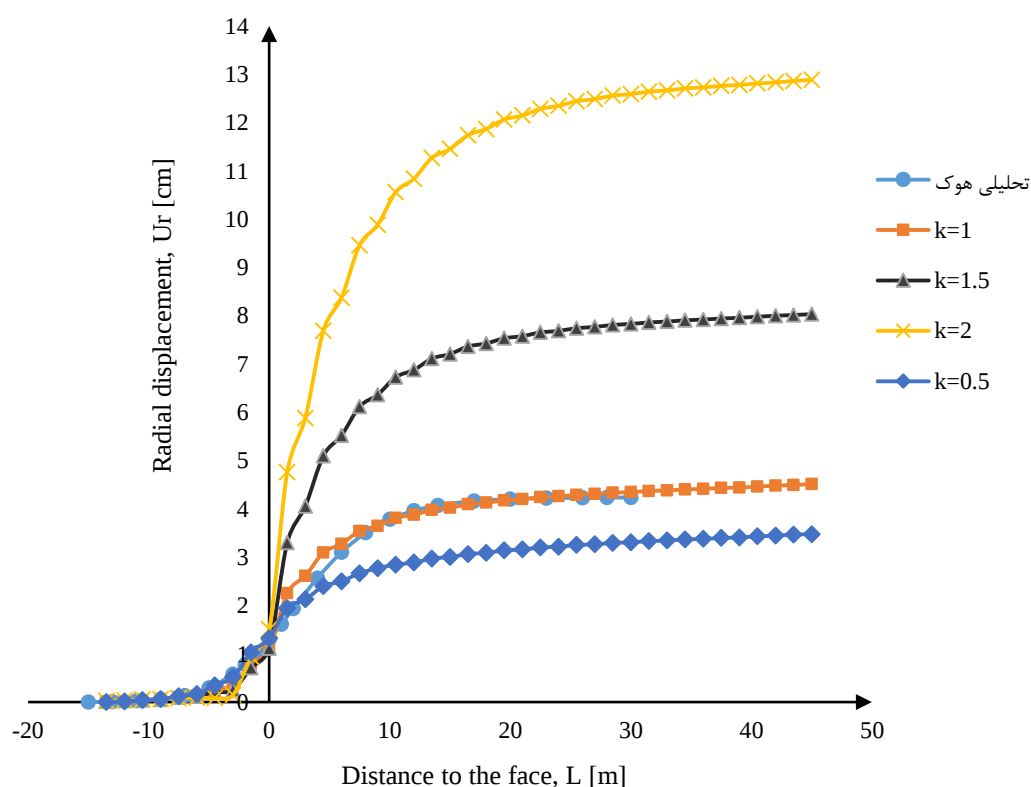


شکل ۵-۲۲: ماکزیمم نیروی نامتعادل حاصل از ۴۰ مرحله حفاری در مقطع I



شکل ۵-۲۳: نمودار تغییر شکل طولی زمین با روش عددی در حالت تنش هیدرواستاتیک در مقطع I

با این روش به ازای نسبت تنش‌های مختلف نمودار تغییر شکل طولی زمین و نمودار واکنش زمین در هر مقطع را به دست آورده و به این صورت می‌توان حتی به ازای نسبت تنش‌های مختلف بارسنگ را برآورد کرد. در شکل ۵-۲۴ به ازای نسبت تنش مختلف نمودار تغییر شکل طولی زمین برای مقطع I به دست آمده است.



شکل ۲۴-۵: نمودار تغییر شکل طولی زمین به ازای نسبت تنش‌های مختلف در مقطع I

با توجه به این نمودارها بارسنگ به ازای نسبت تنش مختلف در روش همگرایی همجواری در مقطع I به صورت جدول ۵-۱۰ برآورد شده است.

جدول ۵-۱۰: بارسنگ وارد بر مقطع I به ازای نسبت تنش مختلف در روش همگرایی همجواری (محاسبه از طریق FLAC3D)

نسبت تنش (K)	جابجایی در محل نصب سگمنت (cm)	بار (MPa)
۰/۵	۲/۸	۰/۲۲
۱	۳/۸	۰/۲۵
۱/۵	۶/۷	۰/۳۹
۲	۱۰/۵	۰/۴۷

به صورت مشابه برای مقطع H نیز این کار با نرم افزار FLAC 3D انجام گرفته است و نتایج حاصله در جدول ۱۱-۵ ارائه شده است. البته به دلیل ناپیوسته بودن این مقطع پارامترهای محیط معادل در نرم افزار قرار داده شده است.

جدول ۱۱-۵: بارسنگ وارد بر مقطع H به ازای نسبت تنش مختلف در روش همگرایی همجواری
(محاسبه از طریق FLAC3D)

نسبت تنش (K)	جابجایی در محل نصب سگمنت (cm)	بار (MPa)
۰/۵	۷	۰/۳۳
۱	۱۱	۰/۳۲
۱/۵	۱۹/۶	۰/۴۶
۲	۲۸/۱	۰/۶

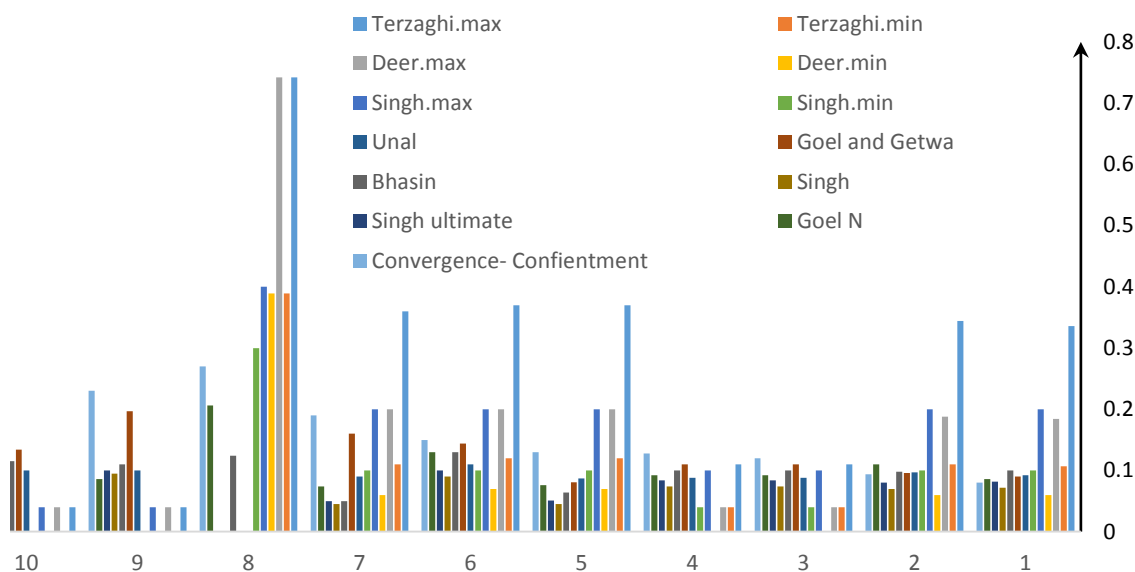
همان طور که در جدول های ۱۰-۵ و ۱۱-۵ نیز دیده می شود با افزایش نسبت تنش بارسنگ برآورد شده توسط روش همگرایی همجواری نیز معمولاً افزایش می یابد.

۵-۷- مقایسه روش های برآورد بارسنگ

همان طور که در جدول ۱۲-۵ و شکل ۲۵-۵ مشاهده می شود روش های تجربی ترزاقی و دیر بیشترین میزان بارسنگ را برآورد می کنند. همچنین بر طبق این جدول با مقایسه روش های تجربی نسبت به روش تحلیلی همگرایی همجواری می توان دریافت که روش تجربی گوئل و جتوا نزدیک ترین برآورد را نسبت به روش همگرایی همجواری دارد.

جدول ۵-۱۲: مقدار بارسنگ روش‌های تجربی نسبت به روش همگرایی همجواری

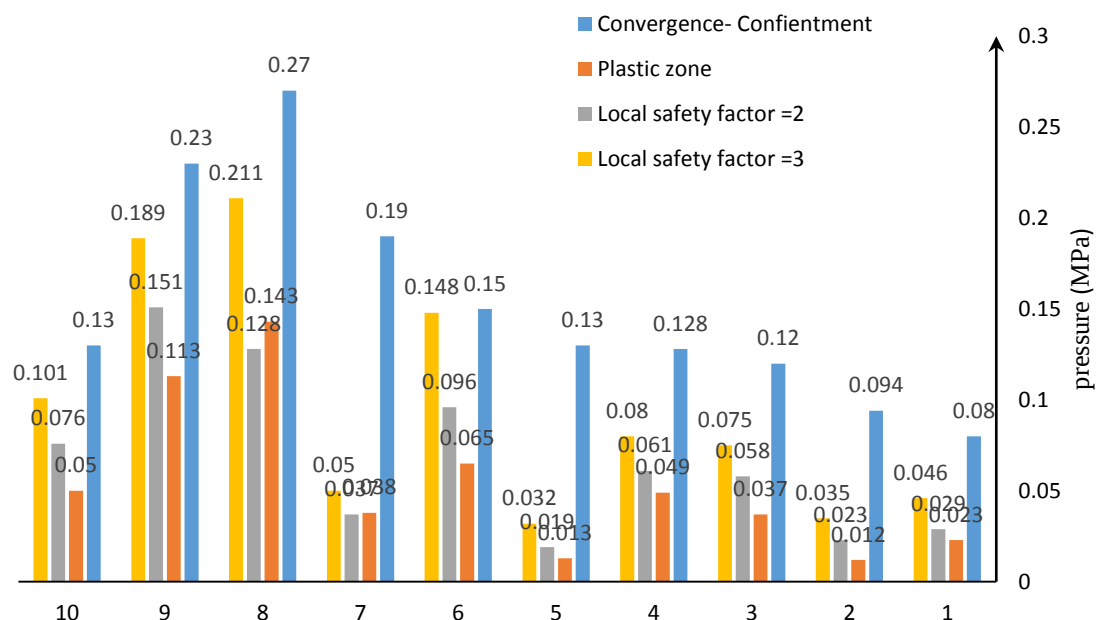
	گوئل N	سینگ بلند مدت	سینگ کوتاه مدت	باسین و گریمستد	بارتن	گوئل و جتوا	اونال	سینگ حداقل	سینگ حداکثر	دیر حداقل	دیر حداکثر	ترزاقی حداقل	ترزاقی حداکثر
A	۱/۰۷	۱/۰۲	۰/۹	۱/۲۵	۰/۹۴	۱/۱۲	۱/۱۵	۱/۲۵	۲/۵	۰/۷۵	۲/۳	۱/۳۴	۴/۲
B	۱/۱۷	۰/۸۵	۰/۷۴	۱/۰۴	۰/۸۸	۱/۰۲	۱/۰۳	۱/۰۶	۲/۱۳	۰/۶۴	۲	۱/۱۷	۳/۶۶
C	۰/۷۷	۰/۷	۰/۶۲	۰/۸۳	۰/۶۴	۰/۹۲	۰/۷۳	۰/۳۳	۰/۸۳	۰	۰/۳۳	۰/۳۳	۰/۹۲
D	۰/۷۲	۰/۶۶	۰/۵۸	۰/۷۸	۰/۶	۰/۸۶	۰/۶۹	۰/۳۱	۰/۷۸	۰	۰/۳۱	۰/۳۱	۰/۸۶
E	۰/۵۸	۰/۳۹	۰/۳۵	۰/۴۹	۰/۳۶	۰/۶۲	۰/۶۷	۰/۷۷	۱/۵۴	۰/۵۴	۱/۵۴	۰/۹۲	۲/۸۵
F	۰/۸۷	۰/۶۷	۰/۶	۰/۸۷	۰/۶۴	۰/۹۶	۰/۷۳	۰/۶۷	۱/۳۳	۰/۴۶	۱/۳۳	۰/۸	۲/۴۶
G	۰/۳۹	۰/۲۶	۰/۲۴	۰/۲۶	۰/۲۱	۰/۸۴	۰/۴۷	۰/۵۲	۱/۰۵	۰/۳۱	۱/۰۵	۰/۵۸	۱/۸۹
H	۰/۷۶	۰	۰	۰/۴۶	۰	۰	۰	۱/۱۱	۱/۴۸	۱/۴۴	۲/۷۵	۱/۴۴	۲/۷۵
I	۰/۳۷	۰/۴۳	۰/۴۱	۰/۴۸	۰/۳۶	۰/۸۵	۰/۴۳	۰	۰/۱۷	۰	۰/۱۷	۰	۰/۱۷
J	۰/۶۱	۰/۶۵	۰/۵۶	۰/۸۸	۰/۶۵	۱/۰۳	۰/۷۷	۰	۰/۳۱	۰	۰/۳۱	۰	۰/۳۱



شکل ۵-۲۵: مقایسه روش‌های مختلف تجربی با روش همگرایی همجواری

در مقایسه روش‌های عددی و تحلیلی هم می‌توان گفت که روش تحلیلی همگرایی همجواری نسبت به روش‌های عددی منطقه پلاستیک و ضریب ایمنی موضعی، مقدار بارسنگ بیشتری را برآورد می‌کند؛ که این موضوع در شکل ۵-۲۶ نشان داده شده است. همچنین با توجه به نتایج روش سیستماتیک

ضریب ایمنی موضعی مقادیر نزدیک تری را به روش تحلیلی همگرایی همجواری نسبت به روش منطقه پلاستیک برآورد می کند.



شکل ۵-۲۶: مقایسه روش های عددی و تحلیلی

۵-۸- جمع بندی

در این فصل با استفاده از روش هایی که در فصل سوم به آن ها اشاره شده برآورد بار انجام شده است. همچنین با توجه به اینکه نسبت تنش ها روی بارسنگ می تواند تاثیرگذار باشد به ازای نسبت تنش های ۰/۵، ۱، ۱/۵ و ۲ برآورد بار روی مقاطع I و H بررسی شده است. مقطع I واقع در زون گورپی بوده که بیشترین گستردگی را در مسیر تونل دارد و مقطع H در حالت تنش هیدرواستاتیک بیشترین بار را به سیستم نگهداری منتقل کرده است لذا این دو مقطع انتخاب شده و در حالت تنش غیر یکنواخت نیز مورد بررسی و تحلیل قرار گرفته است. در انتهای فصل نیز مقایسه ای بین روش های مختلف برآورد بارسنگ انجام گرفته است.

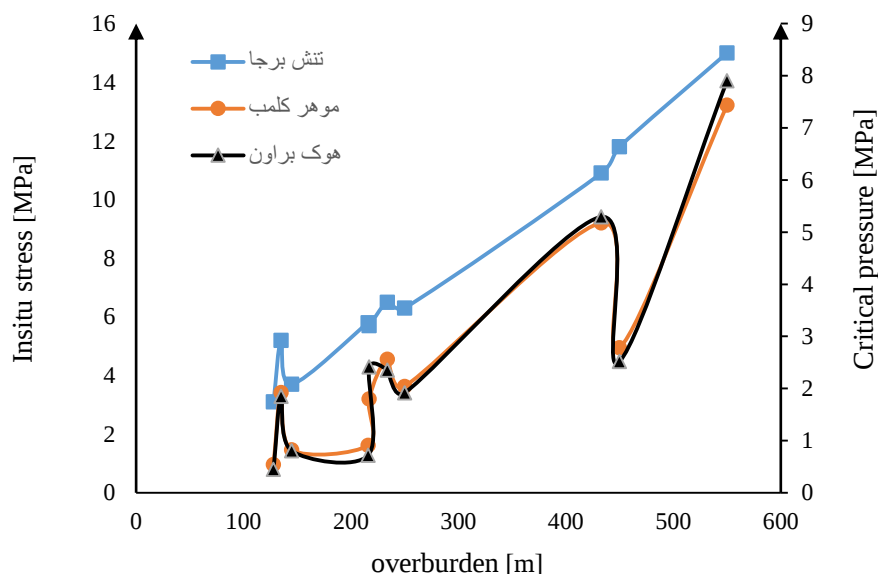
در فصل بعد به بحث پیرامون برآورد بار انجام شده در مقاطع مختلف با روش هایی که اشاره شده است پرداخته شده و نتیجه گیری در این خصوص انجام گرفته است.

فصل ششم

نتیجه گیری و پیشنهاد

همان طور که بیان شد باری که از سمت زمین میزبان بر سیستم نگهداری وارد می شود مهمترین جزء طراحی سیستم نگهداری است. در این راستا در تحقیق حاضر به مطالعه این موضوع و روش های مختلف برآورد آن پرداخته شده و برآورد بارسنگ بدین صورت انجام گرفته است و نتایج زیر حاصل شدند:

- با مقایسه منحنی تغییر شکل طولی زمین (LDP) حاصل از روش هوک و پانت می توان به این نکته اشاره کرد که طراحی بر اساس روش هوک موجب برآورد بیشتر بار روی سیستم نگهداری شده و در جهت افزایش ایمنی است. همچنین با مقایسه منحنی تغییر شکل طولی زمین حاصل از روش عددی با روش های تحلیلی هوک و پانت می توان دریافت که روش عددی با روش هوک تطابق بهتری دارد.
- روش های مبتنی بر طبقه بندی توده سنگ مثل Q و RMR تاثیر مچاله شوندگی را در محاسبه فشار زمین لحاظ نمی کنند ولی در روش ترزاقی، مقدار بار وارد بر سیستم نگهداری با توجه به ارایه مقادیر متفاوت بارسنگ بسته به نوع رفتار توده سنگ (از سنگ بسیار سخت و یکپارچه تا سنگ لهیده و آماسی) محاسبه می شود. روش همگرایی همجواری نیز تاثیر مچاله شوندگی را بوسیله تغییر شکل های بزرگ در میزان بار وارده بر سیستم نگهداری در نظر می گیرد.
- مزیت عمده روش عددی نسبت به روش های تحلیلی در رسم منحنی واکنش زمین توانایی روش های عددی در رسم منحنی واکنش زمین برای تونل هایی با سطح مقطع غیردایروی و تنش های برجای غیرایزوتروپیک است. همچنین برای رسم منحنی تغییر شکل طولی زمین نیز این قضیه صادق است.
- معمولاً برای زون های با تنش برجای بالاتر مقادیر فشار داخلی بحرانی نیز بیشتر خواهد بود. بنابراین در چنین زون هایی بار وارده بر سیستم نگهداری نیز نسبت به زون های دیگر بیشتر خواهد بود.



شکل ۶-۱: رابطه فشار بحرانی و تنش برجا با روباره تونل

البته علت اینکه فشار بحرانی در رابطه موهر کلمب و هوک براون در برخی نقاط با افزایش ارتفاع روباره و در نتیجه افزایش تنش برجا کاهش می‌یابد به دلیل خصوصیتی از سنگ است که روی فشار بحرانی تاثیر قابل توجهی دارد. عوامل تاثیر گذار روی فشار بحرانی در رابطه موهر کلمب: تنش برجای اولیه، چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی است و در روش هوک و برون فشار داخلی بحرانی متأثر از پارامترهای σ_0 و σ_{ci} ، s ، m_b می‌باشد و از این موارد می‌توان فهمید که این خصوصیات سنگ به طور قابل ملاحظه‌ای بارسنگ را تحت تاثیر قرار می‌دهد. لذا بایستی دقت و حساسیت زیادی در برآورد پارامترهای زمین برای برآورد بارسنگ و در نتیجه طراحی پوشش لحاظ شود.

- مطابق با شکل ۵-۱۷، با افزایش نسبت تنش حداکثر جابجایی در دیواره و تاج تونل نیز افزایش می‌یابد همچنین برای نسبت‌های تنش بزرگ‌تر از ۱ نیز با افزایش نسبت تنش معمولاً بارسنگ افزایش پیدا می‌کند اما در خصوص نسبت تنش کمتر از ۱ نمی‌توان کوچک‌تر بودن بارسنگ را نسبت به نسبت تنش ۱ با قطعیت بیان کرد.

- معمولاً در بین روش‌های تجربی روش ترزاقی بیشترین مقدار بارسنگ را برآورد می‌کند و در روش‌های مبتنی بر سیستم Q با کاهش مقدار Q بارسنگ به‌طور قابل توجهی کاهش می‌یابد.
- با مقایسه نتایج روش‌های تجربی و تحلیلی مشاهده می‌شود که بارسنگ برآورد شده از روش گوئل و جتوا در مقاطع مختلف به نتایج روش تحلیلی همگرایی همجواری نزدیک‌تر است که این مطلب در جدول ۵-۱۲ و شکل ۵-۲۵ نیز قابل مشاهده است.
- در بین روش‌های عددی نیز روش ضریب ایمنی موضعی نسبت به روش منطقه پلاستیک نتایج بهتر و نزدیکتری را به روش تحلیلی همگرایی همجواری برآورد می‌کند که می‌تواند به عنوان یک روش سیستماتیک برای برآورد ارتفاع بارسنگ در طراحی پوشش بتنی مورد توجه قرار گیرد.

فهرست منابع

- [۱] Kim, H. and Z. Eisenstein, (2006) "*Prediction of tunnel lining loads using correction factors*". **Engineering Geology**, 85(3): p. 302-312.
- [۲] Sinha, R.S., *Underground structures: design and instrumentation*. 1989: Elsevier.
- [۳] No, W.G. and I.T. Association, (2000) "*Guidelines for the design of shield tunnel lining*". **Tunnelling and Underground Space Technology**, 15(3): p. 303-331.
- [۴] Singh, B., et al., (1997) "*Support pressure assessment in arched underground openings through poor rock masses*". **Engineering Geology**, 4 : (۱) ^p. 59-81.
- [۵] Kim, H.J., (1997), PhD. thesis , "*Estimation for tunnel lining loads*", Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta
- [۶] یاور زاده س. و مومیوند ح، (۱۳۸۷) "مقایسه برآورد فشار وارده بر سیستم نگهداری تونل‌های سنگی با استفاده از روش های تجربی" *دومین کنفرانس مهندسی معدن*
- [۷] Dehkordi, M.S., et al., (2013) "*Application of the strain energy to estimate the rock load in squeezing ground condition of Eamzade Hashem tunnel in Iran.*" **Arabian Journal of Geosciences**,. 6(4): p. 1241-1248.
- [۸] Dwivedi, R., et al., (2014) "*Estimation of support pressure during tunnelling through squeezing grounds*". **Engineering Geology**, 168: p. 9.۲۲-
- [۹] Afshar, T., Sharifzadeh, M., Rostami, J., (2014) "*Estimation of Rock Load For Tunnels With Different Disturbance Factors*", in **15th Australasian Tunneling Conference**.

[۱۰] Dube, A., (2010) "Assessment of Rock Pressure for Tunnels in the Himalayan Region—A Case History"..

[۱۱] González-Nicieza, C., et al., (2008) "Influence of the depth and shape of a tunnel in the application of the convergence–confinement method" . **J Tunnelling and Underground Space Technology**,. 23(1): p. 25-37.

[۱۲] Mariee, A.A., A.M. Belal, and A. El-Desouky, (2009) "Application of the Convergence-Confinement Approach to Analyze the Rock-Lining Interaction in Tunnels (Case Study: Shimizu Tunnel)". ASAT-13, May,: p. 26-28.

[۱۳] Carranza-Torres, C. and C. Fairhurst, (2000) "Application of the convergence-confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion". **J Tunnelling and Underground Space Technology**,. 15(2): p. 187-213.

[۱۴] مختاریان اصل م.، جعفری ا. و اسماعیلی م.، (۱۳۸۶) "برآورد بار وارده بر پوشش تونل انتقال آب نوسود با روش همگرایی- همجواری" سومین کنفرانس مکانیک سنگ

[۱۵] طایی سمیرمی س.، بخشنده امنیه ح.، رحیمی دیزجی م. و وحیدی ح. (۱۳۹۳) "برآورد بار وارده بر پوشش بتنی تونل بلند سد سردشت با روشهای تحلیلی و عددی" پنجمین کنفرانس مکانیک سنگ

[۱۶] Kitagawa, T., et al., (1991) "Application of convergence confinement analysis to the study of preceding displacement of a squeezing rock tunnel". **Rock mechanics and rock engineering**,. 24(1): p. 31-51.

[۱۷] You, K., M. Sagong, and J.S. Lee, (2007) "Estimation of rock load for the design of 2-arch tunnel lining" *Underground Space- the 4th Dimension of Metropolises – Barták, Hrdina, Romancov & Zlámál - Taylor & Francis Group* (eds): p. 785 -789.

[۱۸] بصیرت ر.، حسنی ر. و محمودیان ن، (۱۳۹۴) "بررسی روشهای مختلف برآورد بارسنگ (مطالعه

موردی: تونل ۱ آزادراه منجیل رودبار)" دومین کنفرانس منطقه ای و یازدهمین کنفرانس تونل

ایران

[۱۹] بصیرت ر.، چمن زاد م. و یعقوبی نادر ح، (۱۳۹۲) "برآورد فشار وارده بر سیستم نگهداری و

تعیین نیروهای داخلی پوشش تونلها (مطالعه موردی: تونل امامزاده هاشم)" دهمین کنفرانس ملی

تونل

[۲۰] Singh, T.D. and B. Singh, (2006), "*Tunnelling In Weak Rocks*" Elsevier Geo-Engineering Book 5: Vol. 5.: Elsevier.

[۲۱] Terzaghi, K., (1946) "*Rock defects and loads on tunnel supports*".

[۲۲] Bieniawski, Z.T., (1984) "*Rock mechanics design in mining and tunnelling*" A.A. Balkema.

[۲۳] Rose, D. (1982) "*Revising Terzaghi's tunnel rock load coefficients*". in *The 23rd US Symposium on Rock Mechanics (USRMS)*.. American Rock Mechanics Association.

[۲۴] Jethwa, J. and A. Dube, (1995) "*A classification system for support pressure in tunnels and caverns*". **Journal of Rock Mechanics and Tunnelling Technology**, 1(1): p. 13-24.

[۲۵] Cantieni, L. and G. Anagnostou, (2009) "*The interaction between yielding supports and squeezing ground*". **Tunnelling and Underground Space Technology**, 24(3): p. 309-322.

[۲۶] Barla, G., M. Bonini, and M. Semeraro, (2011) "*Analysis of the behaviour of a yield-control support system in squeezing rock*". **J Tunnelling and Underground Space Technology**, **26**(1): p. 146-154.

[۲۷] Barla, G ., (2001) "*Tunnelling under squeezing rock conditions*". Eurosummer-School in Tunnel Mechanics, Innsbruck,: p. 169-268.

[۲۸] Goel, R., J. Jethwa, and A. Paithankar.(1995) "*An empirical approach for predicting ground condition for tunnelling and its practical benefits*", **in The 35th US Symposium on Rock Mechanics (USRMS)**. American Rock Mechanics Association.

[۲۹] Oreste, P., (2003) "*Analysis of structural interaction in tunnels using the convergence–confinement approach*". **J Tunnelling and Underground Space Technology**, **18**(4): p. 347-363.

[۳۰] فهمیمی فرا، (۱۳۷۶) "سازه های زیرزمینی در سنگ" آزمایشگاه فنی و مکانیک خاک.

[۳۱] DEBASIS, D. and V.A. KUMAR, (2016) "*Fundamentals and Applications of Rock Mechanics*". Prentice Hall India Pvt., Limited.

[۳۲] Gesta, P., (1986) "*Recommendations for use of convergence-confinement method*". **Tunnels et Ouvrages Souterrains**, (73).

[۳۳] Panet, M., et al., (2001) "*The convergence-confinement method*." **AFTES-recommendations des Groupes de Travail**.

[۳۴] Yoo, K. and D. Lee, (2007) "*The estimation of the relaxed rock mass height of a subsea tunnel under the overstressed ground conditions in coupled analysis*". **J. of Korean Society for Rock Mechanics**,: p. 137-146.

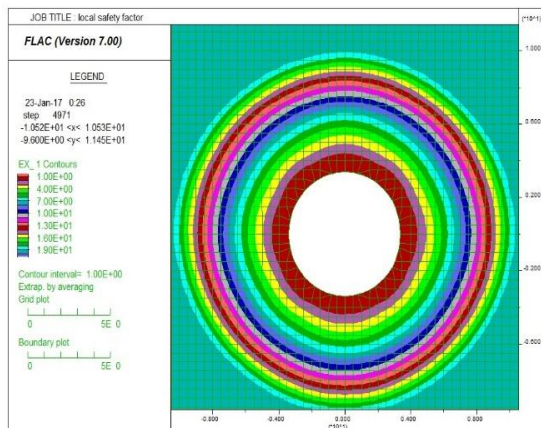
[۳۵] Itasca, UDEC, *Version 6.0 user's manuals*. Itasca Consulting Group, Minneapolis, 2015.

- [۳۶] گزارش زمین شناسی مهندسی تونل بازی دراز، (۱۳۹۴) شرکت مهندسین مشاور ساحل
- [۳۷] رمضان زاده ا، (۱۳۷۶) پایان نامه ارشد: "طراحی و تحلیل پایداری مغار نیروگاه هیدروالکتریک کارون ۳"، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس.
- [۳۸] Zhang, L., (2016) "*Engineering properties of rocks*". Butterworth-Heinemann, Elsvier.
- [۳۹] Zhou, P., (2014) "*The Use of the Continuity Factor as a Tool to Represent Representative Elementary Volume in Rock Engineering Design*", **KTH Royal Institute of Technology**.
- [۴۰] زارع ش، (۱۳۷۸) پایان نامه ارشد: "تحلیل پایداری و طراحی نگهداری حفريات زیرزمینی در محیط مارنی سازند آغاچاری"، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس.
- [۴۱] Itasca, FLAC2D, *Version 3.0 user's manuals*. Itasca Consulting Group, Minneapolis. 1.
- [۴۲] Duncan, J.M., (2000) "*Factors of safety and reliability in geotechnical engineering*". **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**, 126(4): p. 307-316.
- [۴۳] Hoek, E., (2016) "*Practical rock engineering*" Elsevier .
- [۴۴] Sherizadeh, T., (2015) " *Assessment of Roof Stability in a Room and Pillar Coal Mine in the US Using Three-Dimensional Distinct Element Method*" **J Tunnelling and Underground Space Technology, Elsvier**.

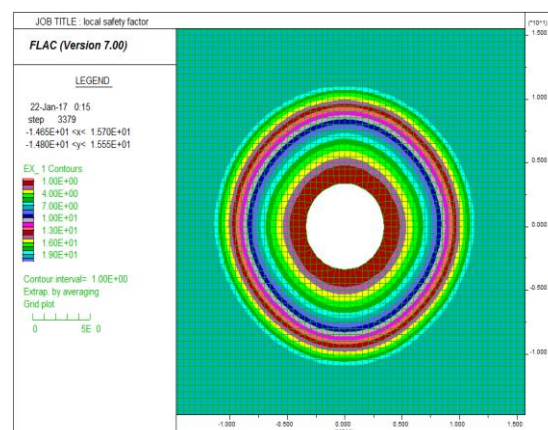
[٤٥] Töyrä, J., (2004) "*Stability of shallow seated constructions in hard rock*" a pilot study.: **Luleå tekniska universitet**, Technical report, ISSN: 1402-1536 .

پوست

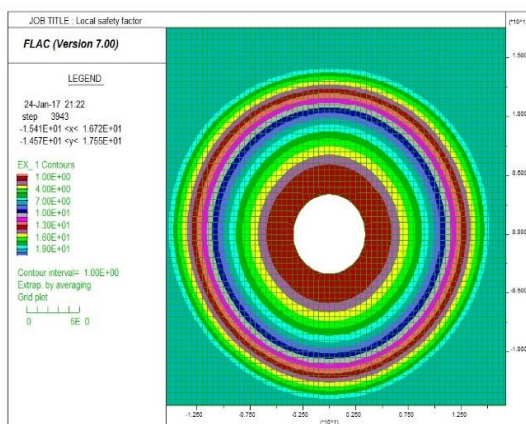
۱-۷ پیوست (۱): ضریب ایمنی موضعی برای مقاطع مختلف



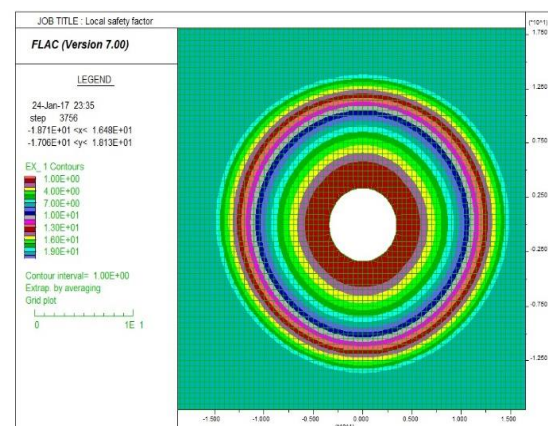
شکل ۷-۲: ضریب ایمنی موضعی مقطع (B)



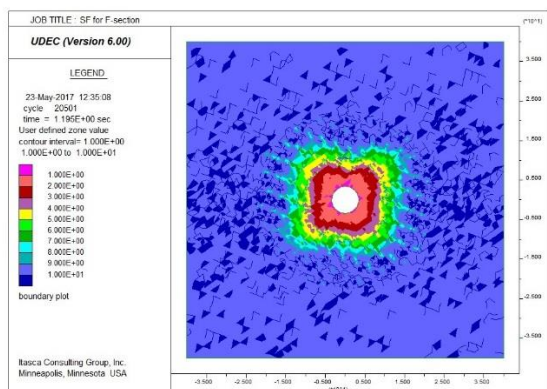
شکل ۷-۱: ضریب ایمنی موضعی مقطع (A)



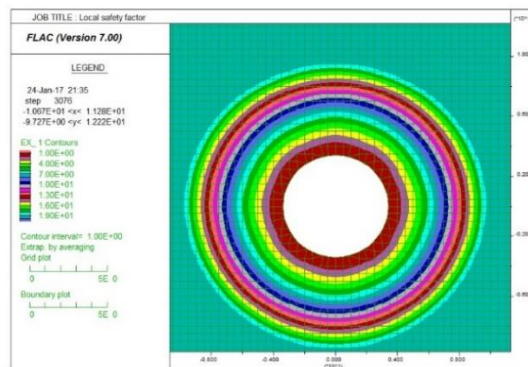
شکل ۷-۴: ضریب ایمنی موضعی مقطع (D)



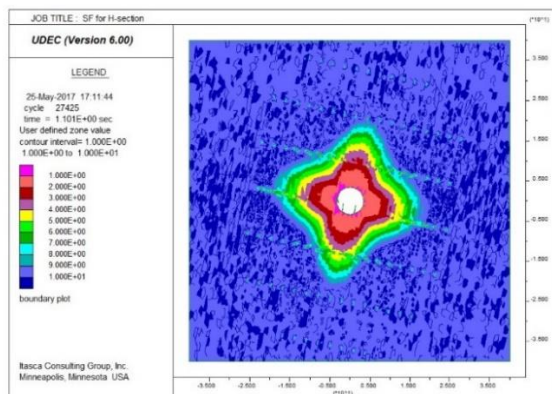
شکل ۷-۳: ضریب ایمنی موضعی مقطع (C)



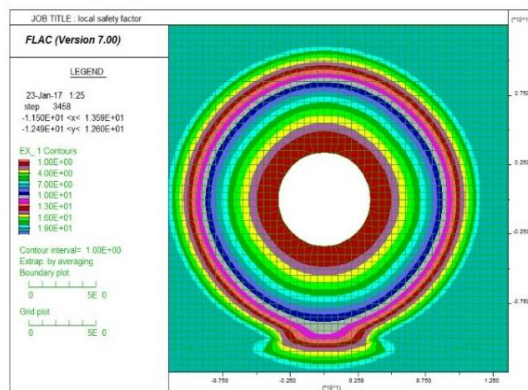
شکل ۷-۶: ضریب ایمنی موضعی مقطع (F)



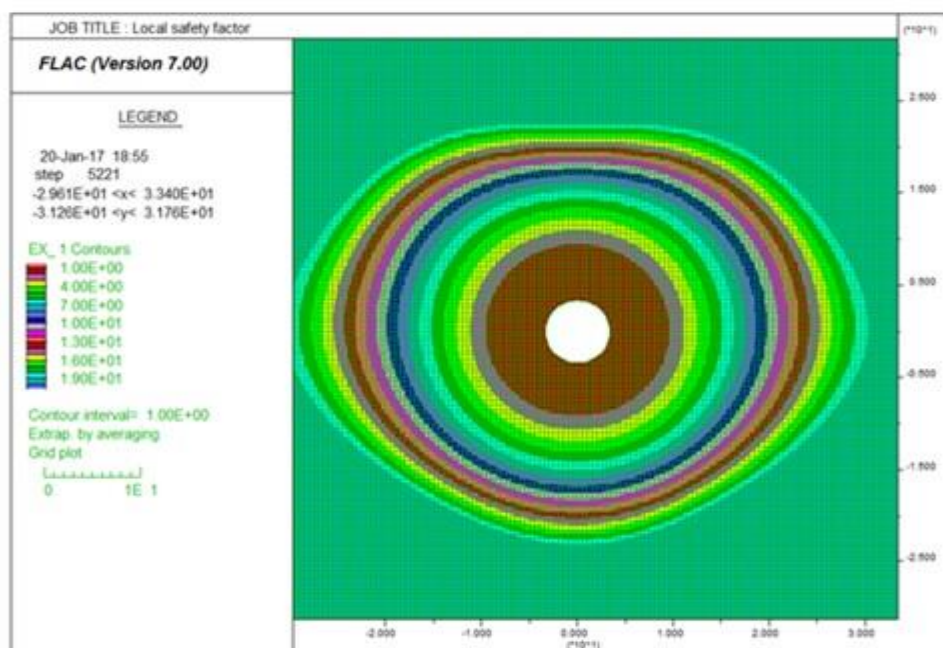
شکل ۷-۵: ضریب ایمنی موضعی مقطع (E)



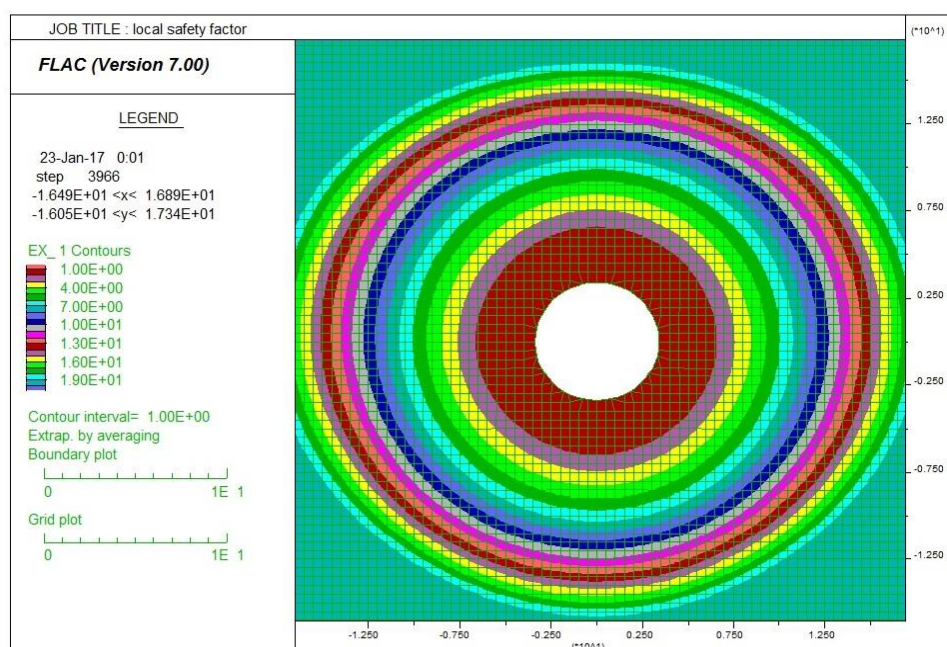
شکل ۷-۸: ضریب ایمنی موضعی مقطع (H)



شکل ۷-۷: ضریب ایمنی موضعی مقطع (G)



شکل ۷-۹: ضریب ایمنی موضعی مقطع (I)



شکل ۷-۱۰: ضریب ایمنی موضعی مقطع (J)

Abstract

Before a specified location or area is excavated, resultant forces on the point is zero and the given point has stable equilibrium status, but while the underground space is excavated, the original stresses redistributed and the original stable equilibrium status of the surrounding rock is interrupted, therefor engineers designed of the tunnel support for maintenance and stability of underground spaces.

The amount of loading come from the host ground itself is one of the major parameter in design of tunnel supports. Whatever the measurement is meticulously, calculation of stability analysis of tunnel lining is better done. But the problem is not easily and exactly solved due to uncertainties of the ground conditions, the redistribution of the in situ stresses related to the ground deformation before and after lining installation, and the differences in construction procedures.

The determination of lining loads and stability analysis of underground spaces can be calculated using three methods: empirical, analytical and numerical methods. In this thesis, various methods in order to predicting of rock load are reviewed. Then value of rock load on the tunnel lining is predicted by using different methods for Bazi Deraz water conveyance tunnel. Results showed that the empirical and numerical approaches offer the highest and the lowest of rock load, respectively, and Numerical method with local factor of safety Provides better results than Numerical method with plastic zone.

Keywords: Rock load; Convergence-confinement; empirical; numerical; Bazi Deraz water conveyance tunnel.



Faculty of mining, Petroleum and Geophysics Engineering

M.Sc .Thesis in Rock Mechanics

Analysis of rock load on the tunnel linings
(Case study: Bazi Deraz water conveyance tunnel)

By: Hashem Taghizadeh

Supervisor:

Dr. Shokrollah zare

Advisor:

Mojtaba Mohammad Nejad

June 2017