

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



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

بررسی محدودیت‌های روش منحنی عکس‌العمل زمین (مطالعه موردی: تونل البرز)

نگارنده: وریا صلواتی

اساتید راهنما:

دکتر رحمان ترابی

دکتر مجید نیکخواه

بهمن ۹۵

تقدیم به پدر و مادر دلسوزم

و برادر و خواهر

مهربانم...

به رسم ادب و قدرشناسی، بر خود لازم می‌دانم از اساتید ارجمندم آقایان دکتر مجید مکیخواه و دکتر

رحمان ترابی که صبورانه پشتیبان و راهنمای من بودند و در طول انجام این پروژه بار راهنمایی‌های مفید و

مساعدت‌هایشان راه را هموار نموده‌اند و از بیچ‌گونه کمال علمی و علمی‌دین‌نکرده‌اند کمال تشکر و قدردانی

را داشته باشم.

پس‌چنین از راهنمایی‌ها و همکاری‌های گران‌بهای آقایان مهندس امین دهقانی، محبتی تقی‌زاده، مانیل

سلطانی، مجید میرزایی و ایوب طاهری از صمیم قلب تشکر می‌نمایم.

تعهد نامه

اینجانب **وریا صلواتی** دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی معدن گرایش مکانیک سنگ از دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه کارشناسی ارشد تحت عنوان **بررسی محدودیت‌های روش منحنی عکس‌العمل زمین (مطالعه موردی: تونل البرز)** تحت راهنمایی آقایان دکتر رحمان ترابی و دکتر مجید نیکخواه

متعهد می‌شوم:

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

تاریخ ۹۵/۱۱/۱۸

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه‌های رایانه‌ای، نرم افزارها و تجهیزات ساخته شده) مربوط به دانشگاه صنعتی شاهرود می‌باشد. 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 نمی‌باشد.

چکیده

صنعت استخراج از معادن و حفاری تونل‌ها نیاز به انجام تجزیه و تحلیل پایداری در طول حفاری آن‌ها دارد. حفاری زیرزمینی باعث ایجاد تغییر در تنش زمین شده و با این تغییرات، حرکات زمین در مناطق اطراف آن ایجاد می‌شود که ممکن است این حرکات باعث ایجاد جابجایی در سقف و دیواره تونل شود. منحنی عکس‌العمل زمین ابرازی قدرتمند برای توصیف این جابجایی بوده که به‌طور گسترده-ای در روش تونل‌سازی جدید مورد استفاده است، با این حال راه حل‌های تحلیلی موجود تنها تحت شرایط همسانگرد برای تونل عمیق قابل اجرا است. منحنی واکنش زمین را می‌توان به‌عنوان یک منحنی توصیف کاهش فشار درونی و افزایش جابجایی شعاعی دیوار تونل تعریف کرد.

به وسیله منحنی عکس‌العمل زمین می‌توان میزان جابجایی سقف، دیواره و کف تونل را به دست آورد و با توجه به میزان جابجایی می‌توان میزان صلبیت سیستم نگهداری را تعیین کرد. با توجه به این منحنی بهترین زمان نصب سیستم نگهداری را نیز می‌توان مشخص نمود.

با توجه به در نظر گرفتن فرضیات اساسی در رسم منحنی عکس‌العمل زمین و اختلاف نتایج در روش‌های تحلیلی و عددی، در این تحقیق محدودیت‌های روش منحنی عکس‌العمل زمین در شرایط مختلف بررسی شده است. تحقیق با مطالعه تحلیلی آغاز شده، پس از آن با کمک یک مدل عددی دو بعدی، مقایسه‌ای بین نتایج راه حل تحلیلی و راه حل عددی برای منحنی واکنش زمین در اعماق ۱۰، ۲۰، ۳۵، ۱۰۰، ۲۰۰ و ۴۰۰ متر، در نسبت تنش‌های برجا ۰/۵، ۱، ۱/۵ و ۲ و در سه نوع سنگ با پارامترهای مقاومتی سخت، متوسط و ضعیف انجام شده است. روش تحلیلی با معیار شکست موهر-کولمب و روش عددی با نرم‌افزار FLAC بررسی شده است که با توجه به نسبت نتایج روش عددی به تحلیلی در شرایط مختلف، محدودیت‌های منحنی عکس‌العمل زمین در روش تحلیلی به‌دست آمد که برای عمق‌های بسیار کم جواب دقیقی نمی‌دهد و نسبت جابجایی در دیواره به روش تحلیلی با توجه به نمودارهای به‌دست آمده دقیق‌تر از جابجایی در سقف به روش تحلیلی است. علاوه بر این، برای حل

مشکل روش تحلیلی سه معادله‌ی تجربی برای جابجایی دیوار تونل در محیط الاستیک و پلاستیک و تاج تونل در محیط الاستیک، پس از محاسبات و استفاده از رگرسیون دو گانه در نرم‌افزار Excel به دست آمده که با نتایج عددی مقایسه شد که در محیط الاستیک نتایج کاملاً با روش عددی مطابقت دارد. در نهایت مطالعه موردی در تونل البرز انجام گرفت، تونل‌های البرز شامل دو تونل و یک تونل سرویس (بین دو تونل) است. در حال حاضر حفاری و تحکیم تونل سرویس به روش مکانیزه توسط TBM به اتمام رسیده است. تونل البرز به طول ۶۳۸۷ متر به عنوان طولانی‌ترین تونل راه کشور در حال احداث است. قطر دهانه تونل ۱۳/۶ متر و ارتفاع آن ۹/۵ متر است که با احداث این تونل‌ها مسیر ۱۲ کیلومتری فعلی جاده چالوس با پیچ‌های خطرناک تبدیل به ۶ کیلومتر جاده امن می‌شود، حداکثر ضخامت روباره مسیر تونل حدود ۸۵۰ متر است. در متراژ ۵۵۰۰ متری تونل البرز، منحنی عکس‌العمل زمین با توجه به نسبت تنش برجا زمین تخمینی برابر ۱، رسم و با نتایج قبل مقایسه شد که نسبت جابجایی در دیواره به روش تحلیلی جواب دقیق‌تری نسبت به جابجایی در سقف به روش تحلیلی داشت، همچنین با توجه به فرض دایره‌ای بودن تونل در روش تحلیلی، مقطع تونل به شکل دایره شبیه‌سازی شد که جابجایی‌ها در مقطع تونل کمی بیش‌تر از جابجایی در مقطع دایره شد ولی با توجه به اختلاف کم در مقطع تونل و مقطع دایره، نسبت جابجایی‌ها قابل قبول بود.

کلمات کلیدی: تونل البرز، جابجایی، روش تحلیلی، روش عددی، منحنی عکس‌العمل زمین

فهرست مطالب

فصل اول: کلیات	۱
۱-۱- مقدمه	۲
۲-۱- مشخصات عمومی طرح	۳
۳-۱- بیان مساله و سوال اصلی تحقیق	۳
۴-۱- اهداف، ضرورت‌ها و روش انجام تحقیق	۴
۵-۱- ساختار و فصل بندی پایان نامه	۶
فصل دوم: کلیات و مرور ادبیات	۹
۱-۲- مقدمه	۱۰
۲-۲- سابقه تحقیقات انجام گرفته	۱۰
۱-۲-۲- مطالعات تحلیلی انجام شده منحنی عکس‌العمل زمین	۱۱
۲-۲-۲- مطالعات عددی انجام شده منحنی عکس‌العمل زمین	۱۵
۳-۲- بررسی نسبت تنش‌های برجا در زمین	۱۶
۴-۲- مشکلات تحقیق و تونل‌های کم عمق	۱۸
۵-۲- مدل رفتار مواد	۲۱
۱-۵-۲- مقاومت توده سنگ	۲۱
۲-۵-۲- مدل رفتاری توده سنگ	۲۱

- ۲-۵-۳- مدل‌های شکست در تونل ۲۳
- ۲-۵-۴- معیار شکست موهر- کولمب ۲۵
- ۲-۶- روش همگرایی- همجواری ۲۶
- ۲-۷- منحنی عکس‌العمل زمین در اشکال و نقاط مختلف تونل ۲۸
- ۲-۸- جمع‌بندی ۳۲
- فصل سوم: مقایسه روش‌های تحلیلی و عددی منحنی عکس‌العمل زمین ۳۳
- ۳-۱- مقدمه ۳۴
- ۳-۲- روش تحلیلی ۳۴
- ۳-۲-۱- روش کارانزا- تورس ۳۵
- ۳-۲-۲- روش دانکن فاما ۳۵
- ۳-۲-۲-۱- منطقه الاستیک ۳۷
- ۳-۲-۲-۲- منطقه پلاستیک ۴۰
- ۳-۳- مدل‌سازی عددی ۴۲
- ۳-۳-۱- انواع روش‌های عددی ۴۲
- ۳-۳-۲- انتخاب نرم‌افزار عددی ۴۳
- ۳-۳-۳- مولفه‌های مورد نیاز برای شبیه‌سازی رفتار تونل ۴۳
- ۳-۳-۳-۱- داده‌های مدل‌سازی انجام شده ۴۴

- ۳-۳-۲- فرضیات مورد استفاده ۴۴
- ۳-۳-۳- تعیین تعداد مش‌ها و المان بندی مساله ۴۴
- ۳-۳-۴- تعیین خواص مصالح ۴۵
- ۳-۳-۵- تعیین شرایط مرزی و شرایط اولیه ۴۶
- ۳-۴- محیط‌های استفاده شده و پارامترهای آن ۴۶
- ۳-۵- حل مدل و به تعادل رساندن آن قبل از عملیات حفاری ۵۰
- ۳-۶- بررسی منحنی عکس‌العمل زمین با استفاده روش عددی و تحلیلی ۵۲
- ۳-۷- بررسی محدودیت‌های روش تحلیلی برای بررسی منحنی عکس‌العمل زمین ۸۳
- ۳-۷-۱- بررسی محدودیت‌های منحنی عکس‌العمل دیواره تونل ۸۳
- ۳-۷-۲- بررسی محدودیت‌های منحنی عکس‌العمل تاج تونل ۸۸
- ۳-۸- آرایه معادله تجربی ۹۳
- ۳-۹- جمع‌بندی ۱۰۱
- فصل چهارم: مقایسه تحلیلی و عددی منحنی عکس‌العمل زمین در تونل البرز ۱۰۳
- ۴-۱- مقدمه ۱۰۴
- ۴-۲- معرفی پروژه تونل البرز ۱۰۴
- ۴-۲-۱- وضعیت زمین‌شناسی منطقه و پارامترهای تونل البرز ۱۰۵
- ۴-۲-۲- مقطع تونل ۱۰۸

۳-۴- معادل سازی مقطع تونل با مقطع دایره	۱۰۸
۴-۴- تخمین نسبت تنش افقی به تنش قائم در مقطع انتخابی مورد نظر	۱۰۹
۴-۵- نتایج عددی و تحلیلی	۱۱۳
۴-۶- جمع بندی	۱۱۴
فصل پنجم: نتیجه گیری و پیشنهادها	۱۱۷
۵-۱- نتیجه گیری	۱۱۸
۵-۱-۱- بررسی اثر نسبت تنش برجا و عمق بر منحنی عکس العمل زمین	۱۱۸
۵-۱-۲- بررسی محدودیت روش تحلیلی در مقایسه با دیواره تونل	۱۱۸
۵-۱-۳- بررسی محدودیت روش تحلیلی در مقایسه با تاج تونل	۱۱۹
۵-۱-۴- ساختن فرمول تجربی و بررسی آن	۱۲۰
۵-۱-۵- بررسی محدودیت روش تحلیلی به عددی در مطالعه موردی	۱۲۱
۵-۲- پیشنهادها	۱۲۲
منابع و مراجع	۱۲۴

فهرست جدول‌ها

- جدول (۱-۳) مشخصات توده سنگ در سنگ سخت با $GSI=75$ ۴۷
- جدول (۲-۳) مشخصات توده سنگ در سنگ متوسط با $GSI=50$ ۴۸
- جدول (۳-۳) مشخصات توده سنگ در سنگ ضعیف با $GSI=25$ ۴۹
- جدول (۴-۳) جابجایی‌های به‌دست آمده از روش‌های عددی، تحلیلی و تجربی ۹۹
- جدول (۱-۴) پارامترهای تونل البرز در مقطع ۵۵۰۰ m ۱۰۶
- جدول (۲-۴) روابط تجربی برای تعیین مقدار k ۱۱۱
- جدول (۳-۴) بررسی نسبت حداکثر جابجایی روش‌های عددی به تحلیلی (S) ۱۱۳

فهرست شکل‌ها

- شکل (۱-۲) اندازه‌گیری فشار قایم از پروژه‌های استخراج معادن و مهندسی عمران در سراسر جهان..... ۱۷
- شکل (۲-۲) نسبت تنش افقی به تنش عمودی از پروژه‌های استخراج معادن و مهندسی عمران در سراسر جهان..... ۱۸
- شکل (۳-۲) تنش - حفاری ناشی از رسیدن به حداکثر (تقریبی) فاصله سه قطر تونل پشت جبهه کار تونل ($X/D < 3$)..... ۲۰
- شکل (۴-۲) مدل رفتار تنش-کرنش برای: (الف) توده سنگ نرم با کیفیت بسیار ضعیف (ب) توده سنگ با کیفیت متوسط (ج) توده سنگ سخت با کیفیت بسیار خوب..... ۲۲
- شکل (۵-۲) حالت رفتار پس از شکست توده سنگ‌های مختلف برای توده سنگ با شاخص قدرت زمین شناسی مختلف (GSI)..... ۲۲
- شکل (۶-۲) شکست برشی در ناحیه پلاستیک در اطراف تونل در سنگ ضعیف رخ می‌دهد..... ۲۳
- شکل (۷-۲) جاذبه باعث رانش گوه‌های بی‌ثبات در طول ساختارهای زمین شناسی بلوکی در شرایط تنش برجا پایین می‌شود..... ۲۴
- شکل (۸-۲) تنش شکست ترد در سنگ عظیم شکننده تحت شرایط بالا تنش برجا..... ۲۴
- شکل (۹-۲) معیار شکست موهر-کولمب..... ۲۶
- شکل (۱۰-۲) شکل شماتیک از رابطه LDP، GRC و SCC برای استفاده در روش همگرایی-همجواری..... ۲۸
- شکل (۱۱-۲) نمودار منحنی واکنش زمین برای یک تونل دایره‌ای شکل زمانی که نسبت تنش اولیه برابر الف) ۱، ب) ۱/۵ و ج) ۲ است..... ۲۹

- شکل (۱۲-۲) نمودار منحنی واکنش زمین برای یک تونل دایره‌ای شکل زمانی که نسبت تنش اولیه برابر الف (۰/۷۵، ب) ۱ و ج) ۱/۵ است ۳۰
- شکل (۱۳-۲) نمودار منحنی واکنش زمین برای الف) تونل مستطیل شکل، ب) تونل نعل اسبی زمانی که نسبت تنش اولیه برابر ۱ است ۳۱
- شکل (۱-۳) تنش‌های شعاعی، مماسی و ناحیه شکسته اطراف حفره‌های دایره‌ای شکل ۳۶
- شکل (۲-۳) تعادل نیروهای یک المان بی‌نهایت کوچک در اطراف تونل در شرایط محوری تقارن ۳۸
- شکل (۳-۳) نیروهای اطراف تونل دایره‌ای در یک المان دیفرانسیل ۳۸
- شکل (۴-۳) نمودار منحنی عکس‌العمل زمین ۴۱
- شکل (۵-۳) ابعاد مدل، مش‌بندی و هندسه مقطع ۴۵
- شکل (۶-۳) پارامترهای به‌دست آمده توده سنگ در سنگ سخت با استفاده از نرم‌افزار RocData ۴۷
- شکل (۷-۳) پارامترهای به‌دست آمده توده سنگ در سنگ با سختی متوسط با استفاده از نرم‌افزار RocData ۴۸
- شکل (۸-۳) پارامترهای به‌دست آمده توده سنگ در سنگ ضعیف با استفاده از نرم‌افزار RocData ۴۹
- شکل (۹-۳) تاریخچه نیروهای نامتعادل کننده قبل و بعد از حفاری ۵۰
- شکل (۱۰-۳) تاریخچه سرعت گره‌ای قبل و بعد از حفاری ۵۱
- شکل (۱۱-۳) تاریخچه جابجایی قبل و بعد از حفاری ۵۱
- شکل (۱۲-۳) کنتور تنش‌های قائم قبل و بعد از حفاری ۵۱
- شکل (۱۳-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق ۱۰ m و $k=0/5$ ۵۲

- شکل (۱۴-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق 10 m و $k=1$ ۵۳
- شکل (۱۵-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق 10 m و $k=1/5$ ۵۳
- شکل (۱۶-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق 10 m و $k=2$ ۵۴
- شکل (۱۷-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق 20 m و $k=0/5$ ۵۴
- شکل (۱۸-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق 20 m و $k=1$ ۵۵
- شکل (۱۹-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق 20 m و $k=1/5$ ۵۵
- شکل (۲۰-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق 20 m و $k=2$ ۵۶
- شکل (۲۱-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق 35 m و $k=0/5$ ۵۶
- شکل (۲۲-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق 35 m و $k=1$ ۵۷
- شکل (۲۳-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق 35 m و $k=1/5$ ۵۷
- شکل (۲۴-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق 35 m و $k=2$ ۵۸
- شکل (۲۵-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق 100 m و $k=0/5$ ۵۸
- شکل (۲۶-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق 100 m و $k=1$ ۵۹
- شکل (۲۷-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق 100 m و $k=1/5$ ۵۹
- شکل (۲۸-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق 100 m و $k=2$ ۶۰
- شکل (۲۹-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق 200 m و $k=0/5$ ۶۰
- شکل (۳۰-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق 200 m و $k=1$ ۶۱

- شکل (۳-۳۱) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق 200 m و $k=1/5$ ۶۱
- شکل (۳-۳۲) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق 200 m و $k=2$ ۶۲
- شکل (۳-۳۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق 400 m و $k=0/5$ ۶۲
- شکل (۳-۳۴) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق 400 m و $k=1$ ۶۳
- شکل (۳-۳۵) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق 400 m و $k=1/5$ ۶۳
- شکل (۳-۳۶) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق 400 m و $k=2$ ۶۴
- شکل (۳-۳۷) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق 10 m و $k=0/5$ ۶۴
- شکل (۳-۳۸) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق 10 m و $k=1$ ۶۵
- شکل (۳-۳۹) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق 10 m و $k=1/5$ ۶۵
- شکل (۳-۴۰) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق 10 m و $k=2$ ۶۵
- شکل (۳-۴۱) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق 20 m و $k=0/5$ ۶۶
- شکل (۳-۴۲) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق 20 m و $k=1$ ۶۶
- شکل (۳-۴۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق 20 m و $k=1/5$ ۶۶
- شکل (۳-۴۴) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق 20 m و $k=2$ ۶۷
- شکل (۳-۴۵) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق 35 m و $k=0/5$ ۶۷
- شکل (۳-۴۶) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق 35 m و $k=1$ ۶۷
- شکل (۳-۴۷) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق 35 m و $k=1/5$ ۶۸

شکل (۴۸-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۳۵m و $k=2$ ۶۸

شکل (۴۹-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۱۰۰m و $k=0.5$ ۶۸

شکل (۵۰-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۱۰۰m و $k=1$ ۶۹

شکل (۵۱-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۱۰۰m و $k=1.5$ ۶۹

شکل (۵۲-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۱۰۰m و $k=2$ ۶۹

شکل (۵۳-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۲۰۰m و $k=0.5$ ۷۰

شکل (۵۴-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۲۰۰m و $k=1$ ۷۰

شکل (۵۵-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۲۰۰m و $k=1.5$ ۷۱

شکل (۵۶-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۲۰۰m و $k=2$ ۷۱

شکل (۵۷-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۴۰۰m و $k=0.5$ ۷۲

شکل (۵۸-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۴۰۰m و $k=1$ ۷۲

شکل (۵۹-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۴۰۰m و $k=1.5$ ۷۳

شکل (۶۰-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۴۰۰m و $k=2$ ۷۳

شکل (۶۱-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۱۰m و $k=0.5$ ۷۴

شکل (۶۲-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۱۰m و $k=1$ ۷۵

شکل (۶۳-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۱۰m و $k=1.5$ ۷۵

شکل (۶۴-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۱۰m و $k=2$ ۷۵

- شکل (۳-۶۵) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۲۰m و $k=0.5$ ۷۶
- شکل (۳-۶۶) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۲۰m و $k=1$ ۷۶
- شکل (۳-۶۷) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۲۰m و $k=1.5$ ۷۶
- شکل (۳-۶۸) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۲۰m و $k=2$ ۷۷
- شکل (۳-۶۹) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۳۵m و $k=0.5$ ۷۷
- شکل (۳-۷۰) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۳۵m و $k=1$ ۷۷
- شکل (۳-۷۱) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۳۵m و $k=1.5$ ۷۸
- شکل (۳-۷۲) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۳۵m و $k=2$ ۷۸
- شکل (۳-۷۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۱۰۰m و $k=0.5$ ۷۹
- شکل (۳-۷۴) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۱۰۰m و $k=1$ ۷۹
- شکل (۳-۷۵) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۱۰۰m و $k=1.5$ ۸۰
- شکل (۳-۷۶) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۱۰۰m و $k=2$ ۸۰
- شکل (۳-۷۷) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۲۰۰m و $k=0.5$ ۸۱
- شکل (۳-۷۸) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۲۰۰m و $k=1$ ۸۱
- شکل (۳-۷۹) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۲۰۰m و $k=1.5$ ۸۲
- شکل (۳-۸۰) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۲۰۰m و $k=2$ ۸۲
- شکل (۳-۸۱) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به روش تحلیلی (S) در دیواره تونل، بر حسب نسبت تنش‌های برجا (k) در عمق‌های مختلف در سنگ سخت ۸۴

شکل (۸۲-۳) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به روش تحلیلی (S) در دیواره تونل، بر حسب نسبت تنش‌های برجا (k) در عمق‌های مختلف در سنگ متوسط ۸۵

شکل (۸۳-۳) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به روش تحلیلی (S) در دیواره تونل، بر حسب نسبت تنش‌های برجا (k) در عمق‌های مختلف در سنگ ضعیف ۸۶

شکل (۸۴-۳) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به روش تحلیلی (S) در دیواره تونل، بر حسب عمق‌های مختلف تونل در نسبت تنش‌های برجا (k) مختلف در سنگ سخت ۸۷

شکل (۸۵-۳) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به روش تحلیلی (S) در دیواره تونل، بر حسب عمق‌های مختلف در نسبت تنش‌های برجا (k) مختلف در سنگ متوسط ۸۷

شکل (۸۶-۳) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به روش تحلیلی (S) در دیواره تونل، بر حسب عمق‌های مختلف در نسبت تنش‌های برجا (k) مختلف در سنگ ضعیف ۸۸

شکل (۸۷-۳) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به روش تحلیلی (S) در تاج تونل، بر حسب نسبت تنش‌های برجا (k) در عمق‌های مختلف در سنگ سخت ۸۹

شکل (۸۸-۳) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به روش تحلیلی (S) در تاج تونل، بر حسب نسبت تنش‌های برجا (k) در عمق‌های مختلف در سنگ متوسط ۹۰

شکل (۸۹-۳) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به روش تحلیلی (S) در تاج تونل، بر حسب نسبت تنش‌های برجا (k) در عمق‌های مختلف در سنگ ضعیف ۹۱

شکل (۹۰-۳) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به روش تحلیلی (S) در تاج تونل، بر حسب عمق‌های مختلف در نسبت تنش‌های برجا در سنگ سخت ۹۱

- شکل (۳-۹۱) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به روش تحلیلی (S) در تاج تونل، بر حسب عمق‌های مختلف در نسبت تنش‌های برجا در سنگ متوسط ۹۲
- شکل (۳-۹۲) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به روش تحلیلی (S) در تاج تونل، بر حسب عمق‌های مختلف در نسبت تنش‌های برجا در سنگ ضعیف ۹۳
- شکل (۳-۹۳) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به فرمول تجربی (S) در دیواره تونل برای محیط الاستیک، بر حسب نسبت تنش‌های برجا (k) در عمق‌های مختلف در سنگ سخت ۹۵
- شکل (۳-۹۴) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به فرمول تجربی (S) در دیواره تونل برای محیط الاستیک، بر حسب نسبت تنش‌های برجا (k) در عمق‌های مختلف در سنگ متوسط ۹۵
- شکل (۳-۹۵) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به فرمول تجربی (S) در دیواره تونل برای محیط الاستیک، بر حسب نسبت تنش‌های برجا (k) در عمق‌های مختلف در سنگ ضعیف ۹۵
- شکل (۳-۹۶) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به فرمول تجربی (S) در تاج تونل برای محیط الاستیک، بر حسب نسبت تنش‌های برجا (k) در عمق‌های مختلف در سنگ سخت ۹۶
- شکل (۳-۹۷) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به فرمول تجربی (S) در تاج تونل برای محیط الاستیک، بر حسب نسبت تنش‌های برجا (k) در عمق‌های مختلف در سنگ متوسط ۹۶
- شکل (۳-۹۸) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به فرمول تجربی (S) در تاج تونل برای محیط الاستیک، بر حسب نسبت تنش‌های برجا (k) در عمق‌های مختلف در سنگ ضعیف ۹۷
- شکل (۳-۹۹) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به فرمول تجربی (S) در دیواره تونل برای محیط پلاستیک، بر حسب نسبت تنش‌های برجا (k) در عمق‌های مختلف در سنگ متوسط ۹۷

- شکل (۳-۱۰) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به فرمول تجربی (S) در دیواره تونل برای محیط پلاستیک، بر حسب نسبت تنش‌های برجا (k) در عمق‌های مختلف در سنگ ضعیف ۹۸
- شکل (۴-۱) موقعیت جغرافیایی تونل البرز ۱۰۵
- شکل (۴-۲) پروفیل طولی از تونل اکتشافی تونل البرز در امتداد محور تونل ۱۰۷
- شکل (۴-۳) مقطع عرضی تونل ۱۰۸
- شکل (۴-۴) طرح از معادله (۴-۱) که نشان دهنده تنوع نسبت تنش در محل با عمق است ۱۱۰
- شکل (۴-۵) نمودار جابجایی همگرایی در سه نقطه دیواره‌های سمت چپ و راست و سقف تونل در متراژ ۵۳۸۳m ۱۱۲
- شکل (۴-۶) نمودار جابجایی همگرایی در سه نقطه دیواره‌های سمت چپ و راست و سقف تونل در متراژ ۵۶۳۷m ۱۱۲
- شکل (۴-۷) نتایج تحلیلی و عددی منحنی عکس‌العمل زمین در تونل البرز در متراژ ۵۵۰۰m ۱۱۳

فصل اول

کلیات

۱-۱- مقدمه

تغییرات ناشی از حفاری زیرزمینی اولیه، در محل تنش توده سنگ^۱ ایجاد شده و با این تغییرات، حرکات زمین در مناطق اطراف آن شروع می‌شود.

عمدتاً دو نوع تغییر شکل است که می‌تواند در سطح زمین در هنگام برخورد با تونل‌های کم‌عمق به وجود آید: از یک سو نشست زمین (حرکت رو به پایین)، از سوی دیگر بالا زدگی زمین است.

با توجه به افزایش تعداد تونل‌های کم‌عمق به ویژه در متروها، با توجه به مشکلات در تعیین تنش برجا، راه‌حل‌های تحلیلی که در دسترس است با توجه به محدودیت‌های روش تحلیلی قابل استفاده برای تونل‌های کم‌عمق در شرایط تنش ناهمسانگرد^۲ نیست.

روش همگرایی-همجواری^۳ (CCM) که روش منحنی عکس‌العمل زمین نیز نامیده می‌شود روشی است که به‌طور معمول در طراحی سیستم نگهداری در تونل‌زنی به‌عنوان روش مرسوم استفاده می‌شود که در آن مساله سه بعدی اندرکنش حایل-سنگ به یک مدل دو بعدی ساده می‌شود.

فرض اصلی CCM این است که بار سیستم نگهداری مورد نیاز برای پایداری حفاری با جابجایی شعاعی تونل به سمت داخل کم می‌شود. زمانی که توده سنگ به سمت داخل حرکت می‌کند، تنش‌های مماسی افزایش خواهد یافت که هم باعث تسلیم توده سنگ می‌شود و هم تنش همه جانبه محیط افزایش خواهد یافت.

در این تجزیه و تحلیل، یک تونل در شش عمق مختلف، با چهار نسبت تنش اولیه مختلف و در سه نوع سنگ مختلف آنالیز شده است. پس از آن، منحنی واکنش زمین رسم و جزییات مورد بررسی قرار گرفت. تحقیقات همچنین امکان تعیین معادلات تجربی به منظور کاهش محدودیت منحنی

¹ Rock Mass

² Anisotropic Stress

³ Convergence Confinement Method

عکس‌العمل زمین دارد.

در نهایت، مطالعه نشان داده است که جابجایی در دیواره و تاج تونل در شرایط ناهمسانگرد را می‌توان با یک معادله تجربی پیشنهادی تخمین زد، اما تحقیقات بیشتر به منظور برآورد جابجایی دقیق‌تر لازم است.

در این فصل ابتدا مشخصات عمومی طرح شرح داده شده، پس از آن بیان مساله و سوال اصلی تحقیق بیان شده، اهداف، ضرورت‌ها و روش انجام تحقیق مورد بحث قرار می‌گیرد و در نهایت ساختار و فصل‌بندی پایان نامه شرح داده می‌شود.

۲-۱- مشخصات عمومی طرح

تونل‌های البرز^۱ شامل دو تونل و یک تونل سرویس (بین دو تونل) است. در حال حاضر حفاری و تحکیم تونل سرویس به روش مکانیزه توسط TBM به اتمام رسیده است. تونل البرز به طول ۶۳۸۷ متر به عنوان طولانی‌ترین تونل راه کشور در حال احداث است. قطر دهانه تونل ۱۳/۶ متر و ارتفاع آن ۹/۵ متر است که با احداث این تونل‌ها مسیر ۱۲ کیلومتری فعلی جاده چالوس با پیچ‌های خطرناک تبدیل به ۶ کیلومتر جاده امن می‌شود، حداکثر ضخامت روباره مسیر تونل حدود ۸۵۰ متر است.

در این تحقیق علاوه بر این که مطالعه بر روی محیط‌های مختلف انجام شده، برای بررسی دقیق‌تر و اطمینان از صحت مطالعات انجام شده، در متراژ ۵۵۰۰ تونل البرز منحنی عکس‌العمل زمین با روش تحلیلی و عددی رسم شده و با نتایج به دست آمده قبلی مقایسه شده است، همچنین جابجایی در مقطع نعل اسبی تونل البرز با جابجایی تونل دایره‌ای شبیه‌سازی شده مقایسه شد که میزان انطباق جابجایی در اشکال نعل اسبی و دایره‌ای را نشان می‌دهد.

۳-۱- بیان مساله و سوال اصلی تحقیق

^۱ Alborz tunnels

با توجه به وضعیت تنش ناهمسانگرد در تونل‌ها و مشکل روش‌های تحلیلی در شرایط پیچیده هندسی، برای بالا بردن دقت اندازه‌گیری جابجایی در تونل‌های دایره‌ای نمودار منحنی عکس‌العمل زمین با استفاده از روش‌های عددی ترسیم شده و با تغییر پارامترهای متغیر تونل نسبت قسمت‌هایی که روش تحلیلی و عددی تطابق ندارند را مشخص کرده و به این ترتیب محدودیت‌های روش تحلیلی یا شرایطی که در آن روش تحلیلی جواب دقیقی را نمی‌دهد مشخص می‌شوند.

سوال‌های اصلی تحقیق که هدف از پایان نامه جواب دادن به این سوال‌ها است:

- نسبت نتایج حل عددی به تحلیلی در تونل‌های عمیق و کم‌عمق در رسم منحنی عکس‌العمل زمین چه مقدار است؟
- تاثیر نسبت تنش بر نمودار منحنی عکس‌العمل زمین چیست؟
- تاثیر شرایط زمین بر نمودار منحنی عکس‌العمل زمین چگونه است؟
- محدودیت‌های روش تحلیلی در تونل‌ها کدام موارد هستند؟
- در چه عمقی نتایج تحلیلی و عددی هم‌خوانی داشته و می‌توان نتایج تحلیلی را قبول کرد؟
- امکان ساخت فرمول دقیق‌تری وجود دارد؟

۴-۱- اهداف، ضرورت‌ها و روش انجام تحقیق

از جمله مسایل مهم در طراحی و اجرای تونل‌ها جلوگیری از گسترش بیش از حد ناحیه پلاستیک در بخش فوقانی فضای حفاری شده است، زیرا موجب ریزش می‌شود و قسمت حفر شده را پر می‌کند. برای تعیین سیستم نگهداری تعیین میزان جابجایی قسمت حفاری شده ضروری است. هدف از انجام این تحقیق مقایسه دو روش تحلیلی و عددی برای به‌دست آوردن محدودیت‌های روش تحلیلی منحنی

عکس‌العمل زمین^۱ برای ارایه یک راه‌حل و بررسی کارایی روش مذکور در شرایط خاص است. معمولاً روش تحلیلی برای به‌دست آوردن منحنی عکس‌العمل زمین استفاده می‌شود، اما این راه‌حل تنها تحت برخی شرایط خاص قابل اجرا است:

توده سنگ اطراف تونل همگن باشد، محیط همسانگرد، شرایط فشار ساده (تونل بسیار طولانی) و نیروی گرانش نادیده گرفته شود.

روش تحلیلی همگرایی-همجواری یا منحنی پاسخ زمین نقش بسیار مهمی در طراحی سیستم نگهداری تونل و لحظه نصب آن ایفا می‌کند. نقطه‌ای که منحنی تقاطع با منحنی واکنش زمین می‌سازد به نام نقطه تعادل تونل است که نشان دهنده فشار و جابجایی نهایی تونل است و سیستم نگهداری را تعیین می‌کند. برای طراحی سیستم نگهداری باید علاوه بر همگرایی تونل بیشترین مقدار جابجایی مجاز نیز تعیین شود.

تعیین و بکارگیری منحنی عکس‌العمل زمین در طراحی تونل‌ها با پیچیدگی‌هایی همراه است، از جمله روش‌های تعیین این منحنی، روش‌ها و روابط تحلیلی است که بر اساس فرضیات متعددی استوار است که بعضی از آن‌ها ساده‌کننده است، به همین دلیل نتایج آن و استفاده از این روش در عمل در برخی موارد دور از واقعیت است. در این تحقیق ابتدا با روش تحلیلی منحنی عکس‌العمل پاسخ زمین شامل فشار- تغییر شکل برای مواردی که فرضیات و شرایط تونل‌ها مانند همگن بودن محیط، هندسه دایره تونل و شرایط تنش هیدرواستاتیک سازگار باشد بررسی شده است و پس از آن، با کمک یک مدل عددی دوبعدی، مقایسه‌ای بین روش تحلیلی با راه‌حل عددی برای منحنی واکنش زمین صورت گرفته است. سپس افزایش تنش در اثر افزایش عمق و نسبت تنش‌های برجا افقی و قائم وارده بر تونل که روش همگرایی و همجواری مبتنی بر رسم منحنی عکس‌العمل پاسخ زمین دارای محدودیت است با نتایج حاصل از مدل‌سازی‌های عددی آن‌ها در سنگ‌های مختلف مقایسه شده است. به این ترتیب

^۱ Ground Reaction Curve

پارامترهای متغیر تونل در شرایط مختلف مورد بررسی قرار گرفت تا محدودیت کاربرد روش همگرایی-همجواری منحنی عکس‌العمل زمین برای هر حالت مشخص شود. پارامترهای متغیر و مورد بررسی عبارت‌اند از: عمق تونل و میزان روباره، شرایط توده سنگ در برگیرنده تونل و هندسه تونل، ناهمسانگردی حالت تنش‌های برجا که هر کدام در حالت‌های مختلف بررسی شده است. تحلیل‌ها به صورت دو بعدی و کرنش مسطح انجام گرفته است. در این تحقیق با تغییر عمق و فشار روباره با توجه به فرضیات مساله که دایره‌ای بودن تونل و ایزوتروپ بودن محیط است محدودیت‌های روش تحلیلی منحنی عکس‌العمل زمین از مقایسه با روش‌های عددی بررسی شده است. در روش تحلیلی با استفاده از معیارهای شکست موهر-کلمب^۱ و هوک-براون^۲ و با استفاده از نرم‌افزار Rock Support می‌توان منحنی واکنش زمین را رسم کرد که در این جا از معیار شکست موهر-کولمب به علت فرض پیوسته بودن محیط استفاده شده است. مدل‌سازی عددی این تحقیق با نرم‌افزار FLAC که مبتنی بر روش عددی تفاضل محدود است انجام شد، در نهایت جمع‌بندی در خصوص مواردی که نتایج حاصل از روش همگرایی-همجواری برای روش تحلیلی دارای اعتبار کافی نبود و محدودیت قابل توجهی دارد، برای استفاده در طراحی تونل‌ها نامناسب است ارائه شده است.

۱-۵- ساختار و فصل بندی پایان‌نامه

این پایان‌نامه در پنج فصل به شرح زیر تدوین شده است:

در فصل اول کلیات موضوع نظیر، مشخصات عمومی طرح، مسئله و سوال اصلی تحقیق، ضرورت و روش انجام تحقیق و در نهایت ساختار فصل‌های بعدی بیان خواهد شد.

در فصل دوم ابتدا سابقه تحقیقات گذشته در روش‌های تحلیلی و عددی بیان شده، سپس نسبت تنش‌ها با توجه به فرمول‌های تجربی بررسی شده، در ادامه فصل مدل رفتار مواد بیان شده و روش

^۱ Mohr-Coulomb Failure Criterion

^۲ Hoek-Brown

همگرایی- همجواری بررسی می‌شود و در انتها منحنی عکس‌العمل زمین در اشکال مختلف و نسبت تنش‌های برجا مختلف در نقاط مختلف تونل نشان داده می‌شود.

در فصل سوم ابتدا روش تحلیلی تعریف شده که معیار شکست استفاده شده موهر- کولمب و فرمول‌های لازم در آن بررسی می‌شود، سپس روش عددی و دلیل استفاده از نرم‌افزار FLAC و مدل‌سازی‌های اولیه توضیح داده می‌شود. مدل‌سازی در سه محیط سخت، متوسط و ضعیف، به دلیل تحلیل منحنی عکس‌العمل زمین در همه شرایط سنگ انجام شده و پارامترهای توده سنگ با استفاده از نرم‌افزار RocData به دست می‌آید، در ادامه با مدل‌سازی‌های انجام گرفته نمودارهای منحنی عکس‌العمل زمین با روش تحلیلی و عددی رسم شده و با استفاده از این نمودارها نسبت جابجایی روش عددی به تحلیلی در شرایط مختلف به دست می‌آید و با استفاده از آن محدودیت روش تحلیلی با دیواره و سقف تونل بررسی می‌شود. در نهایت با استفاده از نتایج عددی، فرمول‌های تجربی در دیواره در محیط‌های الاستیک و پلاستیک و در سقف در محیط الاستیک، به وسیله محاسبات و استفاده از رگرسیون دوگانه با نرم‌افزار Excel، ساخته می‌شود، به دلیل غیر نرمال بودن داده‌ها امکان ساخت فرمول دقیق در سقف در منطقه پلاستیک وجود نداشت.

در فصل چهارم ابتدا به معرفی تونل البرز و تعیین پارامترهای مورد نیاز پرداخته شده، سپس مقطع مدل به مقطع دایره‌ای شکل شبیه سازی شده و با استفاده از روش‌های تجربی و ابزار دقیق تونل، نسبت تنش افقی به قائم مناسب انتخاب شده و در نهایت نمودارهای روش تحلیلی و عددی با هم مقایسه می‌شود.

در فصل پنجم ابتدا نتیجه‌گیری‌ها با توجه به مقایسه روش‌های عددی و تحلیلی مورد بحث قرار می‌گیرد و در نهایت پیشنهادها برای مطالعات بعدی ارائه شده است.

فصل دوم

کلیات و مرور ادبیات

۲-۱- مقدمه

در مبحث اندرکنش تونل‌ها استفاده از علوم مهندسی به منظور طراحی و اجرای ایمن و پایدار تونل‌ها اهمیت زیادی دارد تا در حین ساخت و بهره‌برداری از آن، در پایداری سازه‌های سطح زمین و یا زیرسطح زمین اختلال ایجاد نکند و در عین حال هزینه‌های ساخت و نگهداری آن نیز به حداقل ممکن کاهش یابد. به این منظور لازم است یک توضیح کلی از مباحث مورد بحث در زمینه طراحی و تحلیل تونل آورده شود تا در کارهای اجرایی و تحقیقاتی مورد استفاده قرار گیرد. با توجه به پروژه‌های متعدد حفاری در تونل‌ها، تحقیقاتی در مورد محدودیت روش‌های تحلیلی با توجه به نتایج به دست آمده از روش‌های عددی و اختلاف آن‌ها در شرایط مختلف انجام شده است که در این مطالعه مشکلاتی وجود دارد که در ادامه به آن‌ها اشاره خواهد شد.

۲-۲- سابقه تحقیقات انجام گرفته

اولین مطالعات در زمینه اندرکنش تونل‌ها توسط فنر^۱ در سال ۱۹۳۸ انجام شد که در مطالعات خود از معیار شکست موهر- کولمب و مدل الاستیک- پلاستیک استفاده کرده است [۱].

کستنر^۲ در سال ۱۹۴۰ برای مطالعات خود از معیار شکست موهر- کولمب با مدل رفتاری مصالح الاستیک- پلاستیک و از میدان تنش‌های غیر هیدرواستاتیک استفاده کرد [۲].

لاباسه^۳ در سال ۱۹۴۹ مطالعاتی برای تحلیل تونل‌ها با استفاده از معیار شکست موهر- کولمب با چسبندگی^۴ صفر با مدل رفتاری الاستیک- پلاستیک در میدان تنش‌های غیر هیدرواستاتیک انجام داده است [۳].

¹ Fenner

² Kastner

³ Labasse

⁴ Cohesion

اگر^۱ در سال ۱۹۷۴ مطالعاتی در زمینه تونل‌ها بر روی مصالح الاستیک به صورت کرنش نرم‌شونده و با استفاده از معیار شکست موهر- کولمب انجام داد [۴]. مطالعات بعدی در این زمینه را پانت^۲ دو سال بعد با استفاده از معیار موهر- کولمب با زاویه اصطکاک داخلی ثابت و چسبندگی برابر صفر ارایه کرد [۵].

در سال ۱۹۷۸ مطالعاتی در زمینه اندرکنش زمین توسط فلورنس^۳ و شویر^۴ بر روی مصالح الاستو- پلاستیک با استفاده از معیار شکست موهر- کولمب انجام گرفت [۶].

لامباردی^۵ در سال ۱۹۷۷ و مویر وود^۶ در سال ۱۹۷۹ اعتقاد داشتند، جابجایی نه تنها به خواص توده سنگ و محل فشار زمین، بلکه به نوع و سختی سیستم نگهداری و زمان نصب آن نیز بستگی دارد [۷] و [۸].

بری^۷، هوک، براون و لادانی^۸ در سال ۱۹۸۳ مفهوم منحنی واکنش زمین را نشان دادند و اعلام کردند این منحنی میزان جابجایی در تونل را مشخص می‌کند [۹].

برای تونل دایره‌ای در یک محیط با طول بی‌نهایت تحت شرایط هیدرواستاتیک زمین یک راه‌حل توسط استیل^۹ (۱۹۸۳، ۱۹۸۹) مطرح شد [۱۰].

۲-۲-۱- مطالعات تحلیلی انجام شده در منحنی عکس‌العمل زمین

روش‌های تحلیلی در طراحی حایل تونل بسیار مفید و ارزشمند است، به طوری که نه تنها می‌تواند نوع حایل را در نظر بگیرد بلکه زمان نصب آن را نیز لحاظ می‌کند؛ اما این روش‌ها فقط در شرایط

¹ Egger

² Panet

³ Florence

⁴ Schwer

⁵ Lombardi

⁶ Muir Wood

⁷ Bray

⁸ Ladanyi

⁹ Stille

خاص قابل کاربرد هستند و نقطه ضعف اصلی آن‌ها این است که نمی‌توانند شرایط پیچیده‌ای از تنش‌های برجا و هندسه‌های به جز دایره را در نظر بگیرند.

فرضیاتی که روش‌های تحلیلی بر پایه آن‌ها استوار است عبارت‌اند از: ۱- مقطع تونل دایروی است. ۲- توده سنگ پیرامون تونل همگن فرض شده است. ۳- میدان تنش برجا ایزوتروپ است. ۴- شرایط کرنش مسطح (تونل طویل) در نظر گرفته شده است. ۵- از نیروی وزن صرف‌نظر شده است، در بیش‌تر موارد این فرضیات معمولاً در شرایط واقعی تونل‌زنی نقض می‌شود [۱۱].

از مطالعات تحلیلی انجام شده می‌توان به تحقیقات هوک و همکارانش در سال ۱۹۸۳ تحت عنوان "منحنی عکس‌العمل زمین برای تونل‌های سنگی" اشاره کرد که آن‌ها در این مقاله ابتدا به بیان موضوع و کارهای انجام گرفته قبلی در این رابطه پرداخته‌اند، سپس رفتار مصالح مختلف را توضیح دادند و با بیان معیارهای مقاومتی مصالح مختلف، روابط تحلیلی برای تنش‌ها و کرنش‌های پیرامون تونل و شعاع ناحیه پلاستیک بر اساس معیار هوک و براون را توضیح داده و سپس به ترسیم منحنی‌های پاسخ زمین بر اساس فشارهای مختلف و بررسی تنش‌ها و کرنش‌ها بر اساس هر دو روش کلی پرداخته‌اند. آن‌ها اعلام داشتند که نمودار پاسخ زمین می‌تواند کمک خوبی برای تخمین حایل مناسب و فشار وارده باشد و همچنین برای درک بهتر پاسخ زمین باید اطلاعات کافی از توزیع تنش جابجایی‌ها و مشخصات مصالح در دسترس باشد [۱۱].

ام.ساگانگ^۱ و جی.اس.لی^۲ در سال ۲۰۰۵ روش جدیدی برای تخمین شعاع منطقه پلاستیک و توزیع تنش‌ها در مناطق الاستیک و پلاستیک نزدیک تونل را با استفاده از خاصیت ارتجاعی و معیار شکست هوک و براون ارائه نمودند که برای تایید آن از مقایسه نتایج حاصل و روش‌های ارائه شده قبلی استفاده شده است [۱۲].

¹ M.Sagong

² J.S. Lee

در سال ۲۰۰۵، اس.کی.شاران^۱ با مطالعاتی که برای تجزیه و تحلیل جابجایی‌ها در اطراف تونل‌های دایره‌ای شکل با معیار هوک و براون در محیط‌های الاستوپلاستیک و الاستیک شکننده با تنش‌های هیدرواستاتیک انجام داد توانست یک روش جدید برای به‌دست آوردن جابجایی اطراف تونل‌های دایره‌ای شکل در محیط‌های الاستوپلاستیک و الاستیک شکننده با معیار هوک و براون ارائه نماید [۱۳].

در ادامه مطالعات قبلی مقاله‌ای تحت عنوان "روش‌های تحلیلی برای تونل‌های دایره‌ای شکل در سنگ‌های الاستوپلاستیک و الاستیک شکننده" توسط جین کیم^۲ و هو پارک^۳ در سال ۲۰۰۶ ارائه شد که در آن روش‌های تحلیلی حل بسته برای تحلیل جابجایی در منطقه پلاستیک، برای تونل‌های دایره‌ای شکل در محیط‌های الاستوپلاستیک معرفی شده است. همچنین در این تحقیق مقایسه‌ای برای جابجایی‌های شعاعی در سنگ‌های سخت و نرم انجام گرفته است [۱۴].

در سال ۲۰۰۸ نیز اس.کی.شاران در ادامه روش ارائه شده قبلی، برای به‌دست آوردن جابجایی‌های اطراف تونل‌های دایره‌ای شکل در سال ۲۰۰۵ مطالعات پارامتری انجام داده است و در این ارتباط اثر پارامترهای مختلف بر روی تنش‌ها و جابجایی‌های شعاعی بر روی پنج نمونه از توده سنگ با کیفیت خوب، متوسط و خیلی ضعیف با معیار هوک و براون را بررسی نموده است. نتایج به‌دست آمده بیان‌گر آن است که در توده سنگ‌های بدون اتساع، جابجایی‌های ایجاد شده از هر دو روش دقیق و حل بسته حدوداً یکسان خواهد بود و خطای بوجود آمده برای جابجایی‌های ایجاد شده توسط روش‌های حل بسته بصورت محافظه کارانه است، بنابراین از روش‌های حل بسته با خیال راحت می‌توان استفاده نمود. همچنین ایشان به این نتیجه دست یافتند که مدول یانگ مصالح اثر قابل توجهی بر روی جابجایی‌ها دارد [۱۵].

¹ S.K Sharan

² Jinkim

³ Ho Park

جین شان^۱ به کمک همکاران در سال ۲۰۰۷ به ارتباط بین پارامترهای هوک و براون و پاسخ مکانیکی تونل‌های دایره‌ای در توده سنگ درزه‌دار با استفاده از معیار شکست هوک و براون پرداخته‌اند و به این نتیجه رسیدند که شعاع ناحیه پلاستیک در توده سنگ با کیفیت خوب، تحت تنش کم و در حالت متقارن با معیار تسلیم هوک و براون، بزرگ‌تر از شعاع به‌دست آمده از معیار موهر-کولمب است [۱۶].

شو کی لی^۲ و مینگ بینگ وانگ^۳ در سال ۲۰۰۸ مطالعاتی برای بررسی تغییرات تنش مماسی در مرز بین پوشش و محیط اطراف، تغییرات تنش در امتداد بازشدگی تونل، جابجایی‌های شعاعی پیرامون تونل و تغییرات تنش با دور شدن از محور تونل انجام دادند، آن‌ها از تجزیه و تحلیل‌های انجام شده به این نتیجه رسیدند که اگر ضخامت نسبی پوشش زیاد باشد، به احتمال زیاد تنش‌های کششی در امتداد تونل حفر شده و بین سطح پوشش تونل و محیط اطراف آن رخ خواهد داد. علاوه بر این، آن‌ها به این نتیجه رسیدند که تغییرات تنش به سختی نسبی و ضخامت پوشش بستگی دارد [۱۷].

در سال ۲۰۱۱ نیز سرانو^۴ و ریگ^۵ یک مقاله تحت عنوان "همگرایی تونل دایره‌ای در توده سنگ الاستوپلاستیک با معیار شکست غیرخطی و قوانین جریان غیرمرتبط" ارائه نمودند که در این پژوهش آن‌ها مطالعاتی بر روی حوزه تنش و جابجایی‌های اطراف تونل در نواحی الاستیک و پلاستیک، در توده سنگ‌های الاستیک شکننده انجام دادند [۱۸].

۲-۲-۲- مطالعات عددی انجام شده در منحنی عکس‌العمل زمین

همان‌طور که قبلاً اشاره شد روش‌های تحلیلی فقط در شرایط خاص قابل کاربرد است و نمی‌تواند شرایط پیچیده‌ای از تنش‌های برجا و تونل غیر دایره‌ای را در نظر بگیرد و برای این منظور آصف^۶ و

¹ Jin-shan

² Shu-cai Li

³ Ming-bin Wang

⁴ Serrano

⁵ Reig

⁶ Asef

همکاران در سال ۲۰۰۰ با استفاده از نرم افزار FLAC یک سری مدل سازی برای بررسی منحنی پاسخ زمین و به دست آوردن فشار حایل در تاج، دیواره و کف تونل انجام داده اند. آن ها بیان داشته اند که با استفاده از روش های عددی می توان منحنی های پاسخ زمین و جابجایی دیواره آن را برای طیف گسترده ای از شرایط توده سنگ و عمق تونل به دست آورد و همچنین ناحیه پلاستیک ایجاد شده حول تونل باعث افزایش جابجایی دیوار تونل و افزایش فشار حایل مورد نیاز برای نگهداری جدار تونل خواهد شد [۱۹].

در سال ۲۰۰۲ برای بررسی بیشتر منحنی پاسخ زمین ورمیر^۱ و همکاران با استفاده از روش های اجزا محدود و رسم منحنی های پاسخ زمین به بررسی عواقب ناشی از حفاری و منحنی پاسخ زمین برای تونل کم عمق و عمیق پرداختند. آن ها به این نتیجه رسیدند که منحنی پاسخ زمین به طور قابل توجهی به عمق تونل بستگی دارد و در رسم این منحنی ها بایستی به عمق حفاری تونل نیز دقت شود [۲۰].

در سال ۲۰۰۳ شاران یک مقاله با عنوان "تحلیل الاستیک- پلاستیک برای تونل های دایره ای شکل با استفاده از معیار هوک- براون" ارائه کرد که در آن یک حل بسته برای پیش بینی جابجایی های اطراف تونل، در تونل های دایره ای شکل در یک محیط سنگی شکننده تحت تنش های هیدرواستاتیک، با استفاده از معیار غیرخطی هوک- براون و در نظر گرفتن اتساع معرفی نمود. وی همچنین در این پژوهش به مقایسه روش حل بسته و روش های عددی پرداخت، برای این منظور محیط را به روش المان محدود مدل سازی نموده و از مقایسه مدل های ساخته شده با حل بسته، به تطبیق خوبی در تنش ها و جابجایی های به دست آمده در اطراف تونل های دایره ای شکل، در حالت های پلاستیک کامل و پلاستیک شکننده دست یافت. نتایج تحقیقات او مبین آن است که روش های تحلیلی برای محیط های الاستوپلاستیک شکننده با تنش های هیدرواستاتیک و معیار هوک و براون دارای خطا است و استفاده

¹ Pieter A. Vermeer

از روش‌های فرم بسته برای این مصالح مناسب نیست که مدل‌سازی‌های انجام شده صحت این موضوع را بیان کرده است [۲۱].

در سال ۲۰۱۴ ولاکوپولوس^۱ و دیدریش^۲ ابراز کردند شکل تونل یک عامل مهم برای استفاده از مدل‌سازی است اگر چه اختلاف نتایج ارایه شده برای نسبت هندسه تونل زیاد نیست و می‌تواند عملاً قابل قبول باشد، همچنین نشان دادند ارائه یک روش استاندارد LDP برای تنش غیر همسانگرد نادرست است [۲۲].

۲-۳- بررسی نسبت تنش‌های برجا در زمین

توده سنگ تحت یک میدان تنش به نام میدان تنش برجا یا تنش دست نخورده قرار دارد. این تنش قبل از حفاری وجود داشته و به‌طور عمده در نتیجه وزن روباره (تنش گرانشی) و تنش تکتونیکی است. هنگامی که یک حفاری در توده سنگ انجام شود، مجموعه‌ای جدید از تنش‌ها در سنگ اطراف منطقه حفاری به وجود آمده و توزیع تنش اولیه تغییر خواهد یافت. آگاهی از مقدار تنش و نحوه‌ی اعمال تنش یک جز ضروری از ثبات تونل است برای محاسبه تنش قائم^۳، با توجه به شکل (۱-۲) فرض بر این است که تنش عمودی یک رابطه خطی با عمق، با توجه به رابطه زیر دارد [۲۳]:

$$\sigma_v = \gamma z \quad (1-2)$$

که در آن σ_v تنش عمودی، γ وزن واحد سنگ و z عمق است.

تنش افقی^۴ به‌طور عمده توسط تنش تکتونیکی ایجاد می‌شود. تنش تکتونیکی از حرکات صفحات تکتونیکی، در طول زمان زمین‌شناسی به وجود آمده است و به این دلیل، تنش افقی می‌تواند در اغلب موارد بیش‌تر از تنش عمودی باشد. این ناهمسانگردی در زمینه تنش توسط نسبت تنش اولیه k نشان

¹ Vlachopoulos

² Diederichs

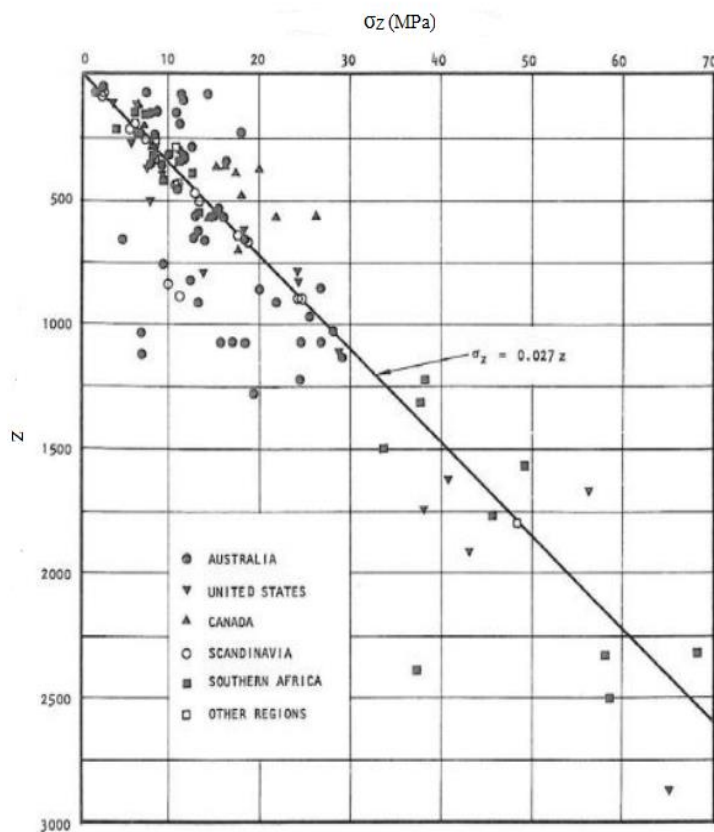
³ Vertical Stress

⁴ Horizontal Stress

داده می‌شود [۲۳]:

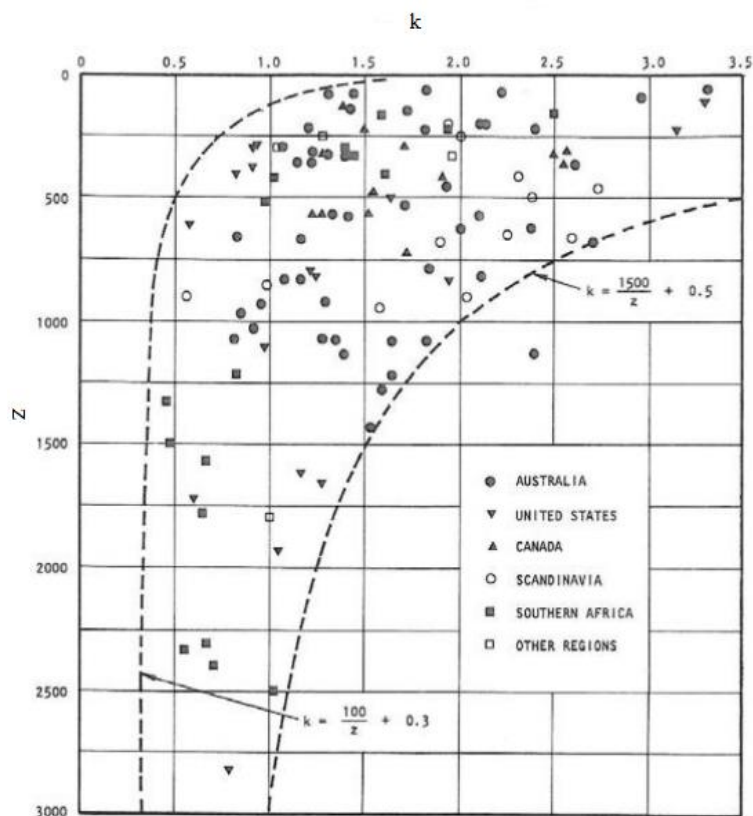
$$k = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (2-2)$$

در شکل (۱-۲) مقدار تنش برجا با توجه به عمق نشان داده شده است



شکل (۱-۲) اندازه‌گیری فشار قایم از پروژه‌های استخراج معادن و مهندسی عمران در سراسر جهان [۲۳]

همان‌طور که می‌توان در شکل (۲-۲) مشاهده کرد، اندازه‌گیری نسبت k به‌طور گسترده‌ای متفاوت است و اغلب در عمق کم تنش افقی بسیار بیشتر از تنش عمودی است، به این معنی که تنش افقی تمایل به مقدار بالاتر در سطح دارد. با افزایش عمق، نسبت k کاهش یافته و آن را به سمت ۱ و کمتر خواهد برد.



شکل (۲-۲) نسبت تنش افقی به تنش عمودی از پروژه‌های استخراج معادن و مهندسی عمران در سراسر جهان [۲۳]

۲-۴- مشکلات تحقیق و تونل‌های کم‌عمق

مشکل اصلی در تونل‌های کم‌عمق این است که تنش افقی بسیار بالا در توده سنگ در عمق کم وجود دارد. این واقعیت که تنش افقی بالاتر از تنش عمودی است به آن معنی است که یک میدان تنش ناهمسانگرد موثر بر رفتار توده سنگ وجود دارد.

با وجود نتایج قابل قبول و استفاده مکرر از راه‌حل تحلیلی در منحنی واکنش زمین، برخی از مشکلات وجود دارند که استفاده از آن را محدود می‌کند. محدودیت‌های اصلی روش تحلیلی عبارت‌اند از:

۱. هندسه و مقطع دایره تونل

۲. توده سنگ همگن اطراف تونل

۳. تنش همسانگرد زمین

۴. شرایط فشار ساده (تونل بسیار طولانی)

۵. نیروی گرانش در نظر گرفته نشده است.

هدف از این تحقیق تجزیه و تحلیل محدودیت‌های منحنی واکنش زمین برای تونل است. تونل کم‌عمق در پروژه‌های مهندسی عمران و تونل عمیق معمولاً در صنعت معدن و عمران ساخته می‌شود. در تونل کم‌عمق، به‌طور کلی نمی‌توان فرض کرد شرایط تنش همسانگرد برقرار است و این تمایز بین این دو نوع تونل است [۱۱].

در تونل کم‌عمق نزدیک سطح زمین، معمولاً مسیر شکست ارجح برای توده سنگ، اطراف تونل و جلوتر از جبهه کار است. روش همگرایی - همجواری را نمی‌توان به‌طور مستقیم در این مشکل استفاده کرد. روش سنتی برای تونل در عمق کم معمولاً شامل این فرض است که بار سنگ بر اساس وزن مرده توده سنگ در بالای تونل محاسبه خواهد شد.

در نزدیکی سطح، توده سنگ در معرض هوازدگی و آسیب انفجار به‌عنوان یک مشکل از حفاری در نزدیکی سطح قرار خواهد گرفت، این فرآیندها باعث از بین رفتن پیوستگی بین ذرات سنگ است که نقش مهمی در تعیین قدرت و تغییر شکل کلی ویژگی‌های توده سنگ ایفا خواهد کرد.

در صنعت مهندسی عمران کارهای بسیاری برای انتخاب سیستم نگهداری انجام گرفته است. برای تونل غیرنظامی، سیستم نگهداری به‌طور معمول از نصب نگهداری اولیه (شاتکریت^۱ و راک‌بالت^۲) و پس از آن نصب نگهداری نهایی (بخش بتن پیش‌ساخته) تشکیل شده است.

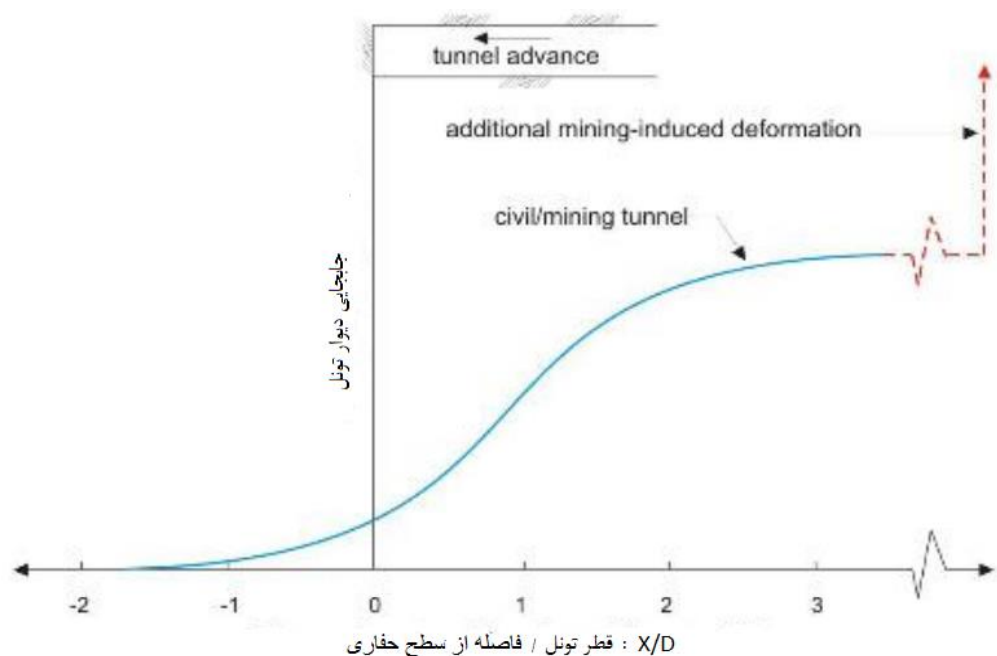
نگهداری اولیه به‌طور معمول برای دوره ساخت‌وساز طراحی شده است. نگهداری نهایی به‌طور

¹ Shatcrete

² Rock Bolt

معمول با یک عامل مناسب محافظه کارانه ایمنی (FS) طراحی و لازم است برای حفظ شرایط طولانی مدت در حال بارگذاری، مناسب باشد. هندسه تونل معدن در مقایسه با تونل غیر نظامی، اغلب کوچک و در مجاورت دیگر کاوش‌ها قرار دارد [۲۴].

در شکل (۳-۲) جابجایی حفاری ناشی از رسیدن به حداکثر فاصله سه برابر قطر تونل پشت جبهه کار در نقاط مختلف آن نشان داده شده است.



شکل (۳-۲) جابجایی- حفاری ناشی از رسیدن به حداکثر (تقریبی) فاصله سه قطر تونل پشت جبهه کار تونل $(X/D < 3)$ [۲۴]

۵-۲- مدل رفتار مواد

۵-۲-۱- مقاومت توده سنگ

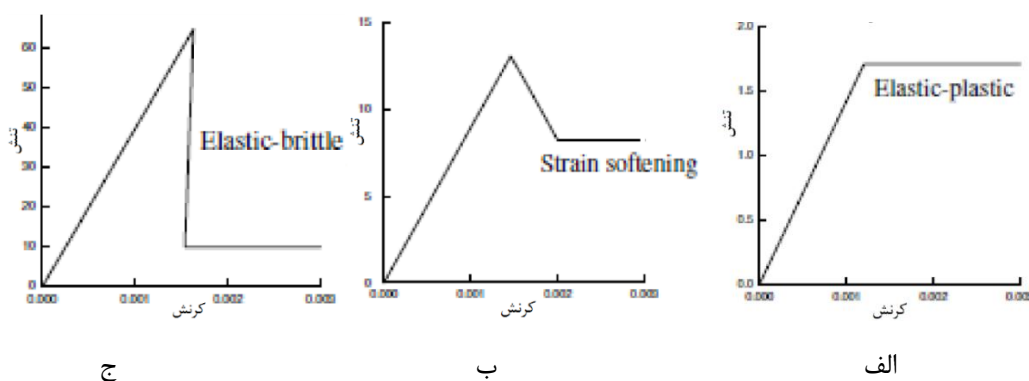
برای تجزیه و تحلیل منحنی واکنش زمین یک تونل، در مرحله اول لازم است مدل‌سازی توده سنگ به درستی انجام شود. توده سنگ واقعی از سنگ بکر تقسیم شده توسط ناپیوستگی تشکیل شده است. استحکام ناپیوستگی‌ها پایین‌تر از استحکام سنگ دست نخورده است که به آن معنی است که استحکام و رفتار توده سنگ بسیار وابسته به ویژگی‌های ناپیوستگی است.

در این تحقیق به منظور ساده سازی توده سنگ پیوسته به جای توده سنگ ناپیوسته با توجه به فرض پیوستگی در روش تحلیلی در نظر گرفته شده است. در این فرض، سنگ پیوسته به عنوان یک ماده همسانگرد با تئوری پلاستیسیته یا الاستو-پلاستیک مدل شده است.

مدل رفتار سنگ بکر، برای ارایه روابط بین تنش ها، کرنش ها و معیار شکست که در آن سطح تنش شکست رخ خواهد داد تعریف می شود. همچنین مهم است به یک دانش پایه در مورد مکانیسم های شکست که ممکن است در یک تونل رخ دهد با توجه به تنش ها و کرنش ها رسید.

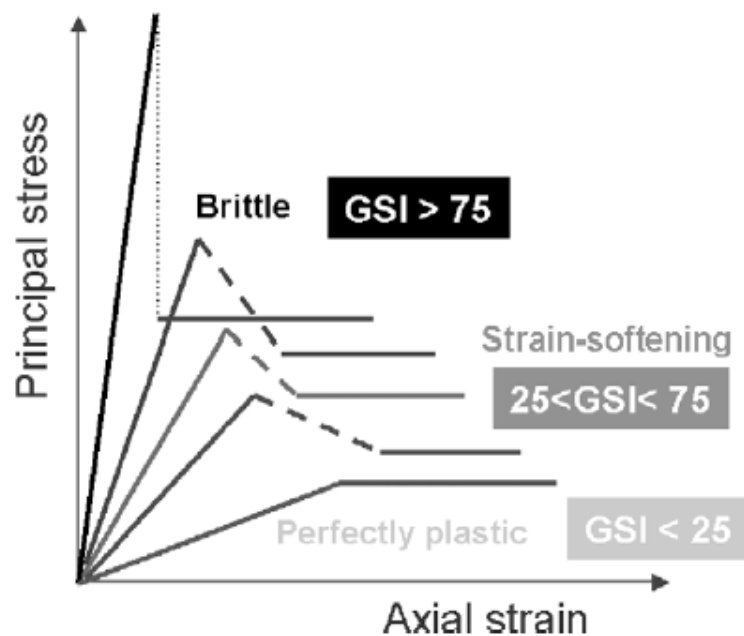
۲-۵-۲- مدل رفتاری توده سنگ

در مکانیک سنگ، سه مدل اصلی رفتار مواد مختلف برای مشخص کردن توده سنگ یافت می شود. ساده ترین آن ها رفتار الاستیک- پلاستیک است (شکل ۲-۴-الف) و به این معنی است زمانی که توده سنگ به یک مقدار خاص از کرنش محوری برسد، بازگشت به سطح کرنش های قبلی ممکن نیست. دومین مدل کرنش نرم شونده است (شکل ۲-۴-ب) که با اتساع در مقدارهای مختلف، کرنش اصلی عمده در دو منطقه مختلف در اوج است. در مرحله آخر، رفتار الاستیک شکننده (شکل ۲-۴-ج) فرض شده است، به این معنی است که پس از اوج اتساع کرنش اصلی عمده با مقدار ثابت در منطقه پلاستیکی باقی مانده رخ خواهد داد [۲۵].



شکل (۲-۴) مدل رفتار تنش-کرنش برای: (الف) توده سنگ نرم با کیفیت بسیار ضعیف (ب) توده سنگ با کیفیت متوسط (ج) توده سنگ سخت با کیفیت بسیار خوب [۲۵]

رفتار پلاستیک تنش- کرنش توده سنگ نشان داده نمی‌شود مگر این که توده سنگ دارای کیفیت پایین و رفتار الاستیک- پلاستیک کامل باشد که مورد استفاده قرار گیرد. در شکل (۲-۵) می‌توان متوجه شد که بسته به مقدار GSI، یک مدل را می‌توان برای نشان دادن رفتار توده سنگ استفاده کرد. رفتار کاملاً شکننده و کرنش نرم شونده برای پیاده‌سازی در تجزیه و تحلیل مشکل‌تر است [۲۶].



شکل (۲-۵) حالت رفتار پس از شکست توده سنگ‌های مختلف برای توده سنگ با شاخص قدرت زمین‌شناسی مختلف (GSI) [۲۶]

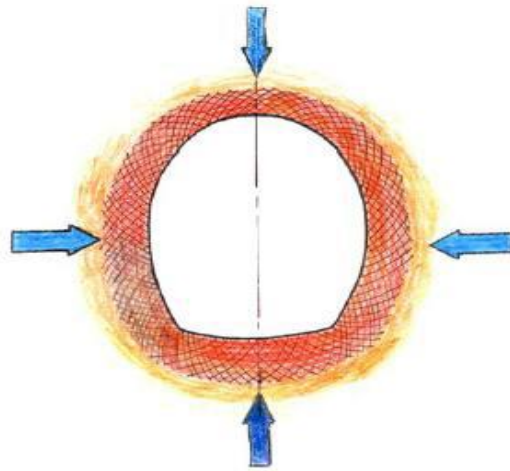
۲-۵-۳- مدل‌های شکست در تونل

سه مکانیسم اصلی شکست در تونل وجود دارد:

- شکست برشی توده سنگ، در توده سنگ با کیفیت ضعیف کاملاً رایج است. همان‌طور که در شکل (۲-۶) مشخص است ناحیه پلاستیک در اطراف تونل تشکیل و بسته به نسبت مقاومت توده سنگ به تنش درجا، ثبات دارد یا آن‌که همچنان گسترش یابد تا تونل ریزش کند. دو مکانیسم اصلی که می‌تواند این نوع از بی‌ثباتی را به وجود آورد تورم^۱ (افزایش حجم خاک‌های دارای رس با مرطوب شدن

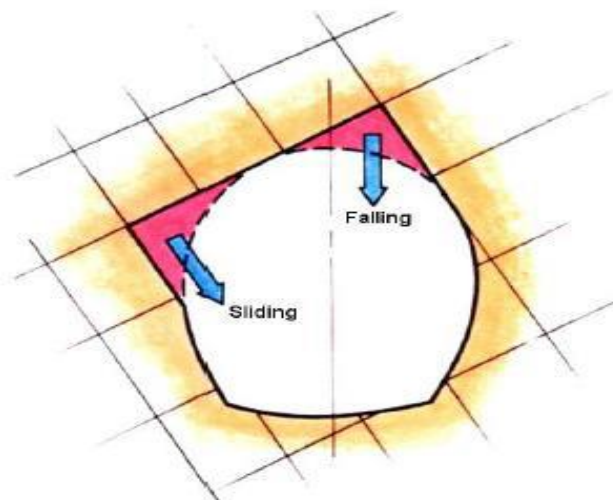
^۱ swell

محیط) و خزش^۱ (تغییر شکل تحت تنش ثابت با زمان) است [۲۷].



شکل (۶-۲) شکست برشی در ناحیه پلاستیک در اطراف تونل در سنگ ضعیف رخ می‌دهد [۲۷].

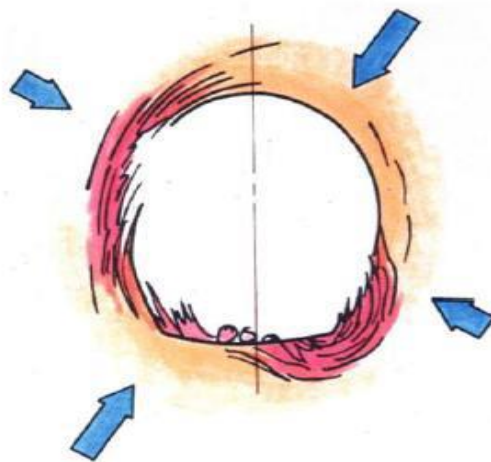
- شکست ساختاری که در توده سنگ درزه‌دار در شرایط تنش برجا کم رخ خواهد داد. با توجه به شکل (۷-۲) جاذبه گوه ناپایدار را رانده و به‌طور معمول حالت بی‌ثباتی غالب است. این نوع از شکست شامل سقوط گرانشی گوه تعریف شده است که گوه توسط ویژگی‌های زمین‌شناسی متقاطع به وجود خواهد آمد [۲۷].



شکل (۷-۲) جاذبه باعث رانش گوه‌های بی‌ثبات در طول ساختارهای زمین‌شناسی بلوکی در شرایط تنش برجا پایین می‌شود [۲۷].

^۱ creep

• شکست سنگ شکننده که به‌عنوان یک نتیجه از آغاز انتشار ترک‌های کششی است، از نقص در تنش بالای سنگ عظیم سخت به وجود خواهد آمد. با توجه به شکل (۸-۲) این ترک به‌طور کلی در طول حداکثر تنش اصلی انتشار و در نتیجه تراشه‌های نازک به وجود خواهد آمد. بسته به نسبت مقاومت سنگ بکر به تنش درجا، ممکن است به پوسته پوسته شدن تراشه‌های صفحه‌ای کوچک محدود شود، یا ممکن است با شکست عظیم سنگ یا ترکش سنگ توسعه یابد [۲۷].



شکل (۸-۲) تنش شکست ترد در سنگ عظیم شکننده تحت شرایط بالا تنش برجا [۲۷]

با این حال، در بسیاری از موارد، بیش از یکی از حالت‌های بالقوه شکست برای یک تونل اتفاق می‌افتد. برای شرایطی که در آن هیچ تجربه‌ای در دسترس نیست، حالت شکست ممکن است شناخته شده نباشد. علاوه بر این، مشکل دیگر آن است که همیشه روشن نیست که این انتقال بین حالت‌های شکست رخ می‌دهد و یا توده سنگ در طول انتقال چگونه رفتار می‌کند. در حال حاضر هیچ روشی برای تجزیه و تحلیل کلی رفتار انتقالی وجود ندارد؛ بنابراین، توصیه می‌شود که تمام حالت‌های بالقوه شکست برای موارد انتقالی مورد بررسی قرار گیرد [۲۷].

۲-۵-۴- معیار شکست موهر - کولمب

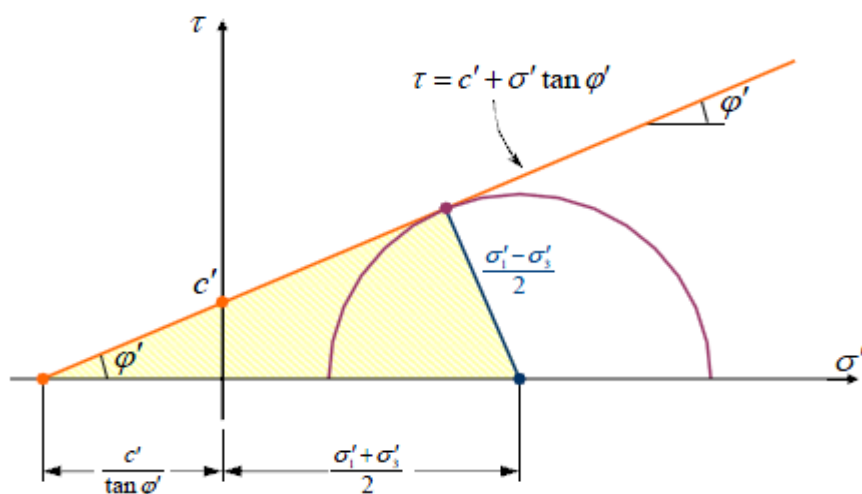
معیار برشی موهر - کولمب در مواد مواد پیوسته و در عمق کم مورد استفاده قرار می‌گیرد. این

اساس کارهای کولن^۱ در ۱۷۷۶ و موهر در سال ۱۸۸۲ است. در این معیار فرض بر این است که تنش برشی بر روی هر صفحه دارای مقدار متفاوت است:

$$\tau = C + \sigma \tan \phi \quad (۳-۲)$$

که در آن τ تنش برشی در امتداد صفحه شکست، C چسبندگی، σ تنش موثر نرمال صفحه شکست و ϕ زاویه اصطکاک صفحه شکست است.

چسبندگی و زاویه اصطکاک (پارامترهای استحکام موهر-کولمب) را می‌توان از یک سری آزمون برش بلوک در تونل اکتشاف و یا از تعدادی آزمون سه محوری به دست آورد. در این نوع آزمون، تنش‌های اصلی حداقل و حداکثر یک دایره تعریف می‌کند و منحنی مماس به آن پوشش موهر را ایجاد می‌کند. معیار شکست موهر-کولمب این پوشش با تقریب خطی است. همان‌طور که در شکل (۲-۹) مشخص است با استفاده از دایره و خط مماس معیار شکست موهر-کولمب به دست می‌آید [۲۸].



شکل (۲-۹) معیار شکست موهر-کولمب [۲۸].

۲-۶- روش همگرایی - همجواری

^۱ Colon

روش همگرایی- همجواری (CCM) به‌طور معمول برای طراحی سیستم نگهداری در تونل‌زنی استفاده می‌شود و برای دستیابی به روش ساده دوبعدی برای حل مسایل سه بعدی سیستم نگهداری سنگ با توجه به فرض کرنش مسطح بودن به کار می‌رود.

برای یک فشار داخلی برابر P_0 هیچ تغییری در تنش اولیه و کرنش در اطراف حفاری وجود ندارد و در نتیجه جابجایی شعاعی از دیوار صفر است. با کاهش فشار داخلی P_0 ، جابجایی شعاعی از دیوار آغاز خواهد شد که به نظر می‌رسد، در ابتدا افزایش خطی خواهد داد. در یک نقطه خاص (برای فشار کمتر از P_{cr})، روند می‌تواند منجر به یک نوع منحنی خطی شود. در ساده‌ترین حالت از رفتار سنگ از نوع الاستیک، منحنی همگرایی- همجواری توسط یک بخش خطی نشان داده می‌شود.

فرض اصلی در CCM این است که بار سیستم نگهداری مورد نیاز برای ایجاد ثبات در حفاری با جابجایی تونل به سمت داخل کاهش خواهد یافت. CCM توسط سه عنصر اساسی تشکیل شده است: منحنی واکنش زمین (GRC)، مشخصات تغییر شکل طولی^۱ (LDP) و منحنی مشخصه سیستم نگهداری^۲ (SCC).

• منحنی مشخصه سیستم نگهداری (SCC) ابتدا توسط هوک و براون (۱۹۸۰) ارائه شد و آن را به‌عنوان یک نمایش گرافیکی از فشار سیستم نگهداری سنگ، برای جلوگیری از تغییر شکل شعاعی تعریف کردند. رایج‌ترین روش نگهداری روش پیچ‌سنگ و شاتکریت است.

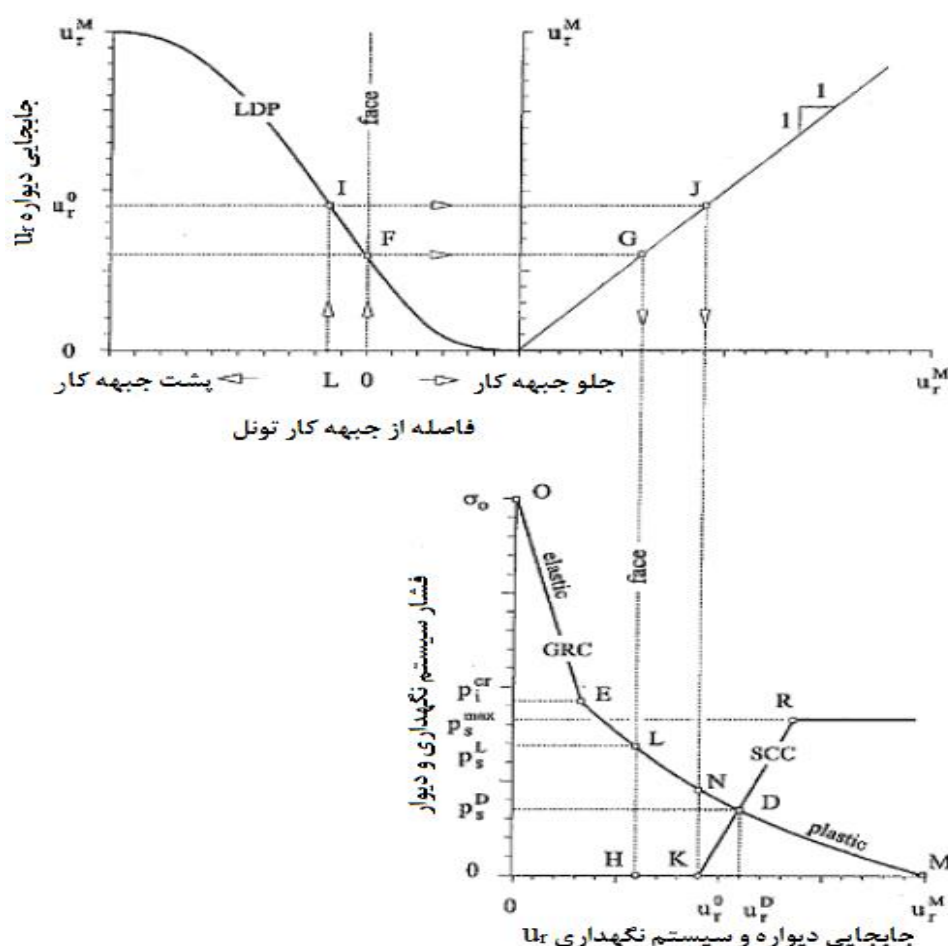
• منحنی واکنش زمین (GRC) را می‌توان به‌عنوان یک منحنی کاهش فشار درونی و افزایش جابجایی شعاعی دیوار تونل توصیف کرد. مفهوم اساسی این روش این است که در تقاطع بین GRC و SCC فشار و تغییر شکل تونل در نقطه تعادل است. به همین دلیل، تعیین این دو خط یک جنبه کلیدی در طراحی سیستم نگهداری تونل است.

¹ Longitudinal deformation profile

² Support characteristic curve

• نمایش طولی تغییر شکل (LDP) یک نمایش گرافیکی از جابه‌جایی شعاعی است که در امتداد محور حفاری بدون سیستم نگهداری برای بخش جلو و پشت جبهه کار قرار دارد. محور افقی نشان دهنده فاصله از بخش آنالیز شده جبهه کار تونل است، در حالی که محور عمودی نشان دهنده جابه‌جایی شعاعی مربوطه است.

مزیت اصلی CCM، این است که سه بعد تونل را می‌توان در دو بعد با ارتباط دادن فاصله‌ها از جبهه کار تونل در LDP به فشار داخلی در GRC تبدیل کرد. علاوه بر این، عامل ایمنی را می‌توان با مقایسه ظرفیت سیستم نگهداری با میزان بار وارده محاسبه کرد. محاسبات CCM را می‌توان با استفاده از راه‌حل‌های تحلیلی، مدل‌های عددی و یا ترکیبی از منحنی‌های مورد نیاز انجام داد. روش CCM در شکل (۲-۱۰) نشان داده شده است [۲۹].



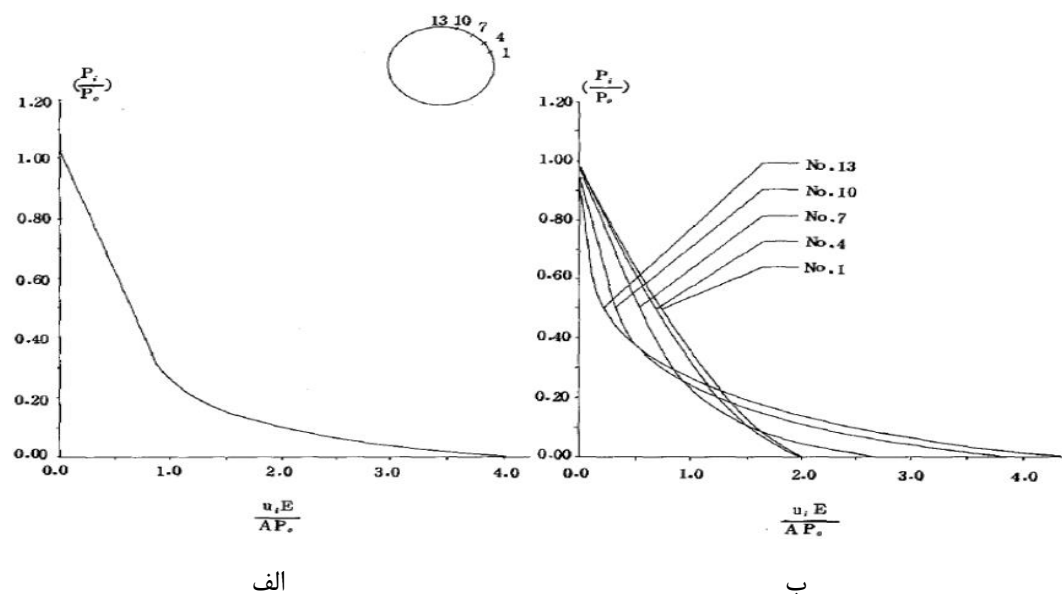
شکل (۲-۱۰) شکل شماتیک از رابطه LDP، GRC و SCC برای استفاده در روش همگرایی-همجواری [۲۹]

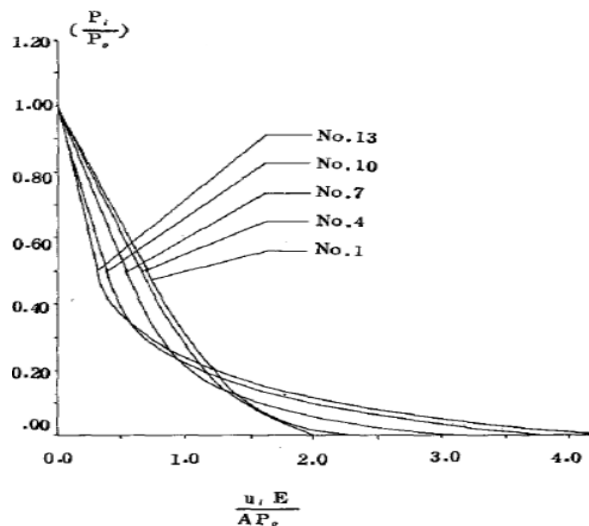
۷-۲- منحنی عکس‌العمل زمین در اشکال و نقاط مختلف تونل

پان و چن در سال ۱۹۹۰ به درک عمیق‌تر در مورد چگونگی فشار داخلی و تغییر شکل تونل در نقاط مختلف بر روی دیواره تونل پرداختند که بسته به شرایط تنش اولیه و شکل تونل متفاوت است. به منظور به دست آوردن منحنی واکنش زمین، تجزیه و تحلیل عددی با استفاده از روش المان محدود با توجه به شرایط الاستوپلاستیک از یک سو و معیار برشی موهر-کولمب از سوی دیگر استفاده شد [۳۰].

منحنی واکنش زمین در شکل (۲-۱۱) تا (۲-۱۳) برای تونل‌های با شکل مقطع مختلف و نسبت تنش مختلف k به تصویر کشیده شده است. در این نمودار $\frac{P_i}{P_0}$ تنش نرمال در محور عمودی را نشان داده و $\frac{u_i E}{A P_0}$ تغییر شکل نرمال در محور افقی را نشان داده شده است.

همان‌طور که در شکل (۲-۱۱) مشخص است، تونل دایره‌ای در نظر گرفته شده است و در سه نسبت تنش مختلف، منحنی عکس‌العمل زمین در نقاط مختلف آن رسم شده است.



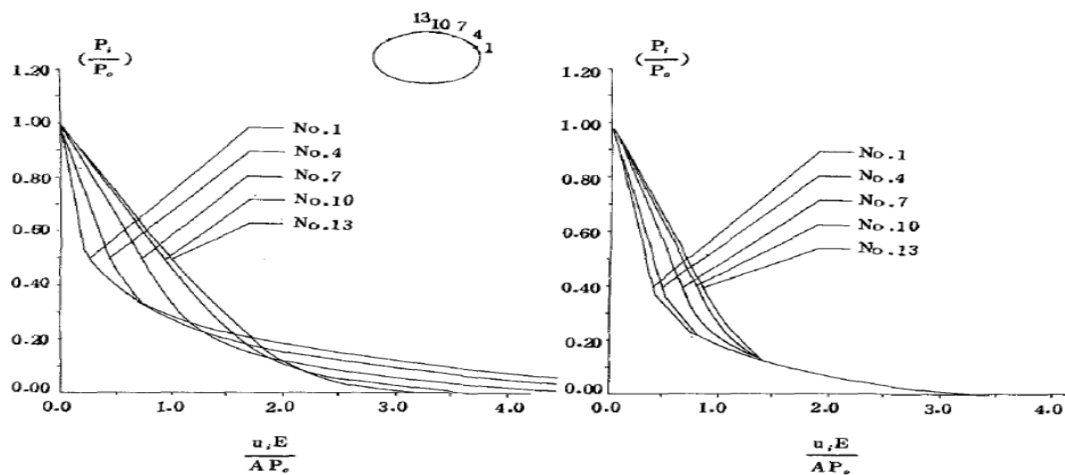


ج

شکل (۲-۱۱) نمودار منحنی واکنش زمین برای یک تونل دایره‌ای شکل زمانی که نسبت تنش اولیه برابر الف (۱، ب) ۱/۵ و ج) ۲ است [۳۰].

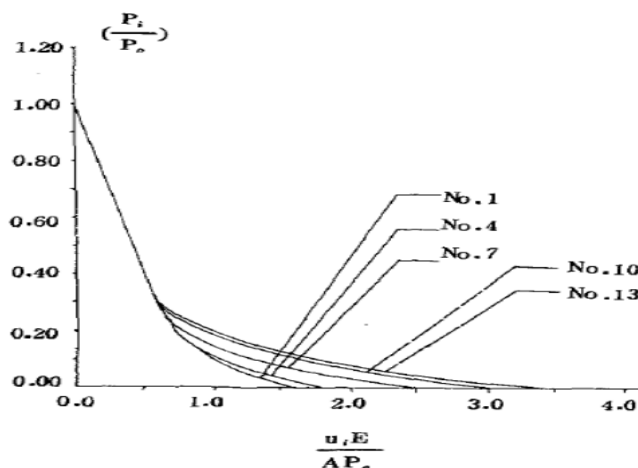
با توجه به شکل (۲-۱۱-الف) با نسبت تنش اولیه ۱ منحنی‌های عکس‌العمل زمین در تمام نقاط تونل جابجایی یکسان دارند. با توجه به شکل‌های (۲-۱۱-ب و ج) با افزایش نسبت تنش، در ابتدا جابجایی بیشتر در قسمتی ایجاد می‌شود که تنش کمتری به آن وارد شده است و در نهایت با ترخیص تنش کامل، جابجایی بیشتر در قسمتی ایجاد می‌شود که تنش بیشتری به آن وارد شده است.

همان‌طور که در شکل (۲-۱۲) مشخص است، تونل بیضوی در نظر گرفته شده است و در سه نسبت تنش مختلف، منحنی عکس‌العمل زمین در نقاط مختلف آن رسم شده است.



الف

ب

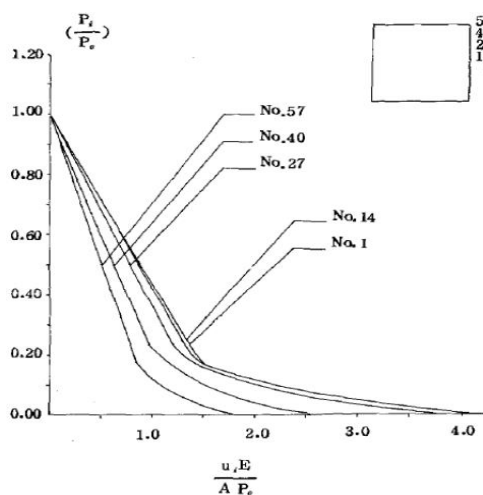


ج

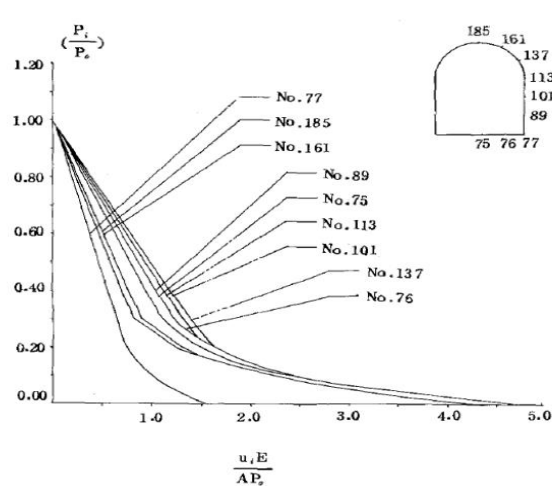
شکل (۱۲-۲) نمودار منحنی واکنش زمین برای یک تونل دایره‌ای شکل زمانی که نسبت تنش اولیه برابر الف) 0.75 ، ب) 1 و ج) 1.5 است [۳۰].

با توجه به شکل (۱۲-۲) در تونل بیضی شکل تنش بیش‌تر در راستای قطر کم‌تر، سبب افزایش جابجایی می‌شود، بنابراین قطر بزرگ‌تر باید در راستای تنش بیش‌تر باشد. همچنین زمانی که نسبت تنش کمتر از یک باشد، بیش‌ترین جابجایی در راستای قطر بزرگ‌تر خواهد بود.

در شکل (۱۳-۲) منحنی عکس‌العمل زمین در تونل‌های با اشکال مربع و نعل اسبی رسم شده است.



الف



ب

شکل (۱۳-۲) نمودار منحنی واکنش زمین برای الف) تونل مستطیل شکل، ب) تونل نعل اسبی زمانی که نسبت تنش اولیه برابر 1 است [۳۰].

با توجه به شکل (۲-۱۳-الف) در تونل با مقطع مربع در شرایط تنش هیدرواستاتیک بیشترین جابجایی در وسط اضلاع رخ خواهد داد. با توجه به شکل (۲-۱۳-ب) در تونل با مقطع نعل اسبی کمترین جابجایی در گوشه‌ها و جابجایی نهایی در بقیه نقاط تقریباً یکسان است.

۲-۸- جمع‌بندی

در این فصل ابتدا سابقه تحقیقات گذشته در روش‌های تحلیلی و عددی موضوع تحقیق بیان شد، سپس نسبت تنش‌های برجا بررسی و در ادامه فصل مدل رفتار مواد توضیح داده شد، همچنین نیز روش همگرایی-همجواری و منحنی عکس‌العمل زمین در اشکال مختلف و نسبت تنش‌های برجا مختلف در نقاط مختلف تونل نشان داده شد.

فصل سوم

مقایسه روش‌های تحلیلی و عددی منحنی عکس العمل

زمین

۳-۱- مقدمه

در این فصل ابتدا کلیات روش تحلیلی بررسی شده است، انتخاب حالت شکست و مدل توده سنگ جنبه کلیدی به منظور انجام تجزیه و تحلیل است. بنابراین مقایسه معیار شکست‌ها، انتخاب معیار شکست مناسب و روش آن بررسی شده است. در مرحله بعد نرم‌افزار مناسب انتخاب شده و مولفه‌های مورد نیاز برای شبیه‌سازی تونل بررسی شده است. منحنی واکنش زمین در یک تونل، توسط سطح تنش برجا و شرایط توده سنگ تعیین می‌شود. این فرایند برای رسم منحنی واکنش زمین با انتخاب پارامترهای مقاومتی مناسب برای توده سنگ شروع شد، انتخاب پارامترهای مقاومتی توده سنگ در سه نوع سنگ سخت، متوسط و ضعیف با استفاده از نرم‌افزار RocData به دست آمده است، سپس تفسیر نتایج با توجه به داده‌های منحنی عکس‌العمل زمین انجام شده است، پس از آن مقایسه‌ای بین راه‌حل‌های تحلیلی و عددی منحنی واکنش زمین انجام شده است و محدودیت‌ها مشخص شد، در نهایت سه فرمول برای سقف و دیواره تونل در محیط الاستیک و دیواره تونل در محیط پلاستیک ارائه شده است.

۳-۲- روش تحلیلی

در روش تحلیلی، تحلیل منحنی عکس‌العمل زمین بعد از حفر تونل با استفاده از مدل‌های دو بعدی انجام می‌شود. روش تحلیلی با استفاده از روش‌های کارانزا-تورس^۱ و دانکن فاما^۲ انجام شده و می‌توان با استفاده از نرم‌افزار تجاری RocSupport نیز این منحنی را رسم کرد.

مقایسه جابجایی‌های نسبی ناشی از تغییرات پارامترهای مقاومتی معیارهای موهر-کولمب و هوک-براون نشان داده است که معیار موهر-کولمب نسبت به تغییرات پارامترهای مقاومتی، حداقل ۵ برابر حساس‌تر از معیار هوک-براون است، به علاوه تغییرات پارامترهای مقاومتی منجر به تغییر شکل

^۱ Carranza-Torres

^۲ Duncan Fama

بیشتر توده‌های با کیفیت متوسط (محیط دارای رفتار کرنش نرم شونده) می‌شود، بنابراین باید سعی شود تا آنجا که ممکن است مقاومت ذاتی توده سنگ را برای چنین محیط‌هایی با روش‌های آتش‌باری کنترل شده یا حفاری مکانیزه حفظ نمود [۳۱].

در روش تحلیلی روش‌های کارانزا-تورس و دانکن فاما تعریف شده و روش دانکن فاما که بر اساس معیار شکست موهر-کولمب است بررسی می‌شود.

۳-۲-۱- روش کارانزا-تورس

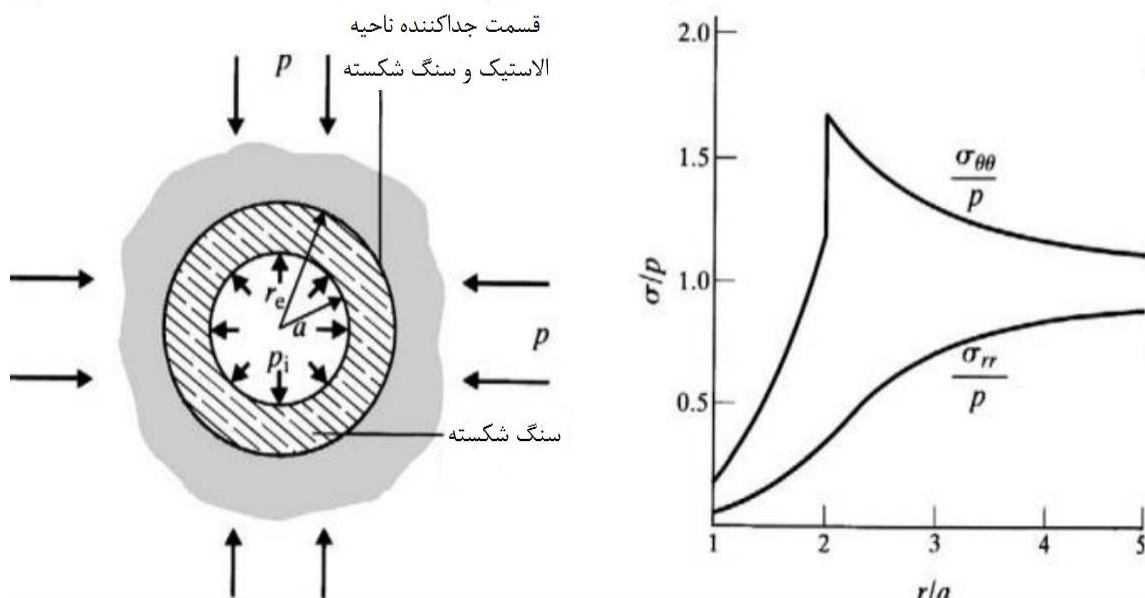
این روش بر اساس معیار غیرخطی شکست هوک-براون نسخه اصلاح شده سال ۲۰۰۴ است، لذا پارامترهای مورد نیاز جهت رسم منحنی عکس‌العمل زمین شامل مقاومت فشاری سنگ بکر، شاخص مقاومت زمین‌شناسی (GSI)، ثابت ماده سنگ (m_i)، زاویه اتساع، فاکتور اختلال، مدول الاستیسیته و ضریب پواسون است. این روش در محیط‌های سخت و ناپیوسته و در عمق زیاد مورد استفاده قرار می‌گیرد [۳۲].

۳-۲-۲- روش دانکن فاما

این روش بر اساس معیار خطی شکست موهر-کولمب نسخه ۱۹۹۳ ارایه شده است، بر این اساس پارامترهای مورد نیاز جهت رسم منحنی عکس‌العمل زمین شامل مدول الاستیسیته، ضریب پواسون، زاویه اصطکاک داخلی و مقاومت فشاری توده سنگ است. این روش در محیط‌های سست، پیوسته و در عمق کم مورد استفاده قرار می‌گیرد [۳۲].

با توجه به حساس‌تر بودن روش دانکن فاما و فرض پیوسته بودن محیط، در این تحقیق از روش دانکن فاما استفاده شده است.

برای محاسبه مرز میان ناحیه الاستیک و پلاستیک و تنش‌های شعاعی و مماسی تونل دایره‌ای، با در نظر گرفتن معیار موهر-کولمب شکل (۳-۱) به‌دست آمده است.



شکل (۱-۳) تنش‌های شعاعی، مماسی و ناحیه شکسته اطراف حفره‌های دایره‌ای شکل [۳۳]

معیار موهر - کولمب طبق رابطه زیر تعریف می‌شود [۳۴]:

$$\sigma_1 = k\sigma_3 + \sigma_{cm} \quad (1-3)$$

که σ_{cm} مقاومت کلی توده سنگ و k شیب منحنی σ_1 بر حسب σ_3 است که از روابط زیر به دست می‌آید:

$$k = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2-3)$$

$$\sigma_{cm} = \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (3-3)$$

ϕ زاویه اصطکاک داخلی و C میزان چسبندگی است.

معیار شکست موهر - کولمب در دو ناحیه الاستیک و پلاستیک مورد بررسی قرار گرفته است:

۳-۲-۱- منطقه الاستیک

اگر فشار داخلی p_i بیشتر از فشار بحرانی نگه‌دارنده p_{cr} باشد، شکست اتفاق نمی‌افتد و رفتار توده

سنگ احاطه کننده تونل الاستیک است. جابجایی الاستیک به طرف داخل در جهت شعاع تونل توسط روابط زیر به دست آمده است. پنج معادله حاکم بر محیط الاستیک اطراف قسمت حفاری شده وجود دارد [۳۵]:

دو قانون تنش-کرنش با توجه به نظریه الاستیسیته (تنش صفحه‌ای: $\varepsilon_{\perp} = 0$)

$$\varepsilon_r = a.\sigma_r - b.\sigma_{\theta} \quad (۴-۳)$$

$$\varepsilon_{\theta} = a.\sigma_{\theta} - b.\sigma_r \quad (۵-۳)$$

که $a = \frac{1}{E} - \frac{\nu^2}{E}$ و $b = \frac{\nu + \nu^2}{E}$ است. σ_{θ} و ε_{θ} به ترتیب نشان دهنده تنش و کرنش مماسی در

مرز تونل، σ_r و ε_r به ترتیب نشان دهنده تنش و کرنش شعاعی در مرز تونل، E مدول الاستیسیته و ν ضریب پواسون است.

معادله تعادل نیروها تحت شرایط تقارن محوری که در شکل (۲-۳) نشان داده شده است:

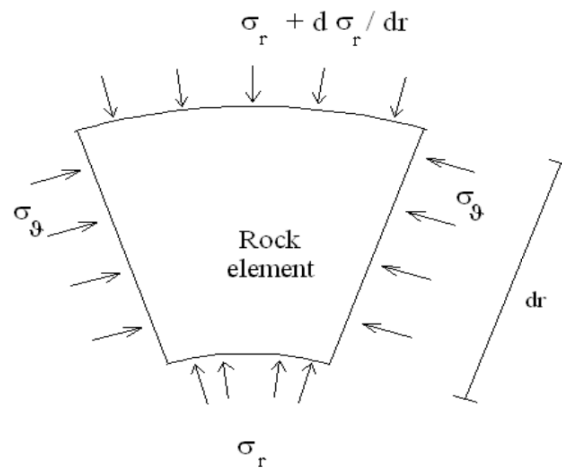
$$\frac{d\sigma_r}{dr} = \frac{\sigma_{\theta} - \sigma_r}{r} \quad (۶-۳)$$

دو معادله سازگاری کرنش در شرایط تقارن محوری که در شکل (۳-۳) نشان داده شده است:

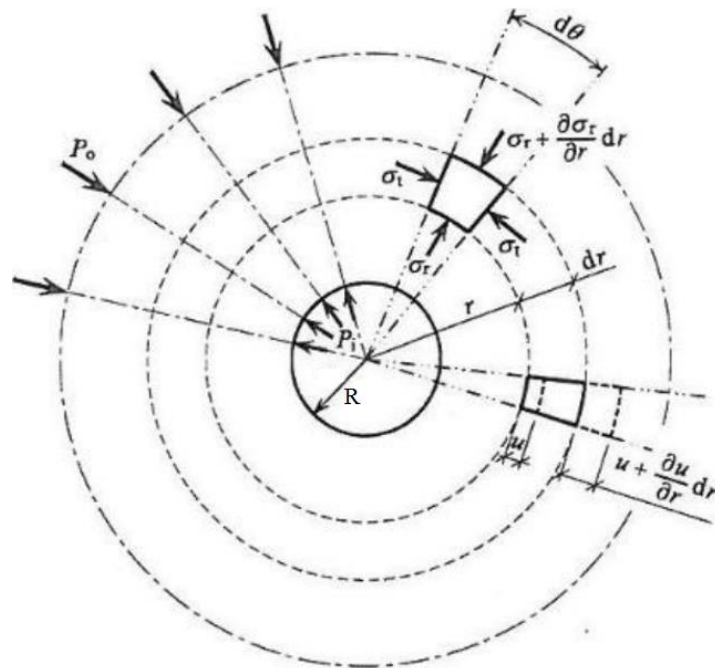
$$\varepsilon_{\theta} = -\frac{u_r}{r} \quad (۷-۳)$$

$$\varepsilon_r = -\frac{du_r}{dr} \quad (۸-۳)$$

که در آن، u_r جابجایی شعاعی از یک نقطه در فاصله r از محور تونل است.



شکل (۲-۳) تعادل نیروهای یک المان بی‌نهایت کوچک در اطراف تونل در شرایط محوری تقارن [۳۵]



شکل (۳-۳) نیروهای اطراف تونل دایره‌ای در یک المان دیفرانسیل [۳۵]

طبق روابط تنش کرنش داریم:

$$\varepsilon_\theta = \frac{1}{E} [\sigma_\theta - \nu(\sigma_r + \sigma_r)] \quad (۹-۳)$$

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E} [\sigma_r - \nu(\sigma_\theta + \sigma_r)] \quad (۱۰-۳)$$

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E} [\sigma_r - \nu(\sigma_r + \sigma_\theta)] \quad (11-3)$$

در روابط بالا E مدول الاستیسیته، ε_θ کرنش حداکثر، ε_r کرنش حداقل، σ_θ تنش حداکثر، σ_r تنش حداقل و ν نسبت پواسون است

با توجه به شرایط کرنش صفحه‌ای مقدار ε_r برابر صفر بوده و معادلات جدید به شکل زیر نوشته می‌شوند:

$$\varepsilon_r = 0 \rightarrow \sigma_r = \nu(\sigma_\theta + \sigma_r) \quad (12-3)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{1}{E} [\sigma_\theta - \nu\sigma_\theta - \nu\sigma_r - \nu\sigma_r] \quad (13-3)$$

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E} [\sigma_r - \nu\sigma_\theta - \nu\sigma_r - \nu\sigma_\theta] \quad (14-3)$$

با توجه به معادلات (7-3)، (8-3)، (13-3) و (14-3) معادله دیفرانسیل زیر به دست می‌آید:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} - \frac{u}{r^2} = 0 \quad (15-3)$$

با استفاده از شرایط مرزی زیر [35]:

$$r = \infty: \sigma_r = p_0 \quad (16-3)$$

برای

$$r = R: \sigma_r = p \quad (17-3)$$

و با توجه به معادلات بالا معادلات زیر به دست می‌آید که معادله‌های (18-3) و (19-3) کرنش، معادله‌های (20-3) و (21-3) تنش و معادله (22-3) جابجایی شعاعی در زمینه الاستیک را نشان می‌دهند که تابع فاصله r و فشار داخلی P_0 است.

$$\varepsilon_r = -\frac{1+\nu}{E}(p_o - p_i) \cdot \left[\frac{R}{r} \right]^\nu \quad (18-3)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{1+\nu}{E}(p_o - p_i) \cdot \left[\frac{R}{r} \right]^\nu \quad (19-3)$$

$$\sigma_r = p_i - (p_o - p_i) \cdot \left[\frac{R}{r} \right]^\nu \quad (20-3)$$

$$\sigma_\theta = p_i + (p_o - p_i) \cdot \left[\frac{R}{r} \right]^\nu \quad (21-3)$$

$$u_r = -\frac{1+\nu}{E}(p_o - p_i) \frac{R^\nu}{r} \quad (22-3)$$

با قرار دادن $r = R$ در معادله (۲۲-۳)، معادله (۲۳-۳) و منحنی همگرایی - همجواری مطابق (شکل ۴-۳) به دست آمده است.

$$u_r = -\frac{1+\nu}{E}(p_o - p_i) R \quad (23-3)$$

که در آن p_o تنش عمودی ناشی از روباره است و برای نسبت تنش ناهمسانگرد مقدار p_o' به جای

p_o جایگذاری می شود که از رابطه (۲۴-۳) محاسبه شده است:

$$p_o' = \frac{p_o + kp_o}{\nu} \quad (24-3)$$

۳-۲-۲-۲- منطقه پلاستیک

زمانی که فشار داخلی توده سنگ کمتر از فشار بحرانی p_{cr} باشد که در رابطه (۲۵-۳) تعریف شده

است جابجایی ها وارد منطقه پلاستیک می شود [۳۶].

$$p_{cr} = \frac{\nu p_o - \sigma_c}{1+k} \quad (25-3)$$

زمانی که فشار داخلی p_i کمتر از فشار بحرانی p_{cr} است، شکست اتفاق خواهد افتاد. شعاع منطقه پلاستیک در اطراف تونل (r_p) از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

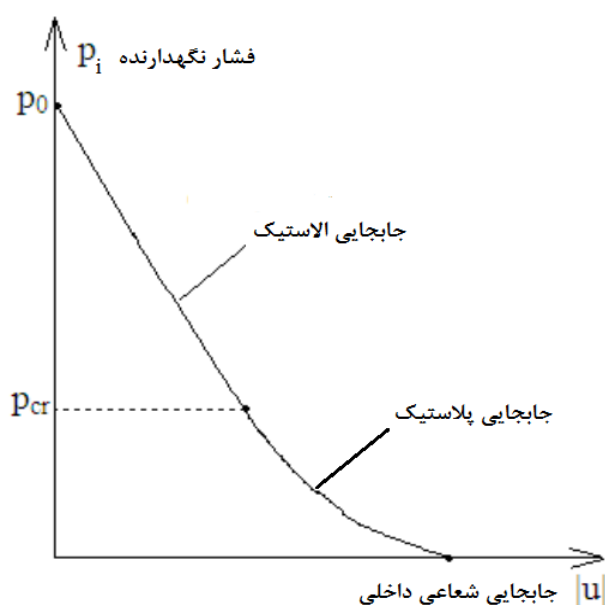
(۲۶-۳)

$$r_p = R \left[\frac{\nu(p_o(k-1) + \sigma_{cm})}{(1+k)(p_i(k-1) + \sigma_{cm})} \right]^{\frac{1}{(k-1)}}$$

مجموع جابجایی داخلی در جهت شعاع دیواره‌های تونل از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$u_p = \frac{R(1+\nu)}{E} \left[\nu(1-\nu)(p_o - p_{cr}) \left[\frac{r_p}{R} \right]^\nu - (1-2\nu)(p_o - p_i) \right] \quad (27-3)$$

در شکل (۴-۳) یک نمونه از نمودارهای جابجایی پیش‌بینی شده توسط معادلات (۲۳-۳) و (۳-۳) نشان داده شده است. در این نمودار زمانی که فشار نگهدارنده با تنش هیدرواستاتیک برابر باشد ($p_i = p_o$) مقدار جابجایی برابر صفر است، برای $p_{cr} < p_i < p_o$ جابجایی الاستیک و برای $p_{cr} > p_i$ جابجایی پلاستیک است و حداکثر جابجایی زمانی است که فشار نگهداری برابر با صفر باشد.



شکل (۴-۳) نمودار منحنی عکس‌العمل زمین [۳۵]

۳-۳- مدل سازی عددی

در اغلب موارد که شرایط دارای پیچیدگی است استفاده از روش‌های عددی بسیار بیش‌تر از روش‌های تحلیلی کاربرد دارد و معمولاً جواب دقیق‌تری را می‌دهند. به منظور حل مساله با روش‌های عددی، نیاز به استفاده از معادلات درونیابی و چهارچوب تعیین مدل و محیط مورد مساله است. معادلات درونیابی شامل یک‌سری معادلات ریاضی است که با استفاده از نقاط معلوم که تاثیر بیشتری روی مساله دارند، جواب نقاط مجهول را پیدا می‌کنند. به این طریق مجهولات سیستم را کاهش می‌دهند و محیط را از بی‌نهایت درجه آزادی به درجه آزادی محدودی می‌رسانند. روش‌های عددی بر خلاف روش‌های ریاضی جواب قطعی نمی‌دهند لذا می‌توان با استفاده از روش‌های عددی و بسته به پروژه و اهمیت آن، مساله را با دقت متفاوتی حل کرد [۳۷].

۳-۳-۱- انواع روش‌های عددی

روش‌های عددی به‌طور گسترده در مسایل مهندسی برای اهداف متفاوتی استفاده می‌شوند. به‌طور کلی روش‌های عددی و موارد استفاده از آن به‌صورت زیر تقسیم‌بندی می‌شوند [۳۸]:

۱- روش‌های پیوسته

الف- روش المان محدود (FEM)

ب- روش تفاضل محدود (FDM)

ج- روش المان مرزی (BEM)

۲- روش‌های گسسته

الف- روش المان مجزا (DEM)

ب- روش شبکه شکستگی مجزا (DFN)

۳- روش‌های ترکیبی

الف- ترکیب روش‌های عددی FEM/DEM ،BEM/DEM ،FEM/BEM

ب- سایر ترکیب روش‌های گسسته و پیوسته

۳-۳-۲- انتخاب نرم‌افزار عددی

روش‌های عددی باید متناسب با نوع و هدف مساله انتخاب شوند. یکی از مسایل مهم در انتخاب روش عددی، شرایط ناپیوستگی‌ها و محیط توده سنگ است. با توجه به این که پیوسته بودن از فرضیات مساله است، نرم‌افزار FLAC که یکی از کاربردی‌ترین نرم‌افزارهای ژئوتکنیکی موجود برای انجام مدل‌سازی عددی در محیط پیوسته بوده، مناسب برای انجام این تحقیق است. با توجه به این که در این تحقیق بعد سوم با توجه به فرض کرنش مسطح بودن تونل در نظر گرفته نشده است نرم‌افزار FLAC دو بعدی از مناسب‌ترین نرم‌افزارهای قابل استفاده است برای تحلیل عددی است.

نرم‌افزار FLAC یک برنامه‌ی مبتنی بر روش عددی تفاضل محدود است که بر پایه تحلیل لاگرانژی عمل می‌کند و برای محاسبات مهندسی مورد استفاده قرار می‌گیرد. این برنامه رفتار سازه‌هایی را که در آن خاک، سنگ و یا سایر مصالحی که ممکن است بعد از حد تسلیم به حالت پلاستیک برسند را به‌خوبی مدل‌سازی می‌کند [۳۸].

۳-۳-۳- مولفه‌های مورد نیاز برای شبیه‌سازی رفتار تونل

به منظور مدل‌سازی و شبیه‌سازی رفتار تونل به‌وسیله روش‌های عددی و تحلیلی، باید رفتار مصالح را به‌درستی و مطابق با واقعیت تعریف کرد و بدین منظور باید چند مولفه برای انجام مدل‌سازی تعیین شوند که در زیر تشریح می‌شوند.

۳-۳-۳-۱- داده‌های مدل‌سازی انجام شده

به منظور ساخت مدل‌های عددی، از کرنش صفحه‌ای برای بررسی پاسخ تونل بدون در نظر گرفتن طول آن استفاده شده است. این مدل‌سازی در عمق‌های ۱۰، ۲۰، ۳۵، ۱۰۰، ۲۰۰ و ۴۰۰ متری در سه نوع سنگ مختلف دارای مقاومت سخت، متوسط و ضعیف و در نسبت تنش‌های افقی به قائم ۰/۵، ۱، ۱/۵ و ۲ انجام شده است. با توجه به عمق‌های مذکور و نوع سنگ، منحنی عکس‌العمل زمین در مناطق الاستیک و پلاستیک واقع می‌شوند. منحنی عکس‌العمل زمین در روش تحلیلی و سقف و دیواره سمت چپ تونل در روش عددی رسم شده است.

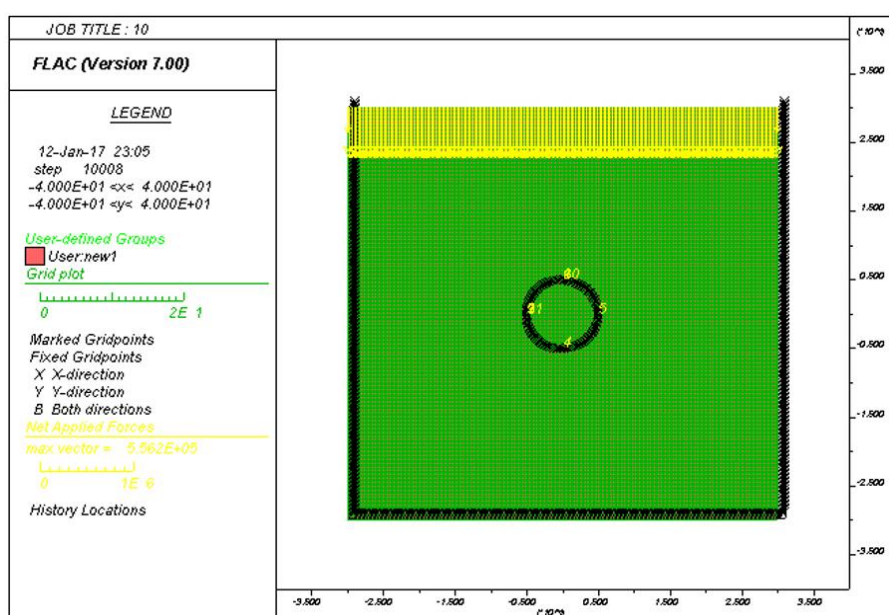
۳-۳-۲- فرضیات مورد استفاده

- مدل‌ها دو بعدی و کرنش مسطح است.
- رفتار مصالح در سه محیط در سنگ‌های با خواص مقاومتی سخت، متوسط و ضعیف در نظر گرفته شده است.
- از معیار شکست مصالح موهر-کولمب استفاده شده است.
- مقطع تونل به صورت دایره و حفاری به صورت تک مرحله‌ای فرض شده است.
- بار وارد بر تونل ناشی از وزن زمین و انجام حفاری در محیط سنگی است.
- ناپیوستگی و یا درزه در مصالح محیطی در برگیرنده تونل وجود ندارد.

۳-۳-۳- تعیین تعداد مش‌ها و المان بندی مساله

مدل اولیه قبل حفر تونل‌ها به صورت یک مربع و در برخی موارد با روباره کم مستطیل بوده است که ابعاد آن به وسیله مرزهای خارجی محدود می‌شود که برای انجام محاسبات دقیق، این شکل باید به نواحی کوچک‌تری تقسیم شود. محاسبات انجام شده به وسیله نرم‌افزار در این ناحیه‌ها انجام می‌شود و هرچه تعداد این نواحی بیشتر باشد دقت محاسبات انجام شده بالا خواهد رفت. برای تعیین ابعاد مدل

لازم است مرزهای مدل تا جایی ادامه یابد که شرایط مرزی بر نتایج مدل سازی بی تاثیر باشد و همچنین ابعاد مدل به اندازه ای بزرگ نباشد که زمان تحلیل و حل مدل را بالا برد. از این رو با توجه به قطر ۱۰ متری تونل ابعاد بهینه مدل 60×60 متر با تعداد ۴۰۰۰۰ مش در نظر گرفته شده است. همچنین با توجه به فرضیات، مدل دایره ای شکل در نظر گرفته شد؛ که در شکل (۳-۵) ابعاد مدل و تونل قبل از حفر نشان داده شده است. البته با توجه به این که تونل در عمق های ۱۰ و ۲۰ متر هم مدل سازی شده است ابعاد مدل در راستای Y لزوماً ۶۰ متر نیست و می تواند کمتر باشد.



شکل (۳-۵) ابعاد مدل، مش بندی و هندسه مقطع

۳-۳-۴- تعیین خواص مصالح

برای انجام یک آنالیز الاستوپلاستیک با مدل رفتاری موهر- کولمب به وسیله نرم افزار، پارامترهای مصالح محیطی نظیر مدول یانگ، جرم مخصوص، ضریب پواسون، مقاومت کششی، مقاومت چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی و زاویه اتساع تعیین شده است.

۳-۳-۵- تعیین شرایط مرزی و شرایط اولیه

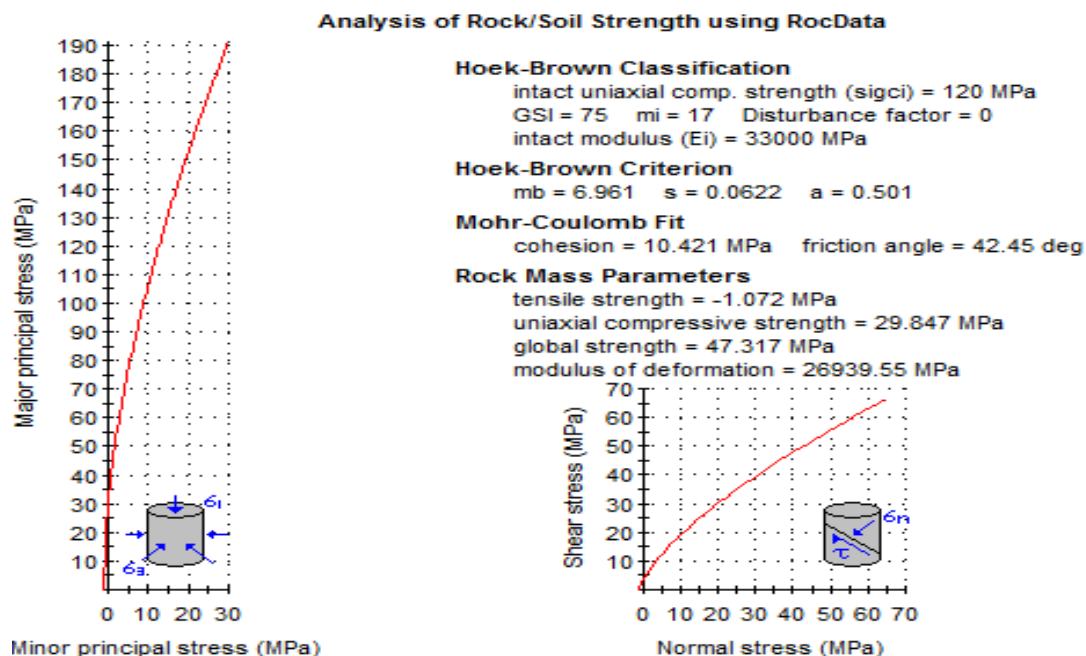
منظور از شرایط اولیه همان شرایط قبل از حفاری نظیر تنش‌های برجا و شرایط آب زیرزمینی و بارگذاری خارجی است. شرایط مرزی در مسایل ژئومکانیک به صورت دو نوع واقعی و مصنوعی است که مرز واقعی همان سطوح حفاری شده و یا سطوح طبیعی مانند سطح زمین است که تنش عمود روی آن صفر است. مرزهای مصنوعی، مرزهایی هستند که در واقعیت وجود ندارند و برای مدل‌سازی محیط نامحدود و یا نیمه محدود با استفاده از روش‌های تحلیلی و عددی و تبدیل آن به محیط محدود به کار می‌روند. مرزهای مصنوعی نیز به دو نوع تغییر مکان معین و تنش معین تقسیم می‌شود، مرزهای تغییر مکان معین از تغییر مکان در جهت x یا y و یا هر دو جلوگیری می‌کنند و در مرزهای تنش معین با ایجاد حفاری تغییر مکان ایجاد می‌شود ولی تنش ثابت خواهد ماند.

در مدل‌سازی‌های مساله مورد مطالعه از مرز تغییر مکانی استفاده شده است به عبارتی مرزهای کناری در جهت x و مرز افقی در جهت y ثابت شده است تا بتواند شرایط محیط نامحدود را شبیه‌سازی کند.

۳-۴- محیط‌های استفاده شده و پارامترهای آن

این تحلیل در سه نوع سنگ سخت ($GSI=75$)، متوسط ($GSI=50$) و ضعیف ($GSI=25$) انجام شده است. پارامترها فرضی است و برای سنگ بکر قرار داده شده است، پارامترها در نرم‌افزار RocData قرار داده شد و با توجه به جدول‌های (۱-۳) تا (۳-۳)، پارامترهای مورد نیاز توده سنگ از نرم‌افزار به دست آمده است.

محیط اول در سنگ سخت قرار دارد و جنس محیط ماسه‌سنگ در نظر گرفته شده است که دارای خصوصیات فرضی سنگ بکر $GSI=75$ ، $\sigma_{ci}=120$ MPa، $m_i=17$ و $D=0$ و $E_i=33,000$ MPa است که با استفاده از نرم‌افزار RocData همان‌طور که در شکل (۳-۶) مشخص است، خصوصیات توده سنگ طبق جدول (۱-۳) به دست آمده است.



شکل (۳-۶) پارامترهای به دست آمده توده سنگ در سنگ سخت با استفاده از نرم افزار RocData

جدول (۳-۱) مشخصات توده سنگ در سنگ سخت با $GSI=75$

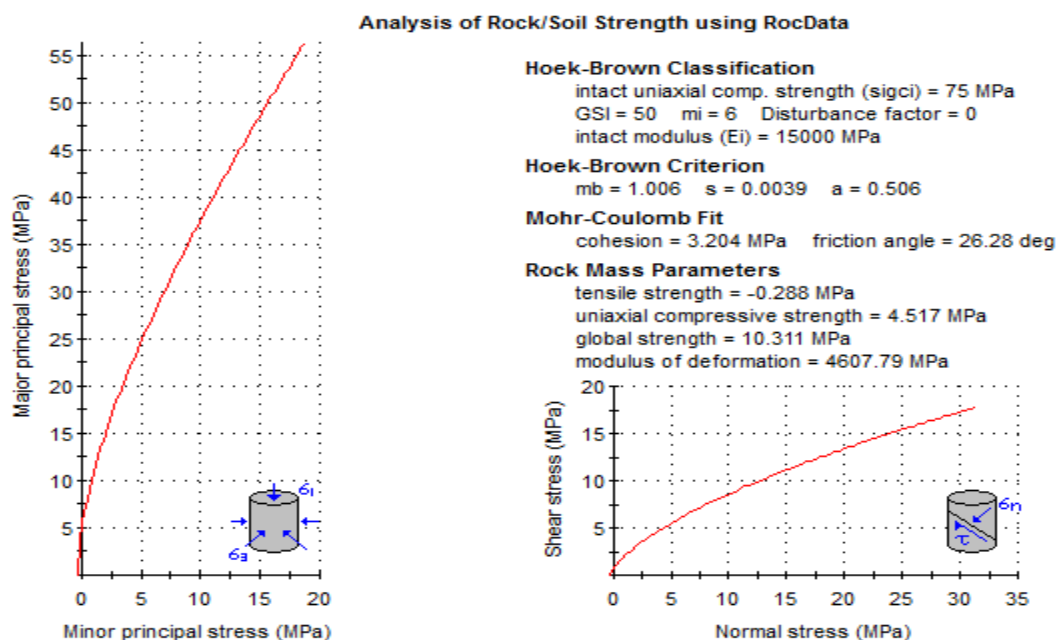
ردیف	مشخصه	علامت	مقدار	واحد
۱	مقاومت فشاری توده سنگ	σ_{cm}	۴۷/۳۱۷	MPa
۲	مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ	E_m	۲۶۹۳۹	MPa
۳	جرم مخصوص	ρ	۲۷۰۰	Kg / m ^۳
۴	نسبت پواسون	ν	۰/۲۵	-
۵	زاویه اصطکاک داخلی	ϕ	۴۲/۴۵	درجه
۶	چسبندگی	C	۱۰/۴۲۱	MPa
۷	مقاومت کششی توده سنگ	σ_t	-۱/۰۷۲	MPa

محیط دوم در سنگ متوسط قرار دارد و جنس محیط شیل سخت در نظر گرفته شده است که

دارای خصوصیات فرضی سنگ بکر $GSI=50$ ، $\sigma_{ci}=75$ MPa، $m_i=6$ ، $D=0$ و $E_i=15,000$ MPa است

که با استفاده از نرم افزار RocData همان طور که در شکل (۳-۷) مشخص است، خصوصیات توده سنگ

طبق جدول (۳-۲) به دست آمده است.



شکل (۷-۳) پارامترهای به دست آمده توده سنگ در سنگ با سختی متوسط با استفاده از نرم افزار RocData

جدول (۲-۳) مشخصات توده سنگ در سنگ متوسط با $GSI=50$

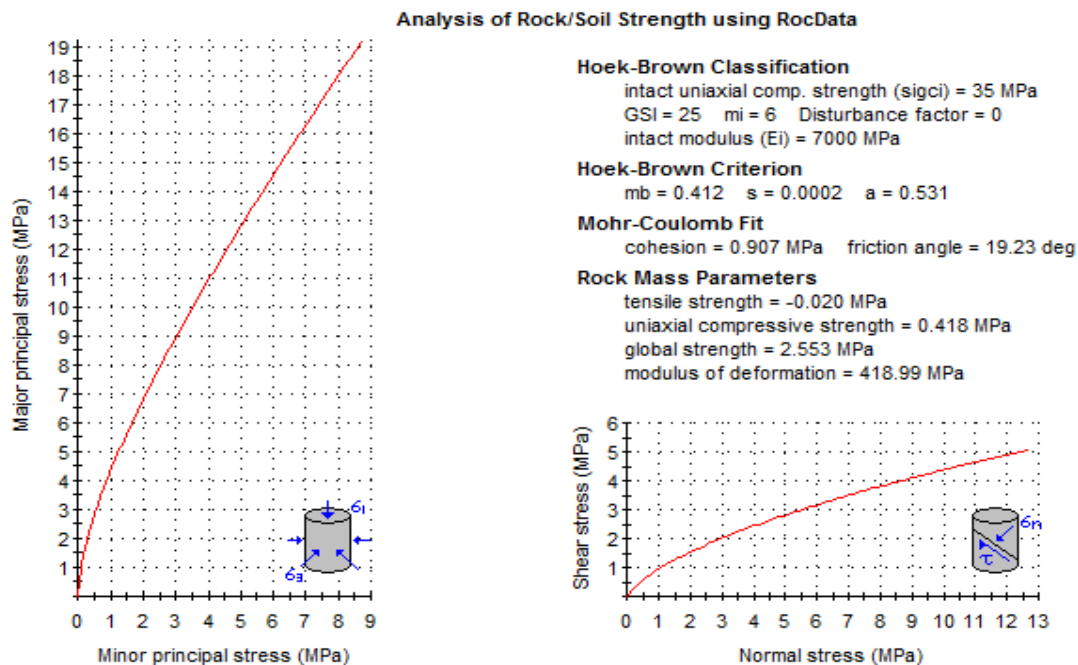
ردیف	مشخصه	علامت	مقدار	واحد
۱	مقاومت فشاری توده سنگ	σ_{cm}	۱۰/۳۱۱	MPa
۲	مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ	E_m	۴۶۰۸	MPa
۳	جرم مخصوص	ρ	۲۷۰۰	Kg / m ^۳
۴	نسبت پواسون	ν	۰/۲۵	-
۵	زاویه اصطکاک داخلی	ϕ	۲۶/۲۸	درجه
۶	چسبندگی	C	۳/۲۰۴	MPa
۷	مقاومت کششی توده سنگ	σ_t	-۰/۲۸۸	MPa

محیط دوم در سنگ ضعیف قرار دارد و جنس محیط شیل ضعیف در نظر گرفته شده است که

دارای خصوصیات فرضی سنگ بکر $GSI=25$ ، $\sigma_{ci}=35$ MPa، $m_i=6$ ، $D=0$ و $E_i=7,000$ MPa است

که با استفاده از نرم افزار RocData همان طور که در شکل (۸-۳) مشخص است، خصوصیات توده سنگ

طبق جدول (۳-۳) به دست آمده است.



شکل (۳-۸) پارامترهای به دست آمده توده سنگ در سنگ ضعیف با استفاده از نرم افزار RocData

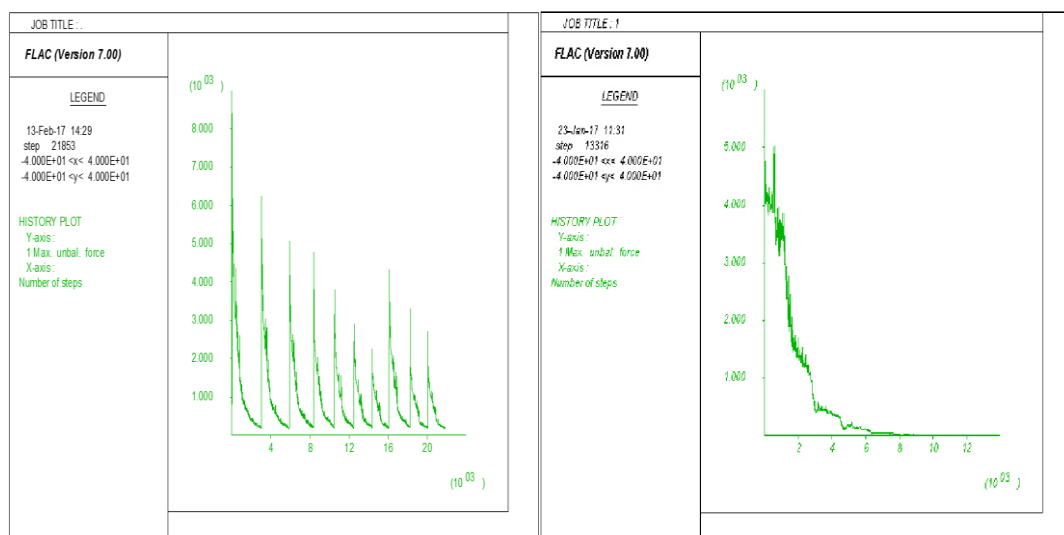
جدول (۳-۳) مشخصات توده سنگ در سنگ ضعیف با $GSI=25$

ردیف	مشخصه	علامت	مقدار	واحد
۱	مقاومت فشاری توده سنگ	σ_{cm}	۲/۵۵۳	MPa
۲	مدول تغییر شکل پذیری توده سنگ	E_m	۴۱۹	MPa
۳	جرم مخصوص	ρ	۲۷۰۰	Kg / m ^۳
۴	نسبت پواسون	ν	۰/۲۵	-
۵	زاویه اصطکاک داخلی	ϕ	۱۹/۲۳	درجه
۶	چسبندگی	C	۰/۹۰۷	MPa
۷	مقاومت کششی توده سنگ	σ_t	-۰/۰۲	MPa

۳-۵- حل مدل و به تعادل رساندن آن قبل از عملیات حفاری

در مدل سازی لازم است قبل از حفر تونل مدل به تعادل برسد. برای اطمینان از به تعادل رسیدن مدل باید تاریخچه نیروهای نامتعادل کننده را کنترل کرد. در حالت تعادل، نسبت نیروهای نامتعادل باید کمتر از ۰/۰۰۱ بوده و تمایل نمودار به صفر میل کند. همان طور که در شکل (۳-۹) مشاهده

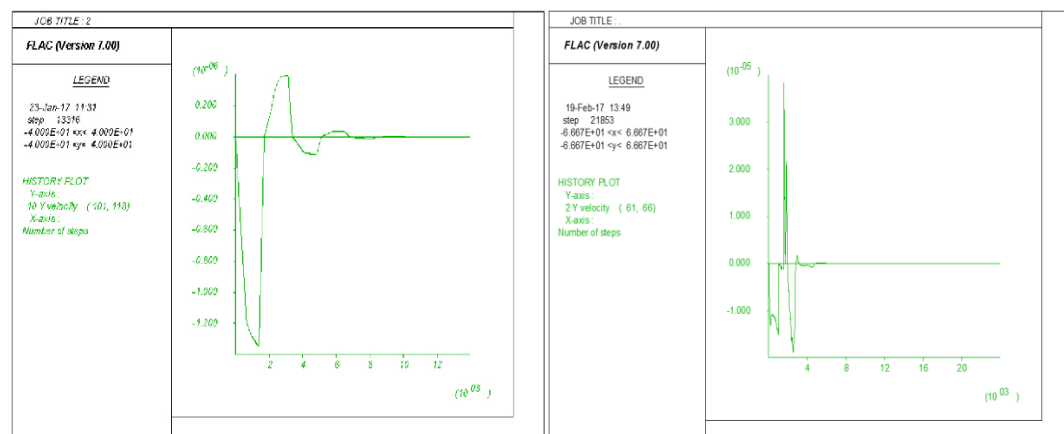
می‌شود، نمودار نیروهای نامتعادل کننده در نهایت به صفر میل کرده است. برای اطمینان از این‌که جریان پلاستیک در مدل رخ نداده است، باید جابجایی و سرعت گره‌ها را در مدل کنترل کرد. در صورتی‌که مدل به تعادل میل نماید، باید سرعت در گره‌ها به صفر برسد و جابجایی‌ها ثابت شوند. از این‌رو شکل‌های (۳-۱۰) و (۳-۱۱) نشان می‌دهند که مدل در حالت تعادل است، همچنین شکل (۳-۱۲) کنتور تنش‌های عمودی را نشان می‌دهد. مدل‌های اولیه و حفاری شده در شکل‌های (۳-۹) تا (۳-۱۲) در عمق ۱۰۰m، سنگ متوسط و $k=1$ رسم شده است.



ب

الف

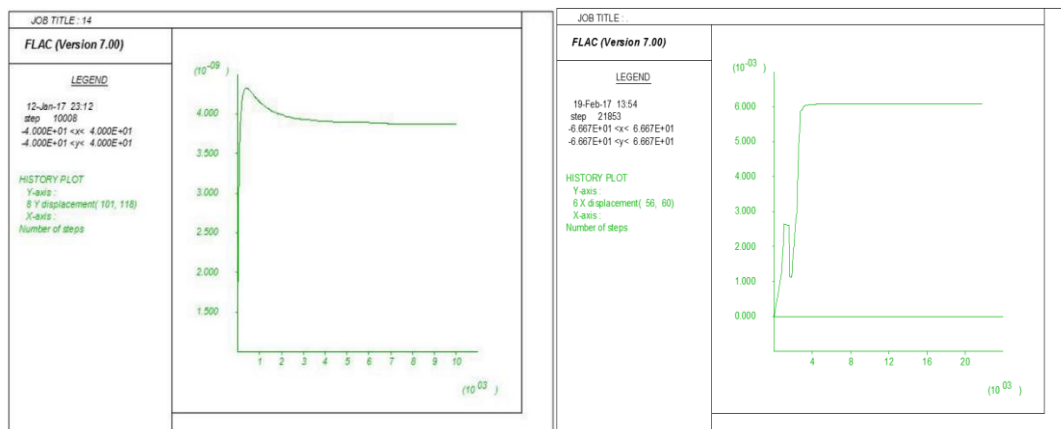
شکل (۳-۹) تاریخچه نیروهای نامتعادل کننده (الف) قبل از حفاری (ب) بعد از حفاری



ب

الف

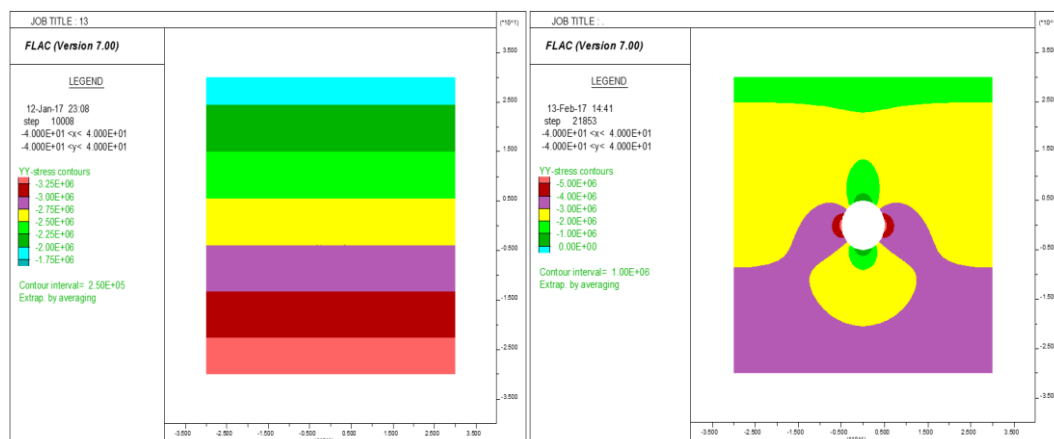
شکل (۳-۱۰) تاریخچه سرعت گره‌ای (الف) قبل از حفاری (ب) بعد از حفاری



ب

الف

شکل (۳-۱۱) تاریخچه جابجایی الف) قبل از حفاری ب) بعد از حفاری



ب

الف

شکل (۳-۱۲) کنتور تنش‌های عمودی الف) قبل از حفاری ب) بعد از حفاری

۳-۶- بررسی منحنی عکس‌العمل زمین با استفاده از روش عددی و تحلیلی

پس از حل تحلیلی و عددی پارامترهای مورد نظر، ۶۸ نمودار رسم شده است که در هر کدام سه منحنی، یکی با استفاده از روش تحلیلی و دو عدد با استفاده از روش عددی، یکی در سقف و دیگری در دیواره رسم شده است. شکل‌های (۳-۱۳) تا (۳-۳۶) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت در عمق‌های ۱۰، ۲۰، ۳۵، ۱۰۰، ۲۰۰ و ۴۰۰ متر و در نسبت‌های تنش برجا افقی به قائم ۰/۵، ۱، ۱/۵ و ۲ را نشان می‌دهند.

شکل‌های (۳-۳۷) تا (۳-۶۰) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط در عمق‌های

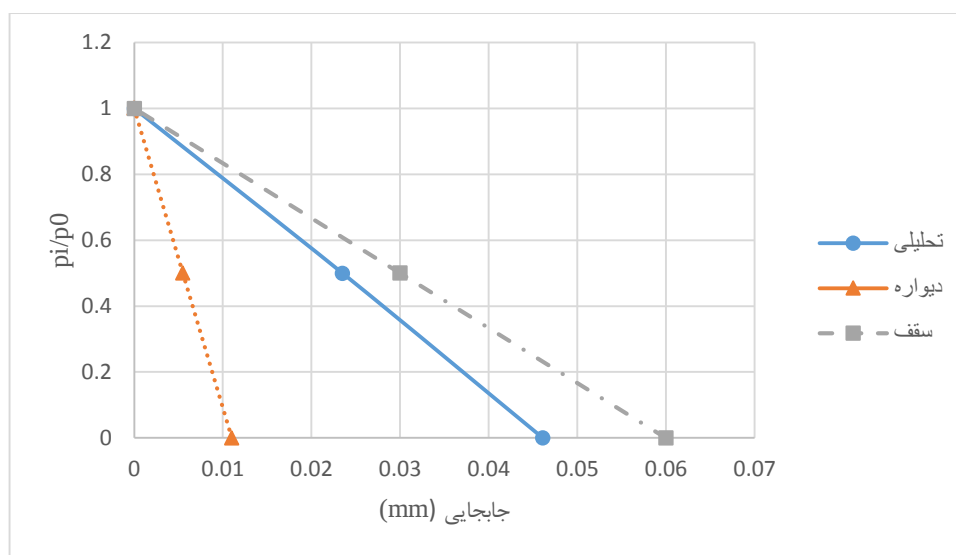
۱۰، ۲۰، ۳۵، ۱۰۰، ۲۰۰ و ۴۰۰ متر و در نسبت‌های تنش ۰/۵، ۱، ۱/۵ و ۲ را نشان می‌دهند.

شکل‌های (۳-۶۱) تا (۳-۸۰) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف در عمق‌های

۱۰، ۲۰، ۳۵، ۱۰۰ و ۲۰۰ متر و در نسبت‌های تنش ۰/۵، ۱، ۱/۵ و ۲ را نشان می‌دهند. در محیط

ضعیف در عمق ۴۰۰ متری منحنی عکس‌العمل زمین، محور x را به علت جابجایی زیاد و ورود به زون

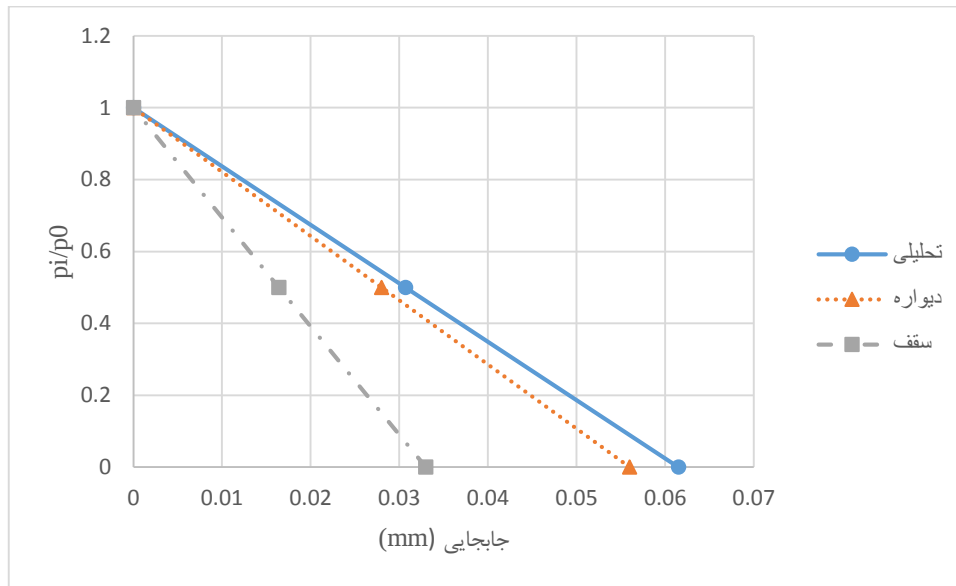
ریزشی قطع نکرد.



شکل (۳-۱۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق ۱۰m و $k=0/5$

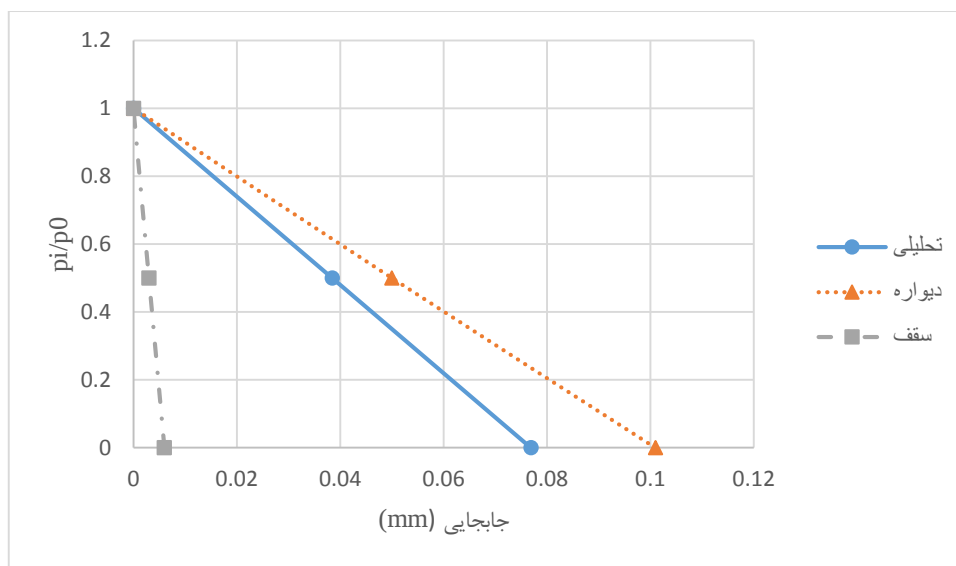
مطابق نمودار (۳-۱۳) مشاهده می‌شود که منحنی پاسخ به‌دست آمده برای دیواره تونل بسیار

کم‌تر از سقف و روش تحلیلی است و دلیل آن نسبت تنش قایم بیش‌تر نسبت به تنش افقی است.

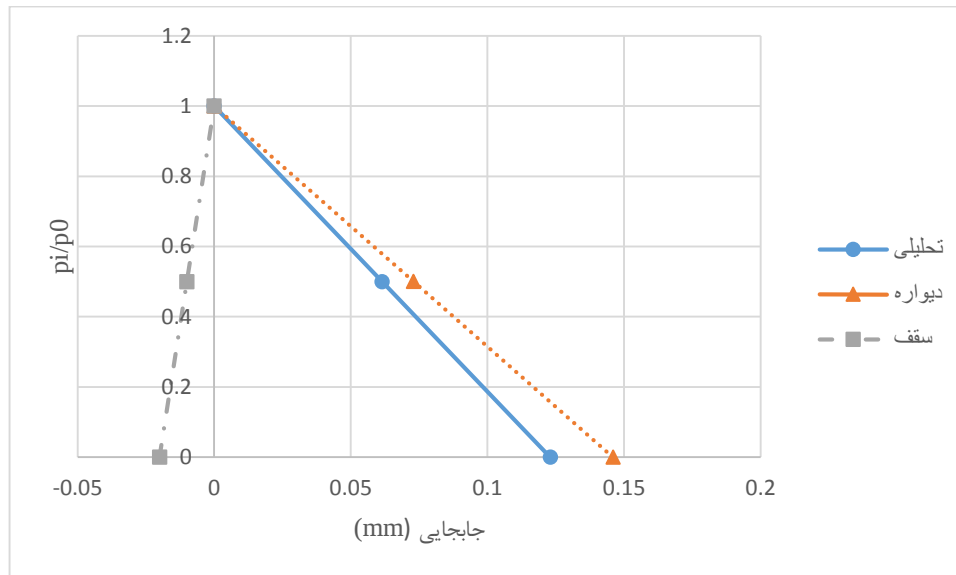


شکل (۳-۱۴) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق ۱۰m و $k=1$

مطابق نمودار (۳-۱۴) مشاهده می‌شود که منحنی پاسخ به‌دست آمده برای دیواره تونل در روش تحلیلی و عددی تقریباً بر هم منطبق است، ولی برای تاج تونل اثر عمق کم و سطحی بودن حفاری باعث شده که منحنی‌های پاسخ عددی از مقدار تحلیلی آن فاصله بگیرد و این نشان دهنده جابجایی کم‌تر سقف در عمق کم است.

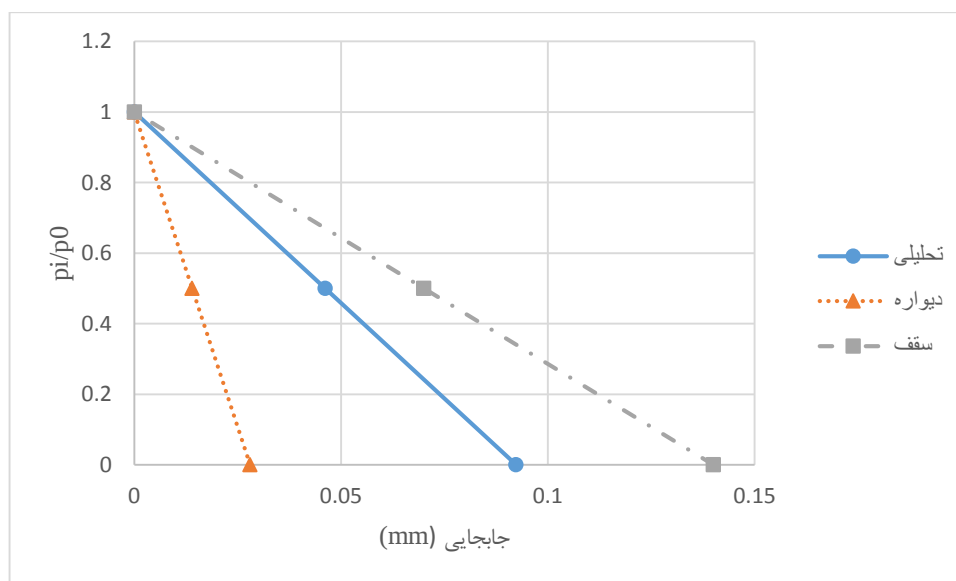


شکل (۳-۱۵) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق ۱۰m و $k=1/5$



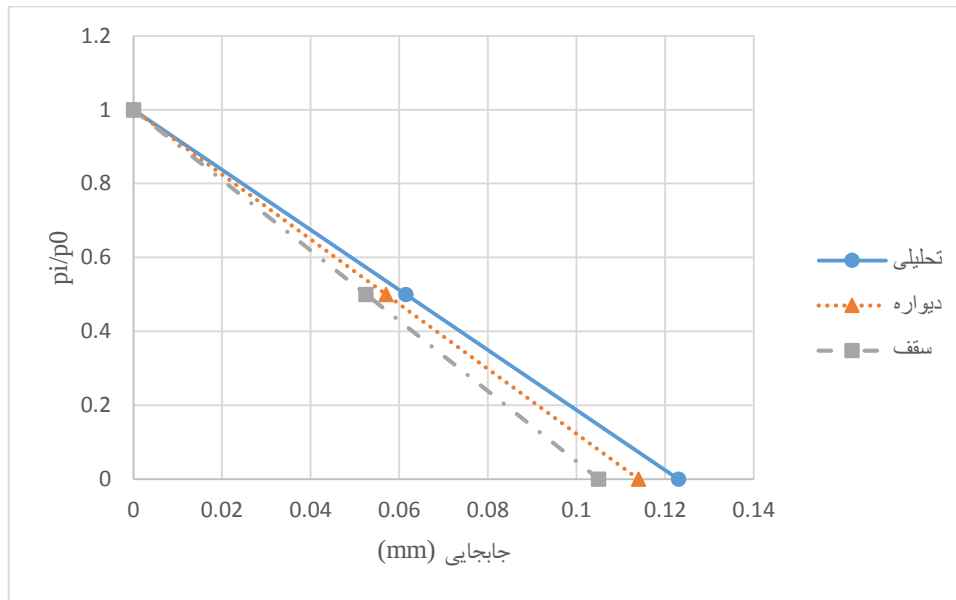
شکل (۳-۱۶) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق ۱۰ m و $k=2$

مطابق شکل‌های (۳-۱۵) و (۳-۱۶) مشاهده می‌شود که منحنی پاسخ به‌دست آمده برای دیواره تونل از مقدار تحلیلی آن کمی فاصله گرفته است، همچنین به دلیل افزایش اثر تنش‌های جانبی، منحنی عکس‌العمل زمین در تاج تونل به سمت چپ حرکت کرده است، به‌نحوی که در $k=2$ مقدار این جابجایی منفی شده و بالازدگی مشاهده می‌شود.



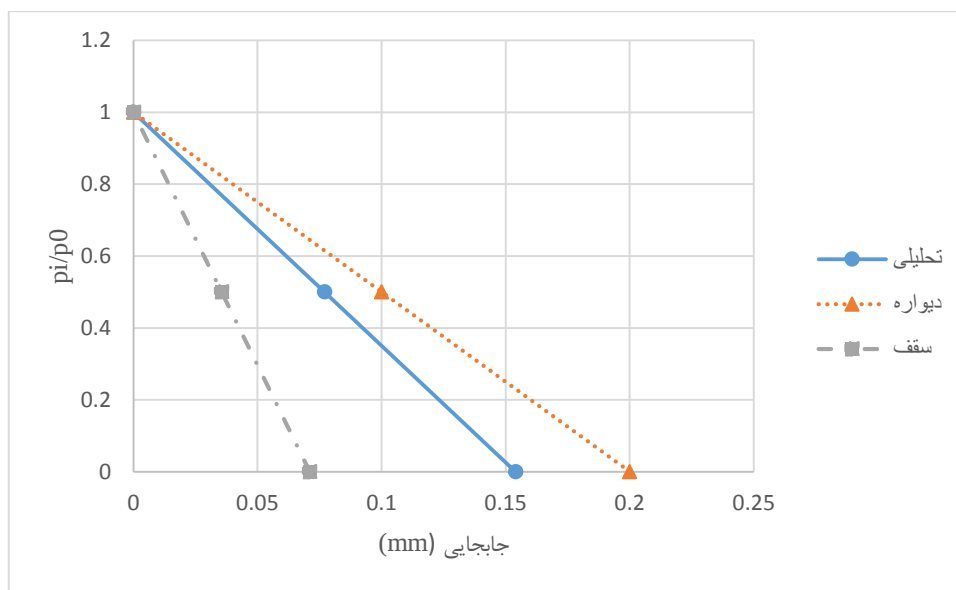
شکل (۳-۱۷) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق ۲۰ m و $k=0.5$

در شکل (۳-۱۷) با افزایش عمق، جابجایی در روش تحلیلی و سقف از هم فاصله گرفته است.

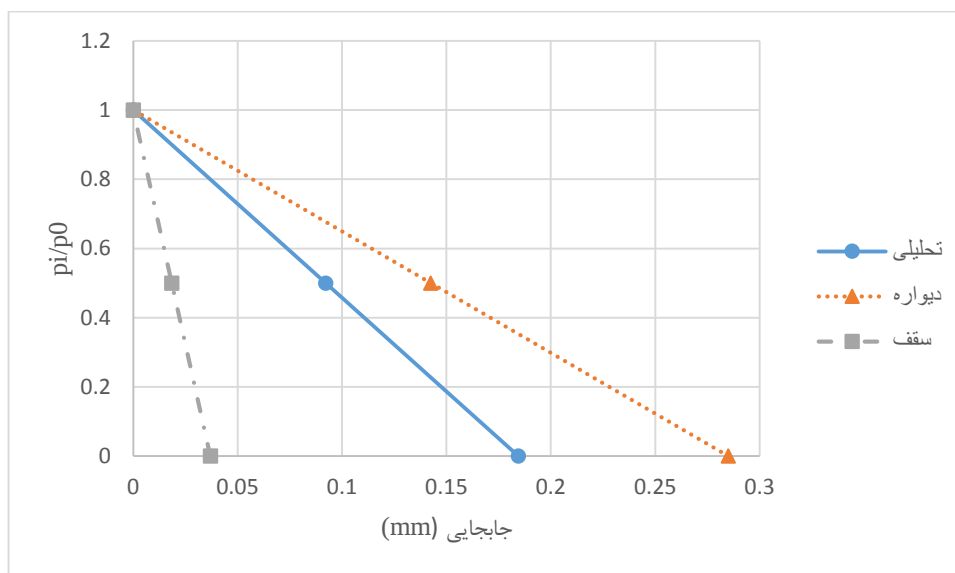


شکل (۳-۱۸) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق ۲۰m و $k=1$

با توجه به شکل (۳-۱۸) با افزایش عمق و نزدیک شدن عمق روباره به ابعاد مدل، جابجایی در سقف به جابجایی در دیواره و روش تحلیلی نزدیک می‌شود، ولی همچنان جابجایی سقف کمتر از جابجایی تحلیلی و دیواره است، در این شکل به علت این که تنش محیط در برگیرنده هیدرواستاتیک است نتایج عددی و تحلیلی نزدیک به هم است



شکل (۳-۱۹) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق ۲۰m و $k=1/5$

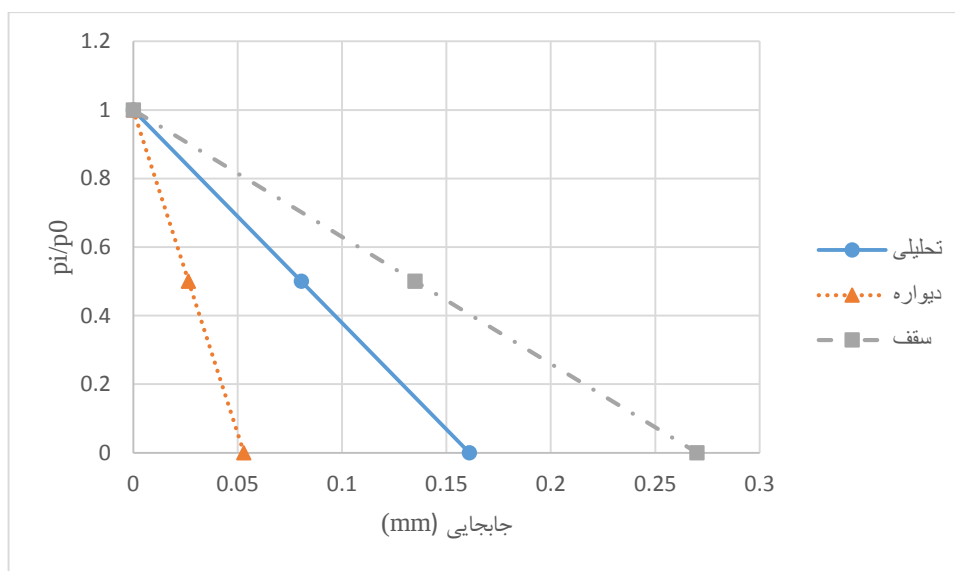


شکل (۲۰-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق ۲۰m و $k=2$

مطابق شکل‌های (۱۹-۳) و (۲۰-۳) با افزایش عمق، جابجایی در سقف بیشتر می‌شود و بالا زدگی

مشاهده نمی‌شود، همچنین جابجایی در سقف به جابجایی روش تحلیلی و دیواره نزدیک می‌شود. با

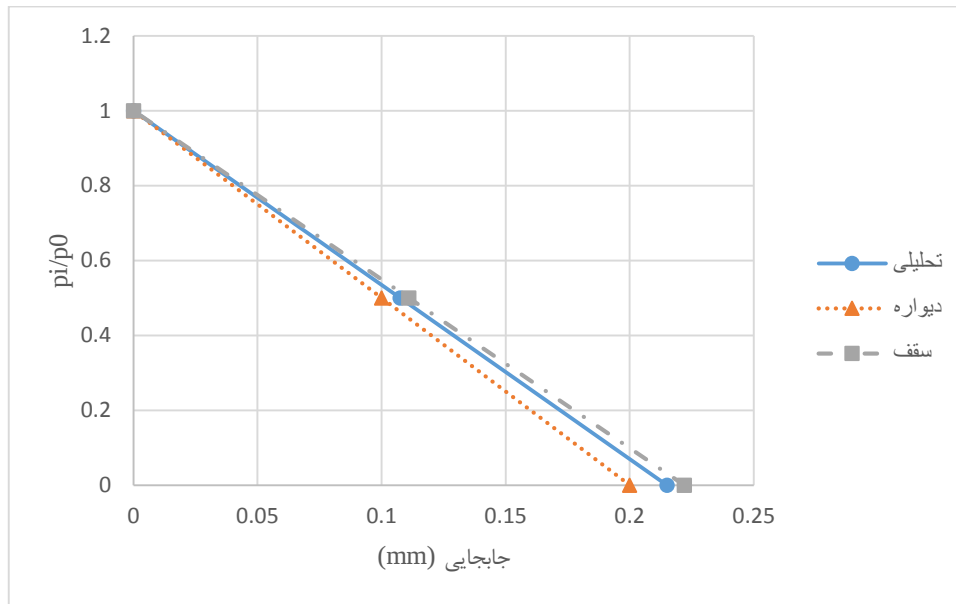
تغییر عمق نسبت جابجایی دیواره و روش تحلیلی تفاوت چندانی نداشته است.



شکل (۲۱-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق ۳۵m و $k=0.5$

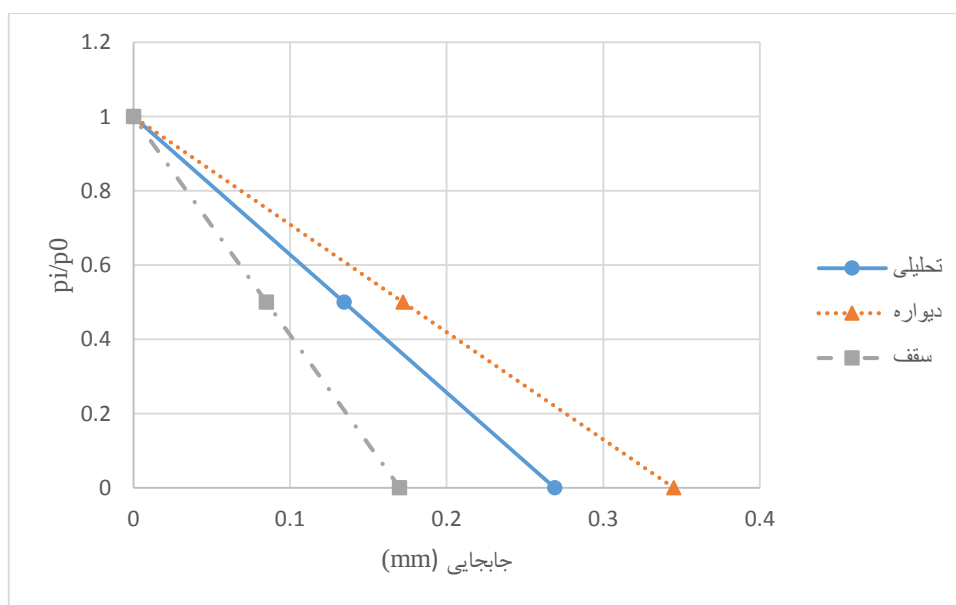
در شکل (۲۱-۳) نیز به علت تنش افقی کمتر، سقف تونل جابجایی بیشتری نسبت به دیواره

تونل و روش تحلیلی دارد.

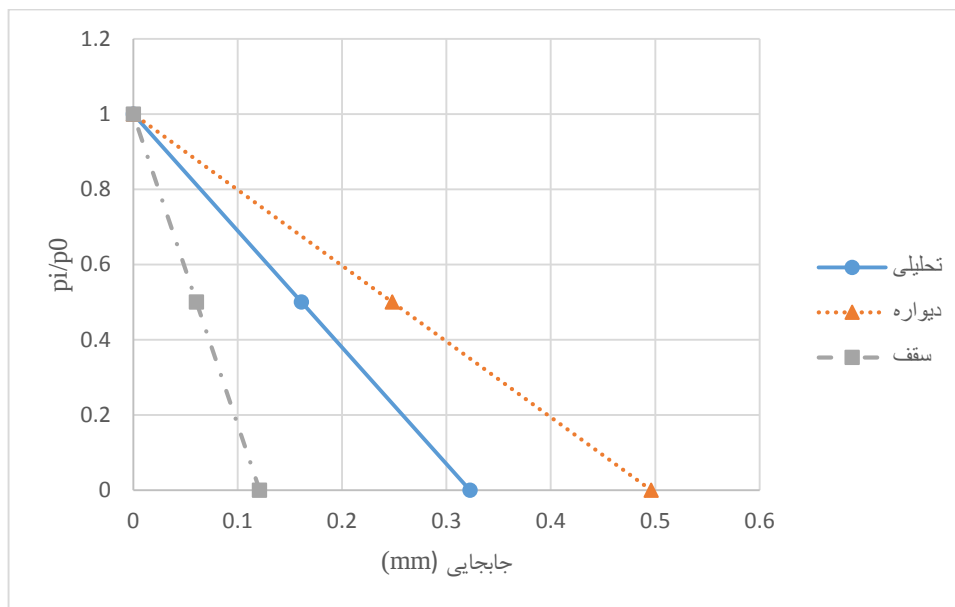


شکل (۲۲-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق ۳۵m و $k=1$

در شکل (۲۲-۳) عمق تونل از ابعاد مش‌بندی بیش‌تر است و مطابق شکل، جابجایی سقف بیش‌تر از جابجایی در دیواره شده است. در نسبت تنش هیدرواستاتیک ($k=1$) با توجه به ابعاد مش‌بندی، در عمق کم‌تر از آن، جابجایی دیواره بیش‌تر و در عمق بیش‌تر از آن، جابجایی سقف بیش‌تر است.

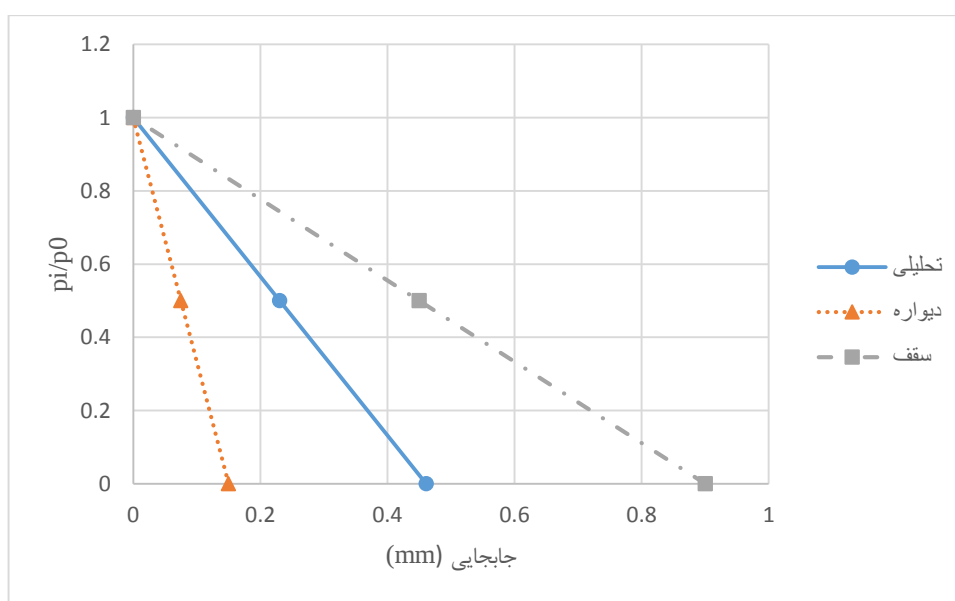


شکل (۲۳-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق ۳۵m و $k=1/5$



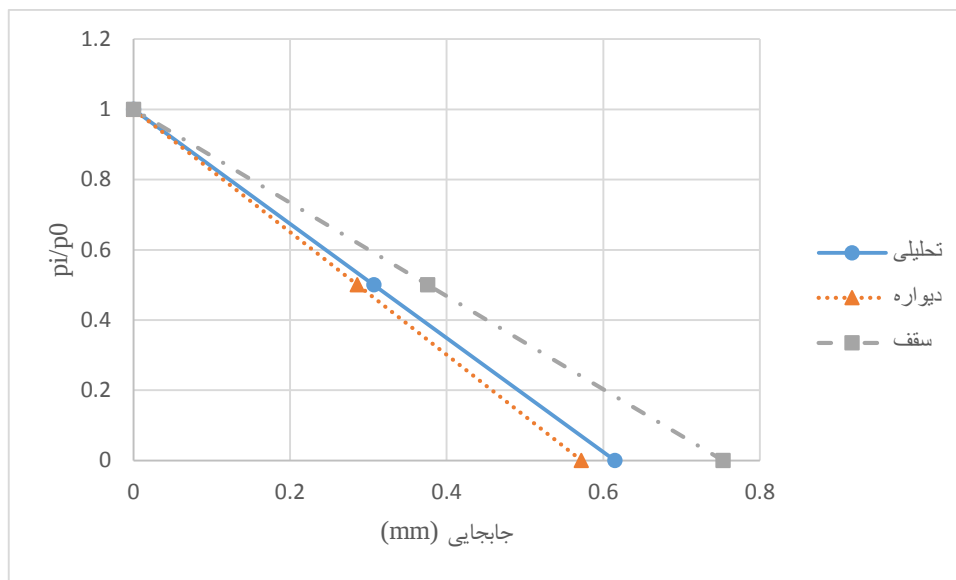
شکل (۳-۲۴) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق ۳۵m و $k=2$

در شکل‌های (۳-۲۳) و (۳-۲۴) با افزایش عمق، منحنی عکس‌العمل زمین در سقف به منحنی عکس‌العمل زمین در دیواره و تحلیلی، نسبت به عمق‌های کم‌تر، نزدیک‌تر شده است، ولی با توجه به تنش برجا افقی بیش‌تر جابجایی در دیواره بیش‌تر بوده و به این علت اختلاف زیاد و غیر قابل قبول است.

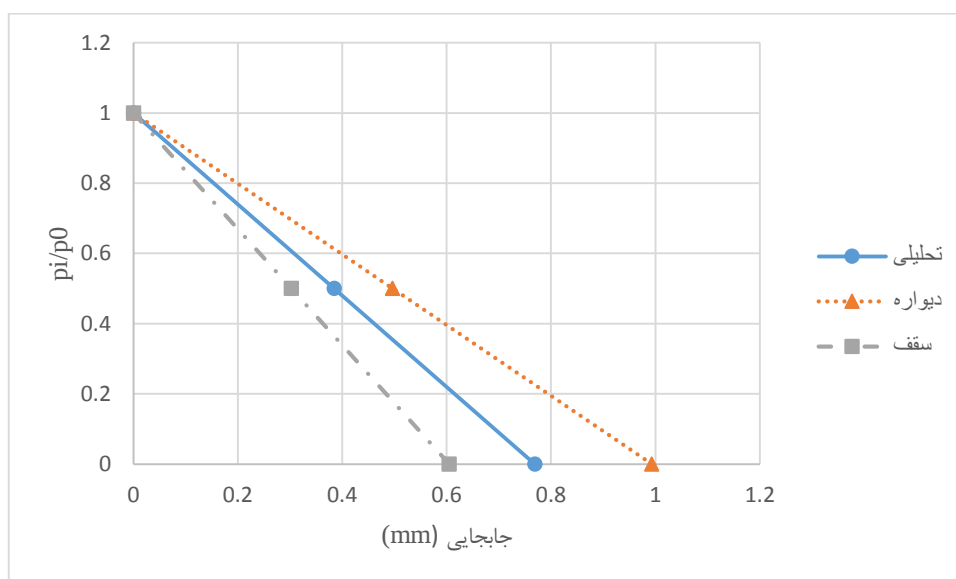


شکل (۳-۲۵) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق ۱۰۰m و $k=0.5$

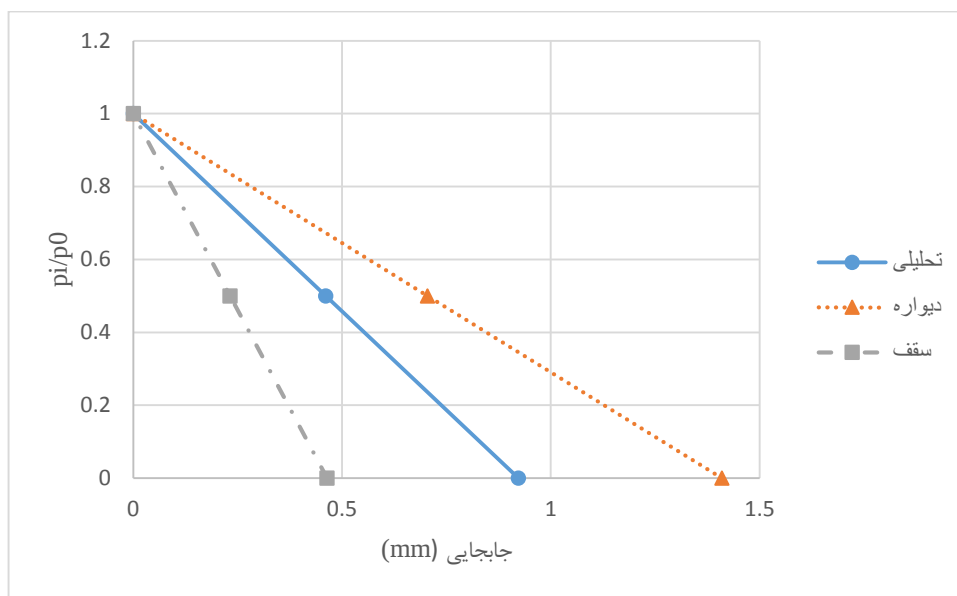
مطابق شکل (۳-۲۵) نسبت جابجایی‌ها در دیواره و روش تحلیلی تفاوت چندانی نسبت به عمق کمتر ندارد. ولی افزایش عمق سبب افزایش نسبت جابجایی در سقف به جابجایی در روش تحلیلی شده است.



شکل (۳-۲۶) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق ۱۰۰m و $k=1$ همان‌طور که در شکل (۳-۲۶) مشخص است با افزایش عمق، نسبت جابجایی در سقف به جابجایی در دیواره و روش تحلیلی افزایش یافته است.

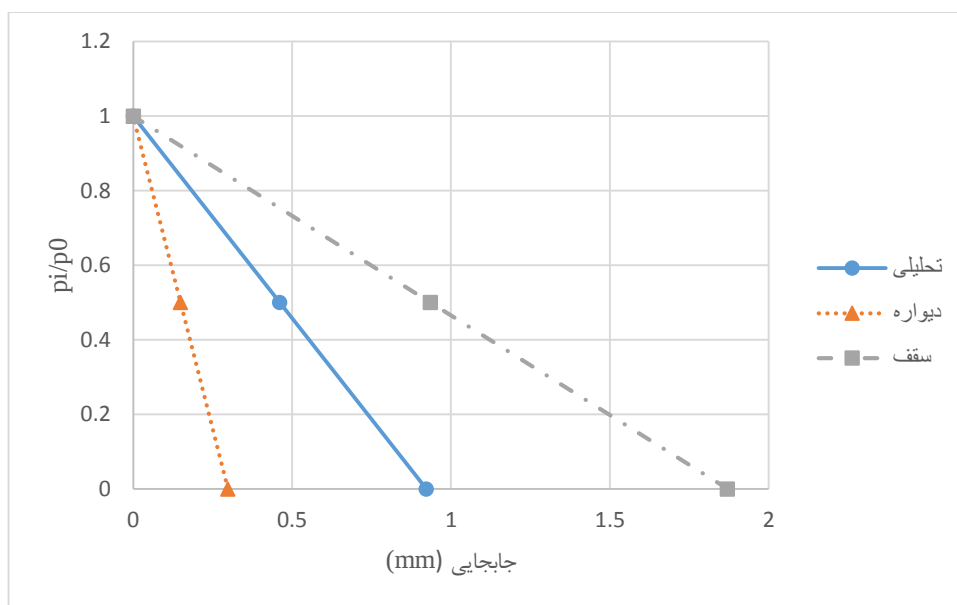


شکل (۳-۲۷) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق ۱۰۰m و $k=1/5$



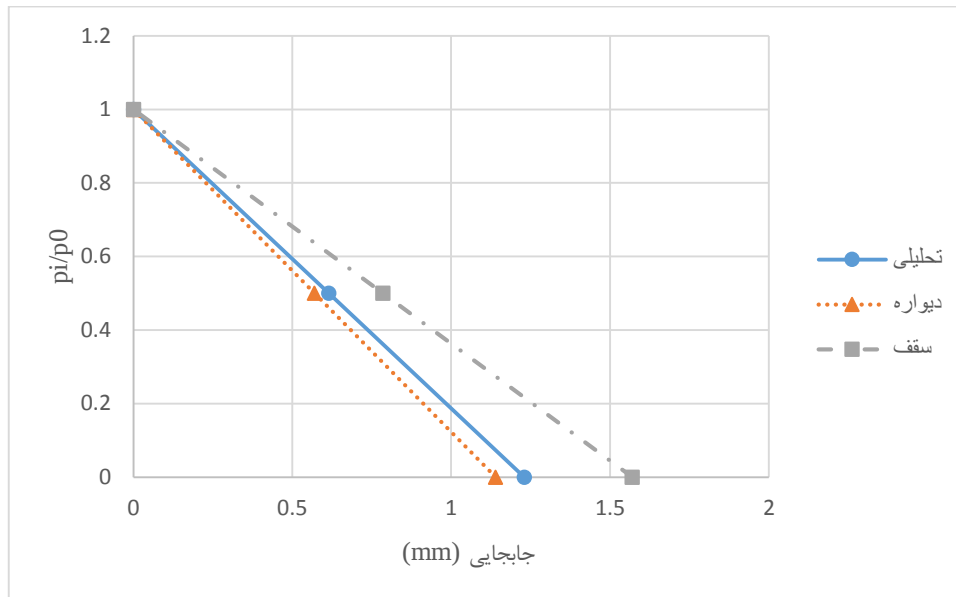
شکل (۲۸-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق 100 m و $k=2$

در اشکال (۲۷-۳) و (۲۸-۳) جابجایی‌ها به مقدار کم به هم نزدیک شده‌اند، اما تفاوت چندانی با عمق کمتر ندارند.



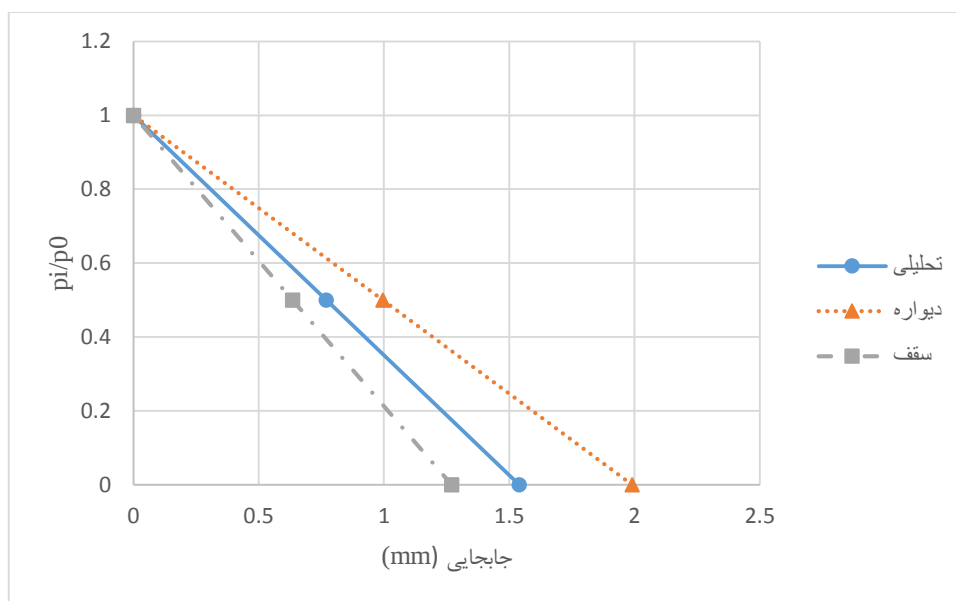
شکل (۲۹-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق 200 m و $k=0.5$

شکل (۲۹-۳) نیز شبیه عمق‌های کمتر در نسبت تنش 0.5 اختلاف زیاد روش‌های تحلیلی و عددی را نشان می‌دهد.

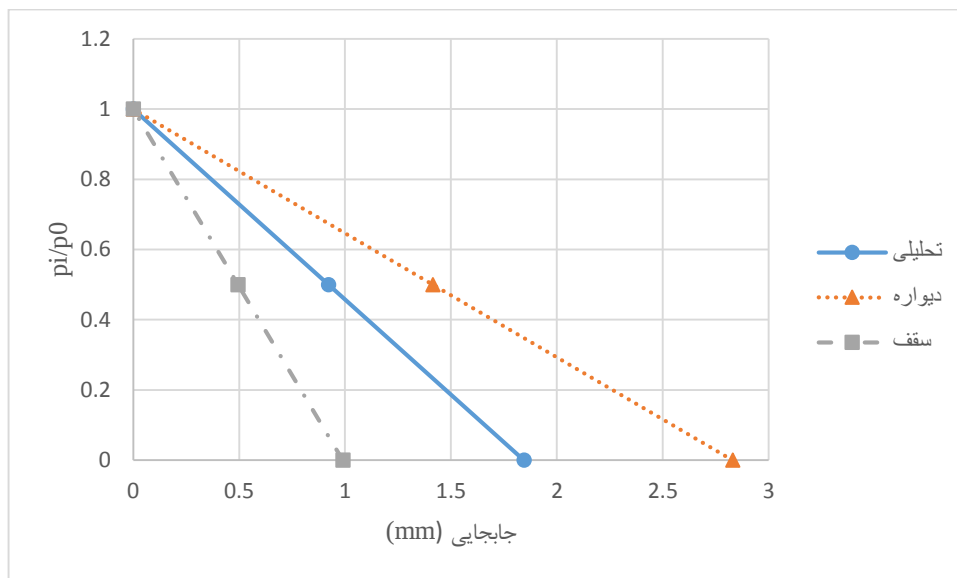


شکل (۳۰-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق ۲۰۰m و $k=1$

در شکل (۳۰-۳) مشاهده می‌شود که در نسبت تنش ۱ جایابی در روش تحلیلی و دیواره اختلاف چندانی ندارد، ولی مقداری با جایابی در سقف اختلاف دارد که به علت روباره بیش‌تر تونل، نسبت به ابعاد مدل است که به صورت اعمال فشار در نرم‌افزار وارد می‌شود و هر چه این مقدار بیش‌تر باشد نسبت جایابی در سقف به جایابی در دیواره و روش تحلیلی بیش‌تر می‌شود.

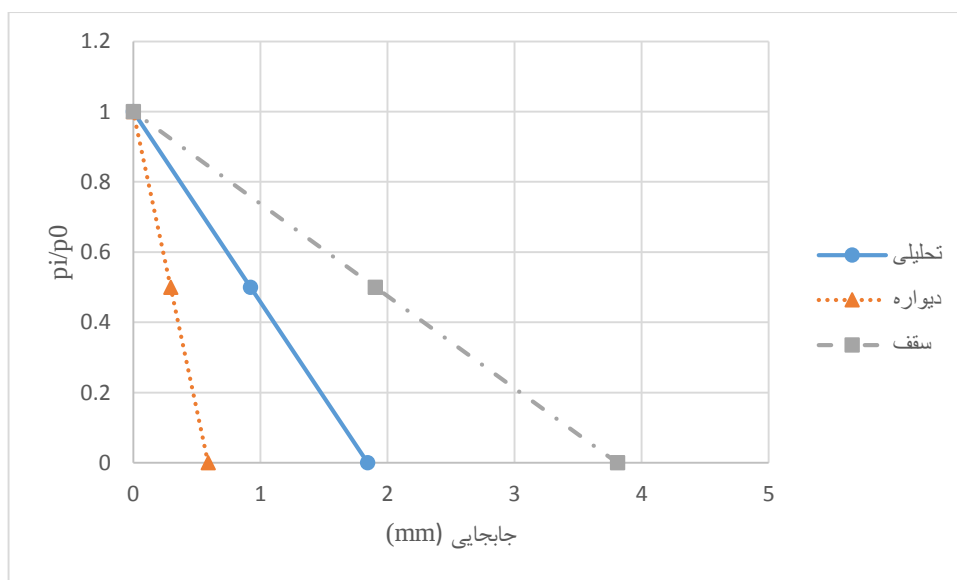


شکل (۳۱-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق ۲۰۰m و $k=1/5$



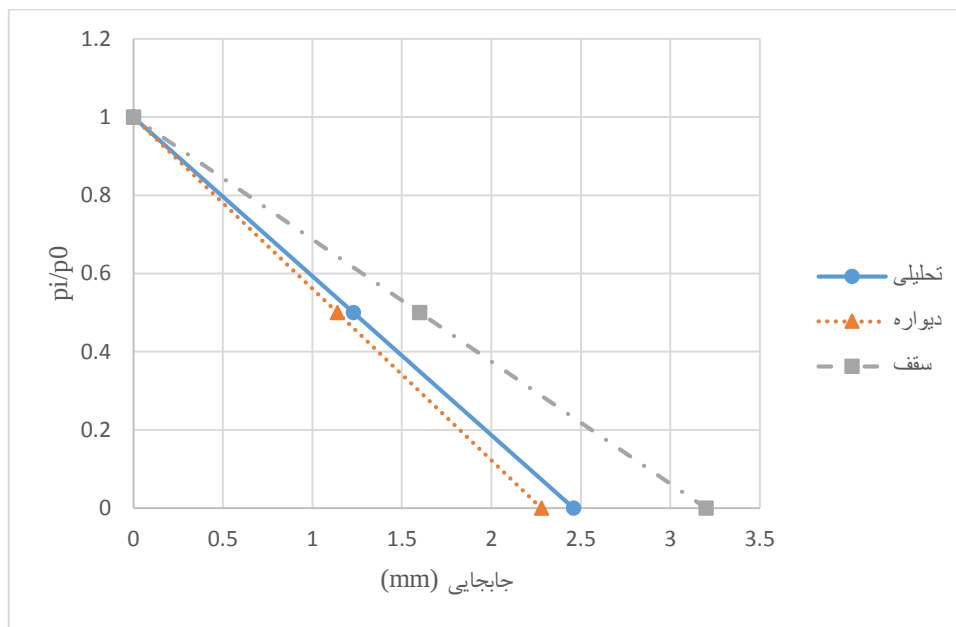
شکل (۳۲-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق ۲۰۰m و $k=2$

همان‌طور که در شکل (۳۱-۳) و (۳۲-۳) مشاهده می‌شود با افزایش نسبت تنش اختلاف جابجایی‌ها بیش‌تر می‌شود و چون فشار بیش‌تر در راستای دیواره است جابجایی در دیواره بیش‌تر است.



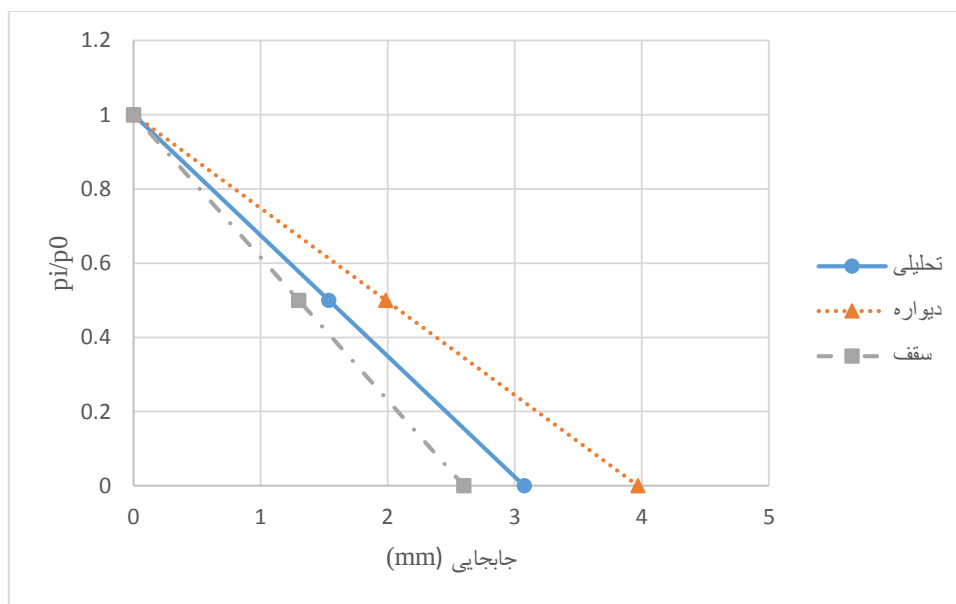
شکل (۳۳-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق ۴۰۰m و $k=0.5$

همان‌طور که در شکل (۳۳-۳) مشخص است در نسبت تنش ۰/۵ در اعماق زیاد در سنگ سخت، اختلاف روش‌های عددی در سقف و دیواره با روش تحلیلی زیاد است و قابل قبول نیست که دلیل آن تنش برجا قایم بیش‌تر و عمق زیاد تونل است.

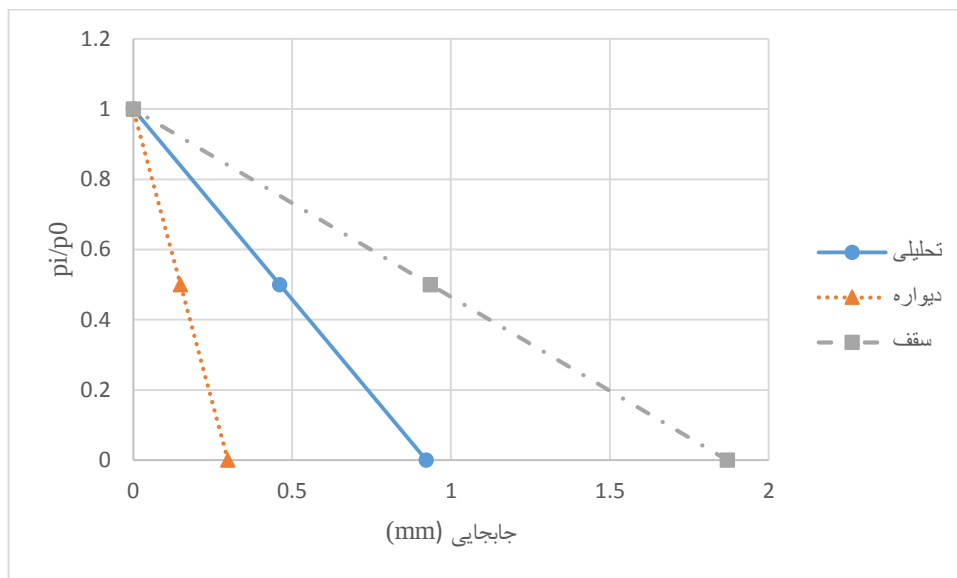


شکل (۳-۳۴) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق ۴۰۰m و $k=1$

مطابق شکل (۳-۳۴) در نسبت تنش ۱ در عمق زیاد، منحنی عکس‌العمل زمین در دیواره و روش تحلیلی نزدیک به هم است، ولی به علت عمق زیاد با منحنی عکس‌العمل در سقف اختلاف دارند و با افزایش عمق این اختلاف بیش‌تر شده است.



شکل (۳-۳۵) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق ۴۰۰m و $k=1/5$



شکل (۳۶-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ سخت، عمق ۴۰۰m و $k=2$

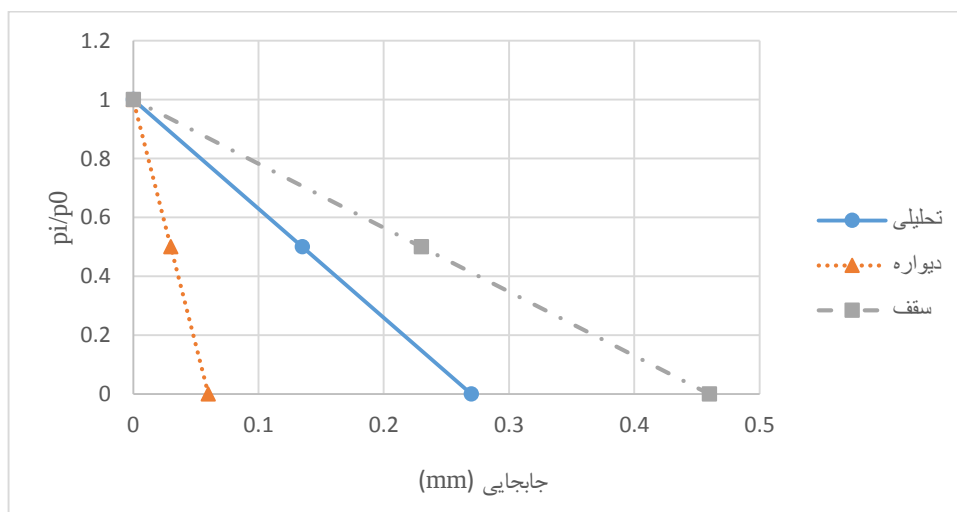
مطابق شکل‌های (۳۵-۳) و (۳۶-۳) در عمق‌های زیاد و نسبت تنش بالاتر از ۱ در سنگ سخت،

هرچه مقدار نسبت تنش بیش‌تر باشد اختلاف جابجایی‌ها نیز بیش‌تر خواهد شد.

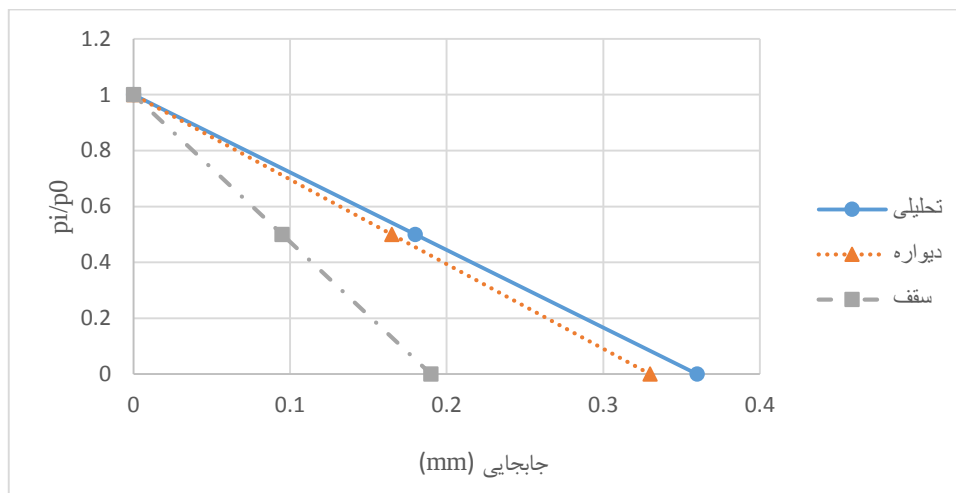
با توجه به این‌که تحلیل شکل‌های (۱۳-۳) تا (۳۶-۳) در سنگ سخت است کلیه نمودارهای

منحنی عکس‌العمل زمین در منطقه الاستیک قرار گرفته است و به همین علت نمودارها به شکل خط

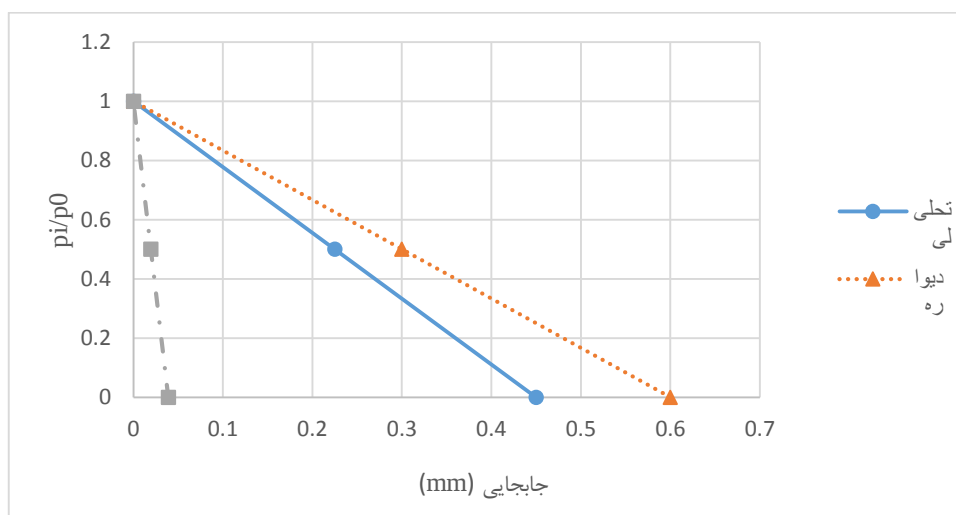
راست بوده و به علت الاستیک بودن جابجایی‌ها هیچ انحنایی در نمودارها وجود ندارد.



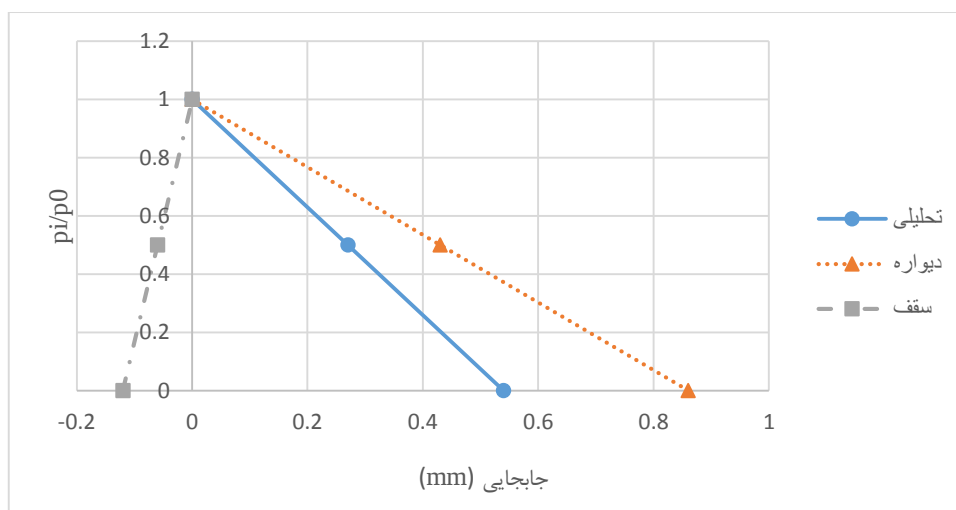
شکل (۳۷-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۱۰m و $k=0.5$



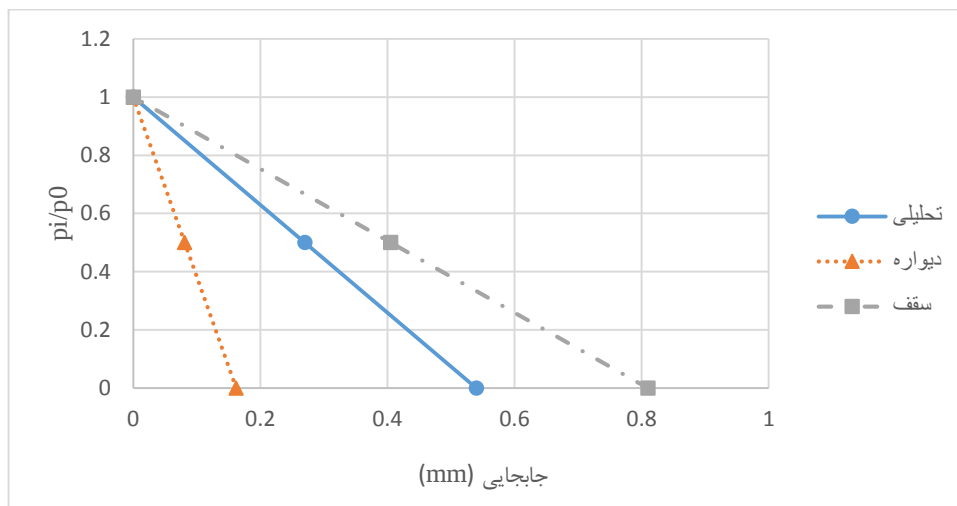
شکل (۳-۳۸) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۱۰m و $k=1$



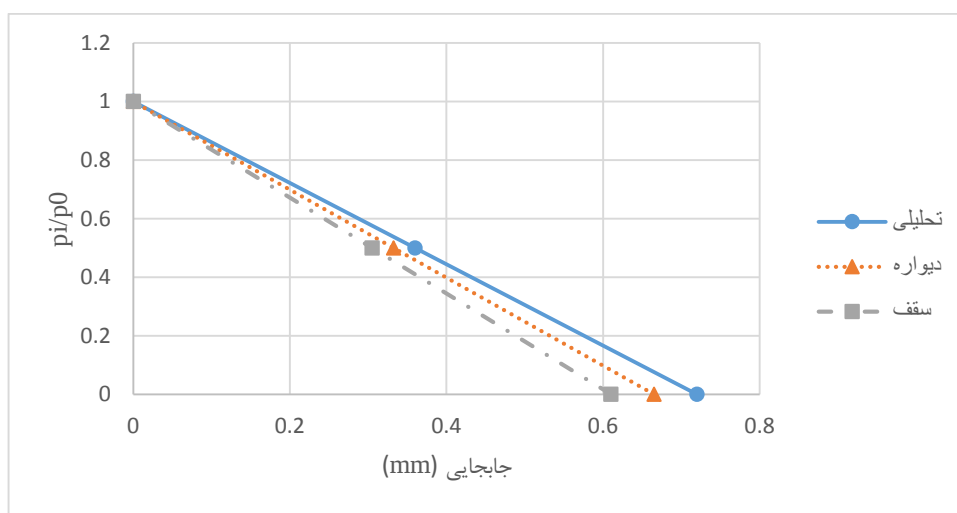
شکل (۳-۳۹) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۱۰m و $k=1/5$



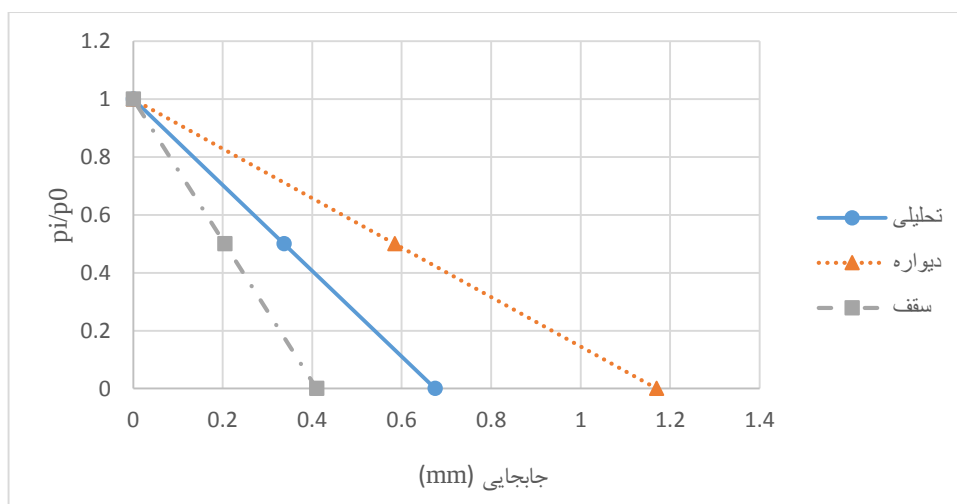
شکل (۳-۴۰) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۱۰m و $k=2$



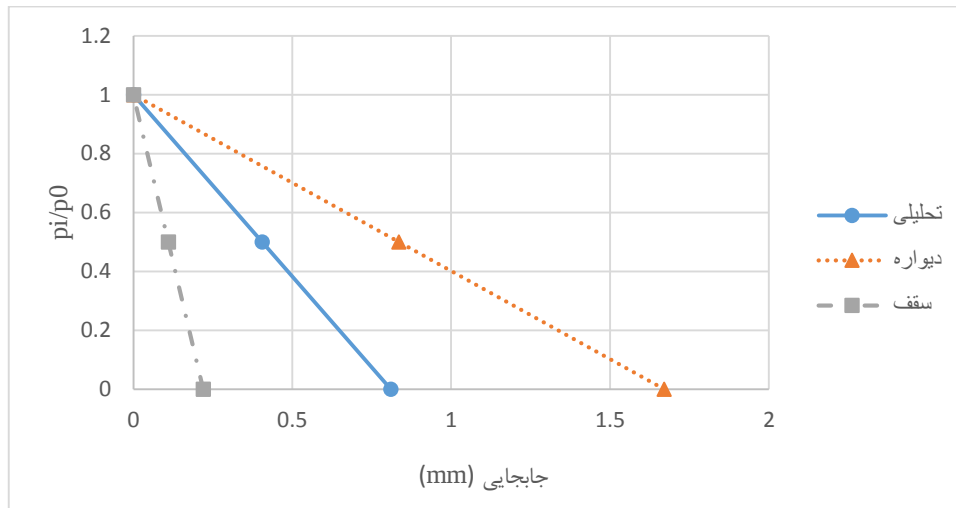
شکل (۳-۴۱) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۲۰m و $k=0.5$



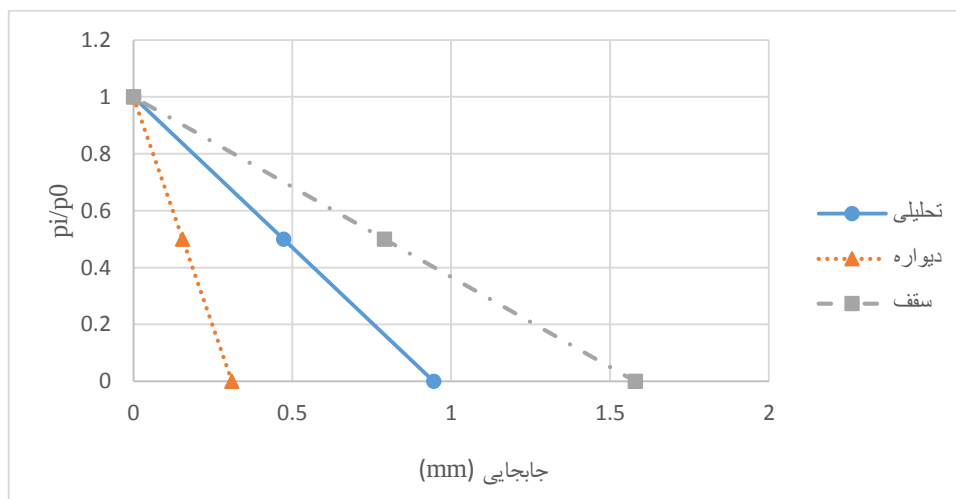
شکل (۳-۴۲) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۲۰m و $k=1$



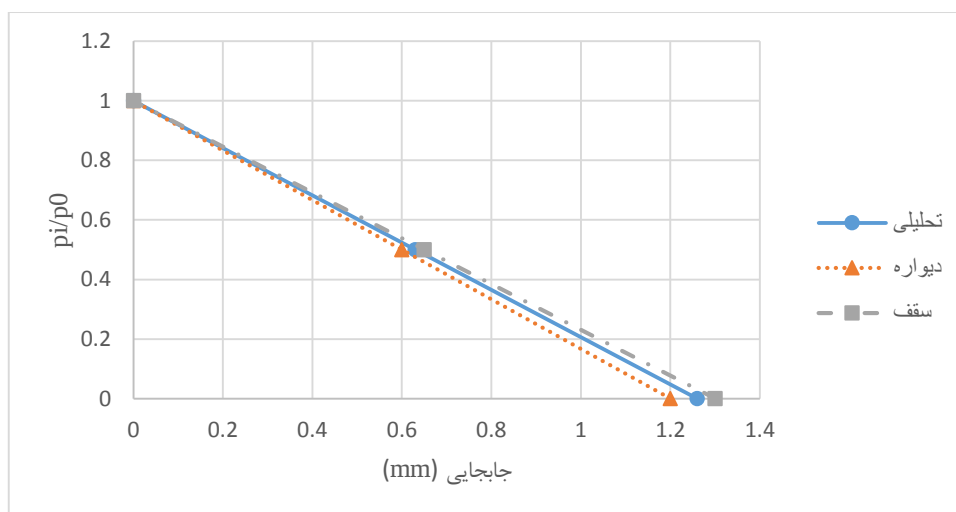
شکل (۳-۴۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۲۰m و $k=1/5$



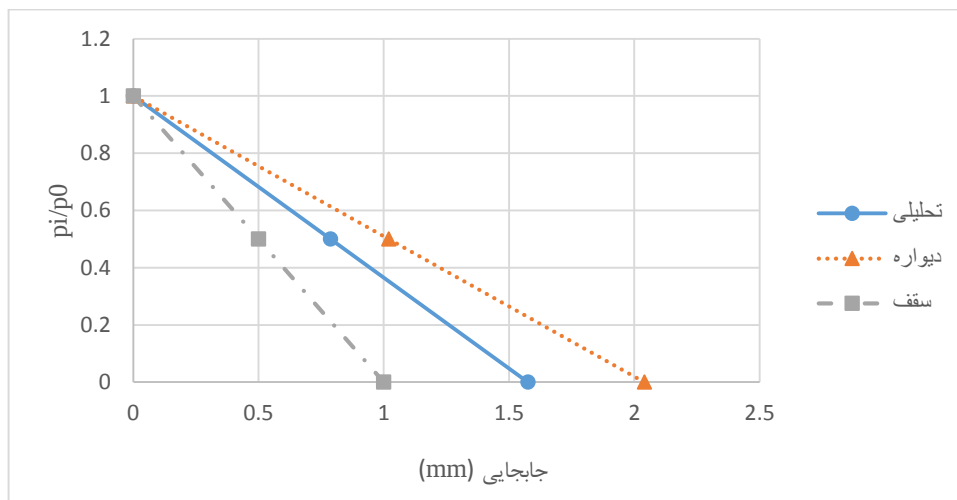
شکل (۳-۴۴) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۲۰m و $k=2$



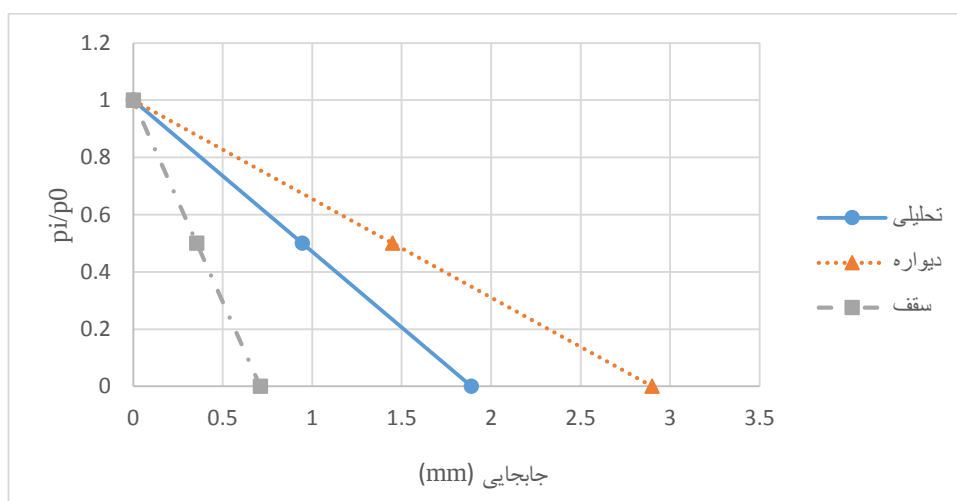
شکل (۳-۴۵) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۳۵m و $k=0.5$



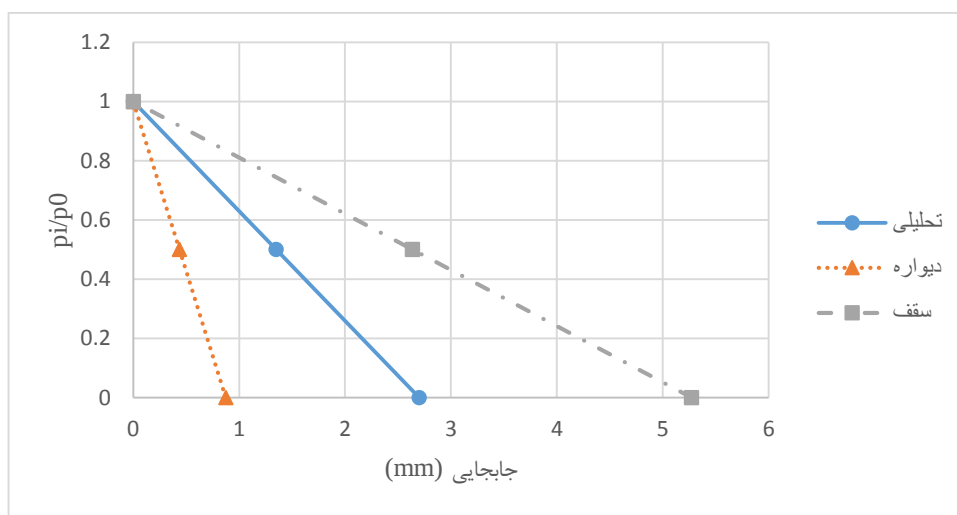
شکل (۳-۴۶) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۳۵m و $k=1$



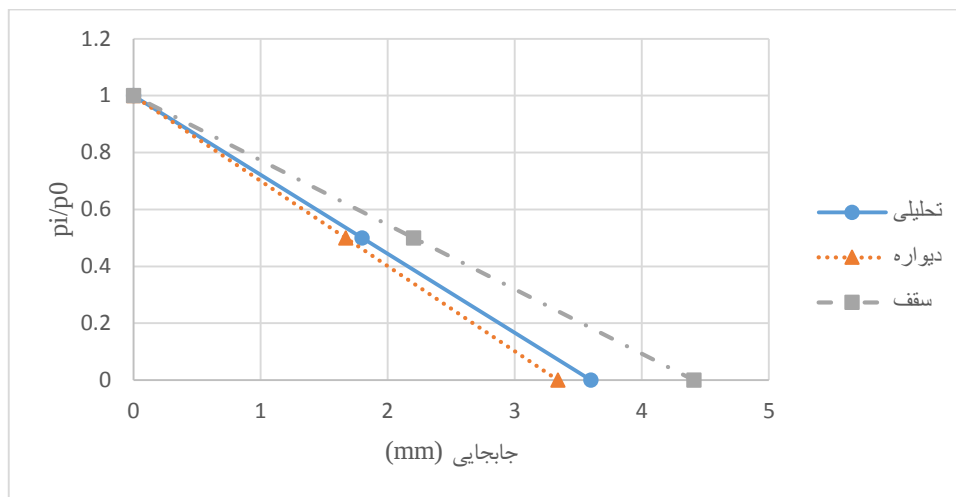
شکل (۳-۴۷) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۳۵m و $k=1/5$



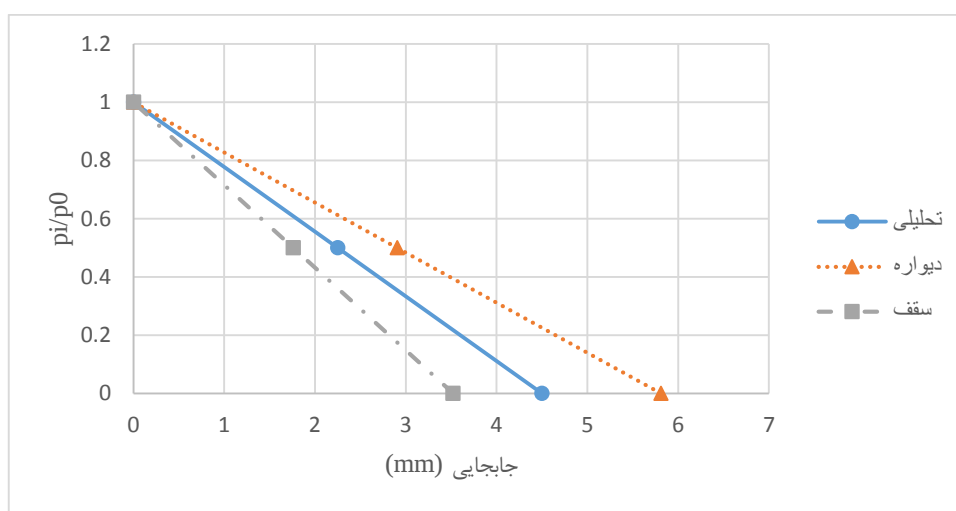
شکل (۳-۴۸) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۳۵m و $k=2$



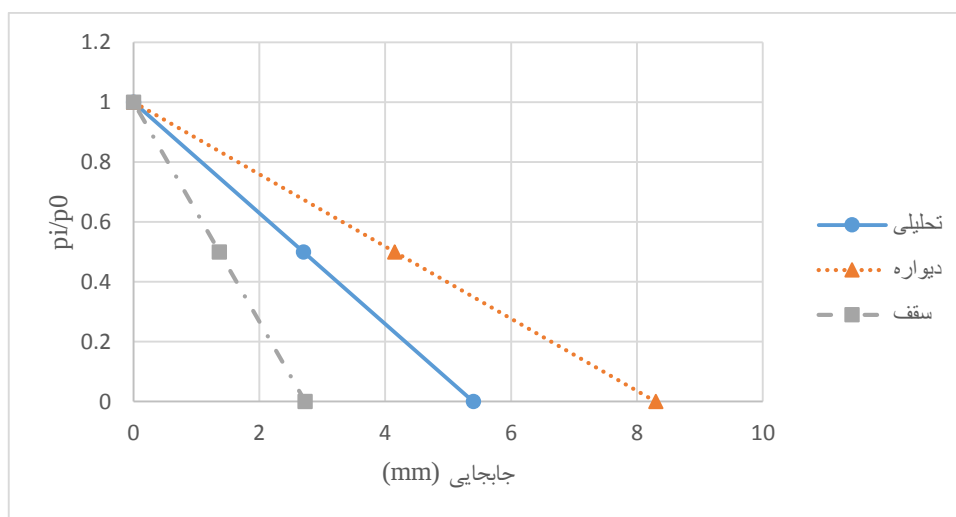
شکل (۳-۴۹) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۱۰۰m و $k=0.5$



شکل (۵۰-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۱۰۰m و $k=1$

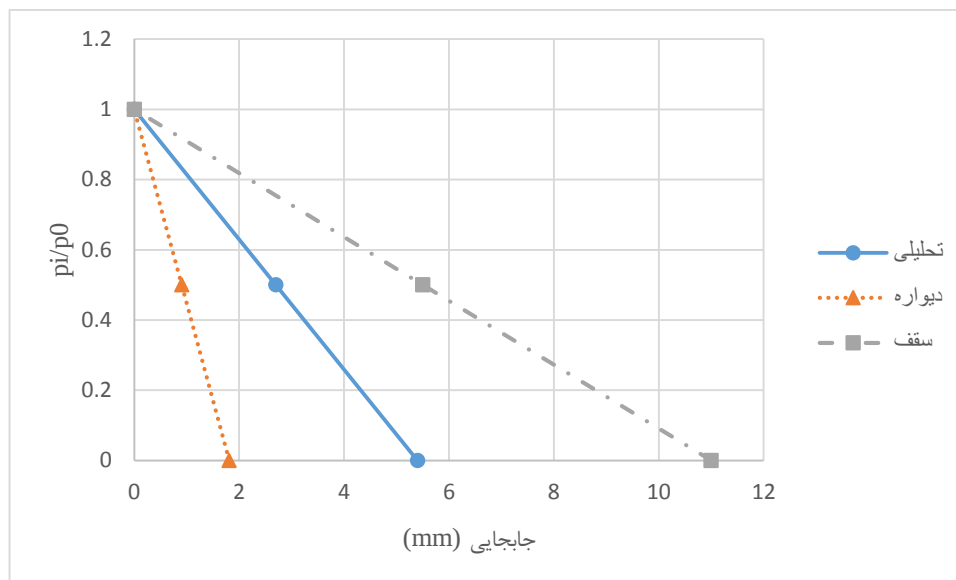


شکل (۵۱-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۱۰۰m و $k=1/5$



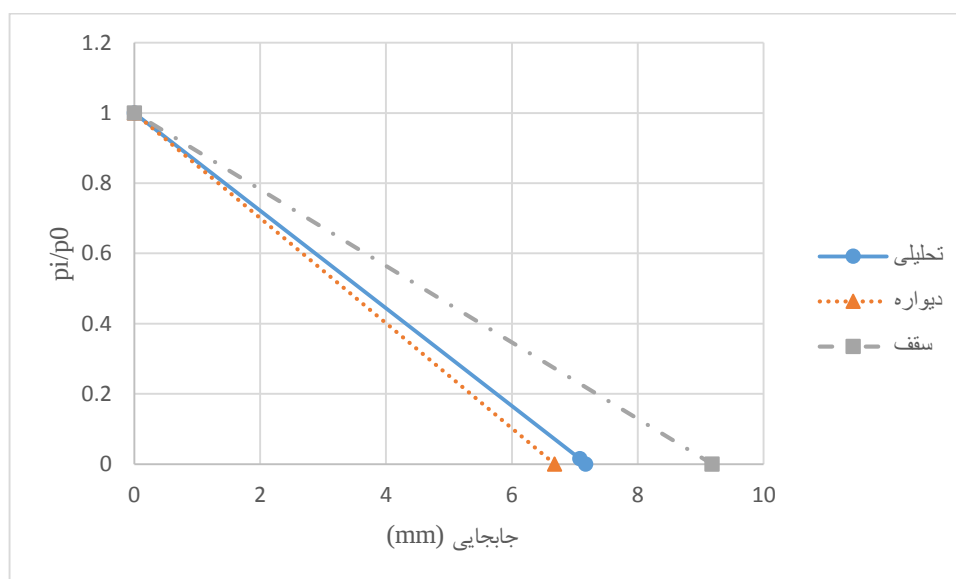
شکل (۵۲-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۱۰۰m و $k=2$

نتایج منحنی عکس‌العمل زمین در شکل‌های (۳-۳۷) تا (۳-۵۲) در سنگ با مقاومت متوسط شبیه به حالات با عمق و نسبت تنش مشابه در سنگ سخت است، البته با توجه به ضعیف شدن ساختار سنگ مقدار جابجایی‌ها بیش‌تر است.



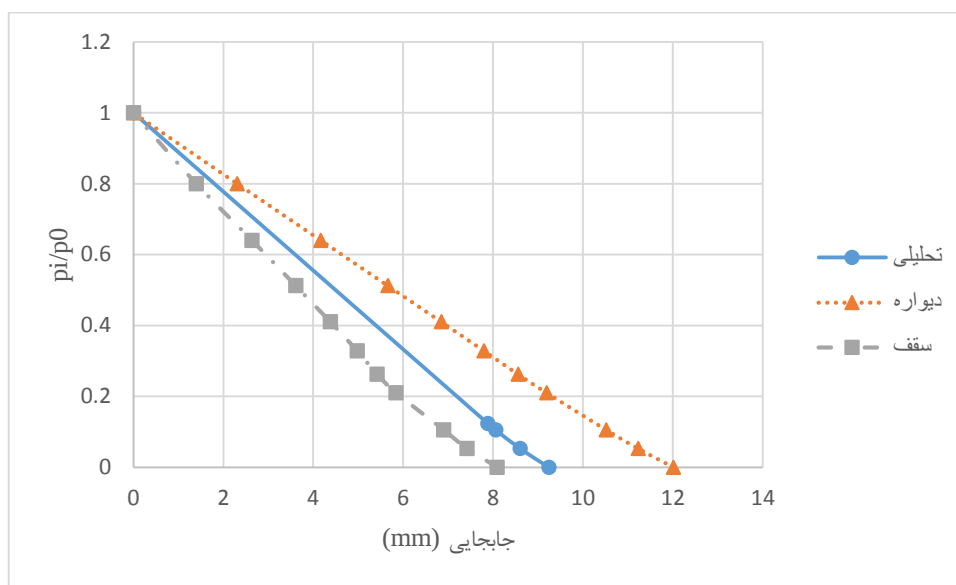
شکل (۳-۵۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۲۰۰m و $k=0.5$

در شکل (۳-۵۳) با توجه به نسبت تنش کم‌تر از ۱ و الاستیک بودن جابجایی‌ها، جابجایی در سقف بیش‌تر است و منحنی عکس‌العمل زمین در روش تحلیلی با روش عددی تطابق ندارند.

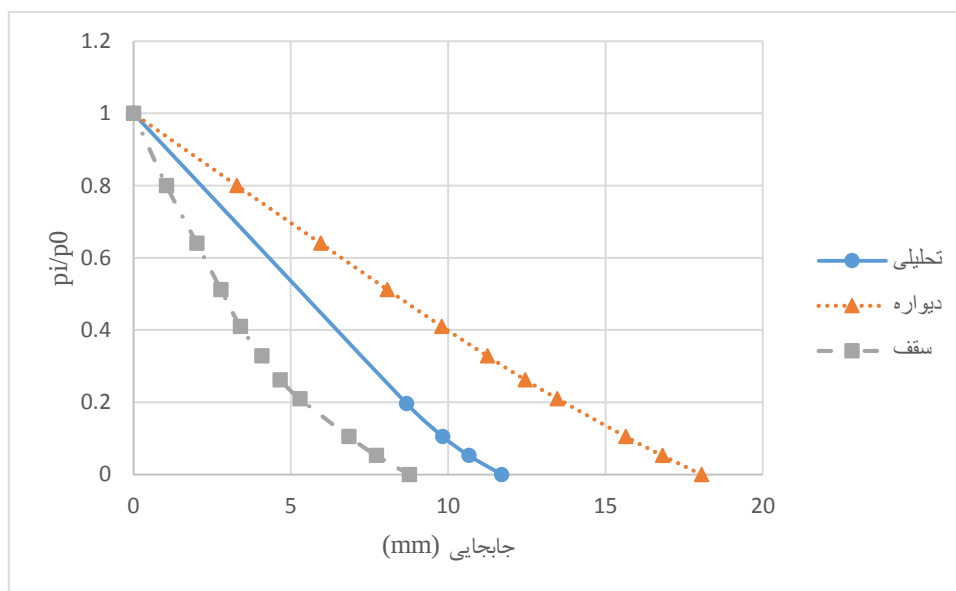


شکل (۳-۵۴) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۲۰۰m و $k=1$

در شکل (۳-۵۴) با افزایش عمق، در نسبت تنش $\frac{p_i}{p_0}$ برابر ۰/۱۵ به علت جابجایی زیاد، جابجایی به حالت پلاستیک تبدیل شده است. در این شکل منحنی عکس‌العمل زمین در دیواره و روش تحلیلی مطابقت دارد ولی به علت عمق زیاد، جابجایی در سقف بیش‌تر است.

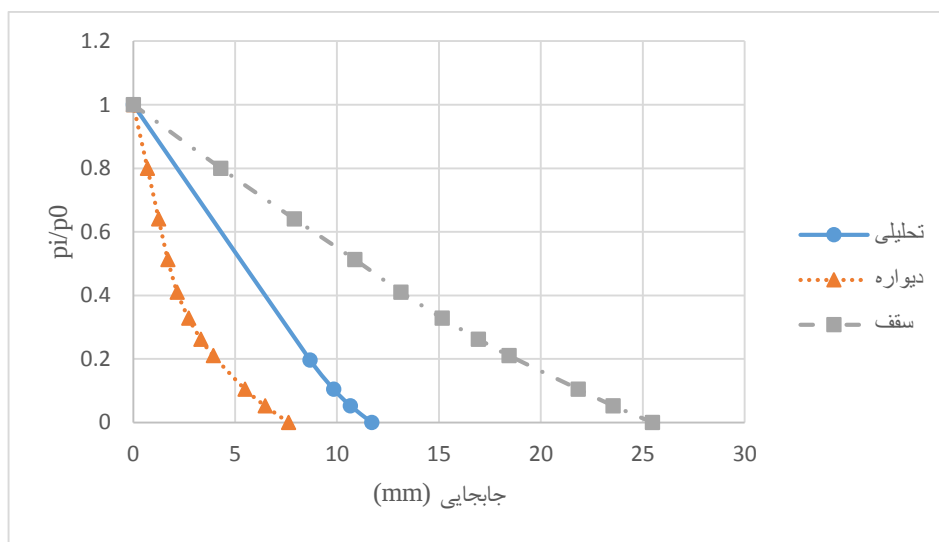


شکل (۳-۵۵) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۲۰۰m و $k=1/5$



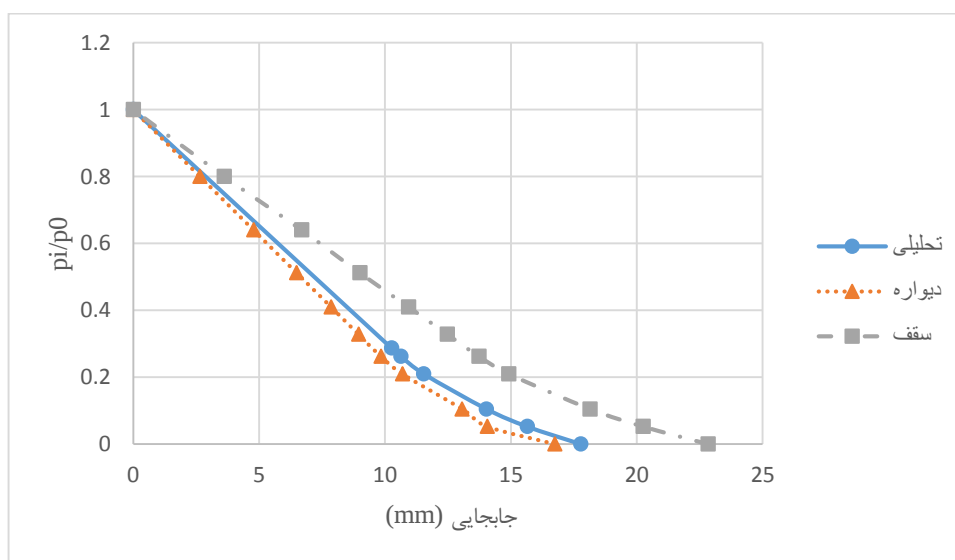
شکل (۳-۵۶) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۲۰۰m و $k=2$

در شکل‌های (۳-۵۵) و (۳-۵۶) با توجه به الاستوپلاستیک بودن جابجایی، با این که نسبت تنش برجا بزرگ‌تر از ۱ است ولی نسبت به حالت الاستیک، جابجایی در سقف به جابجایی در دیواره و روش تحلیلی نزدیک شده است.



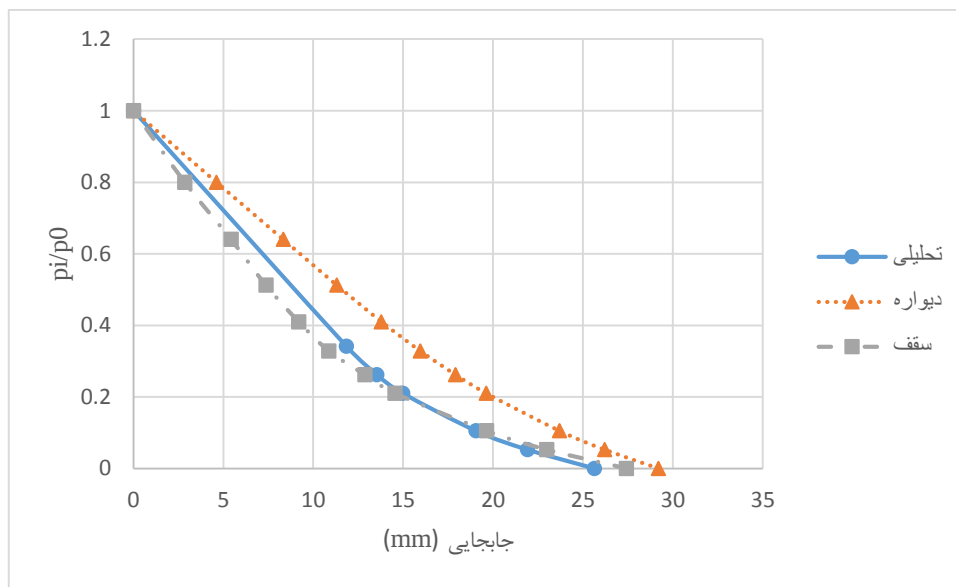
شکل (۳-۵۷) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۴۰۰m و $k=0.5$

در شکل (۳-۵۷) جابجایی در سقف با افزایش عمق و افزایش منطقه پلاستیک با توجه به نسبت تنش افقی کم‌تر، از جابجایی در روش تحلیلی و دیواره فاصله گرفته است.

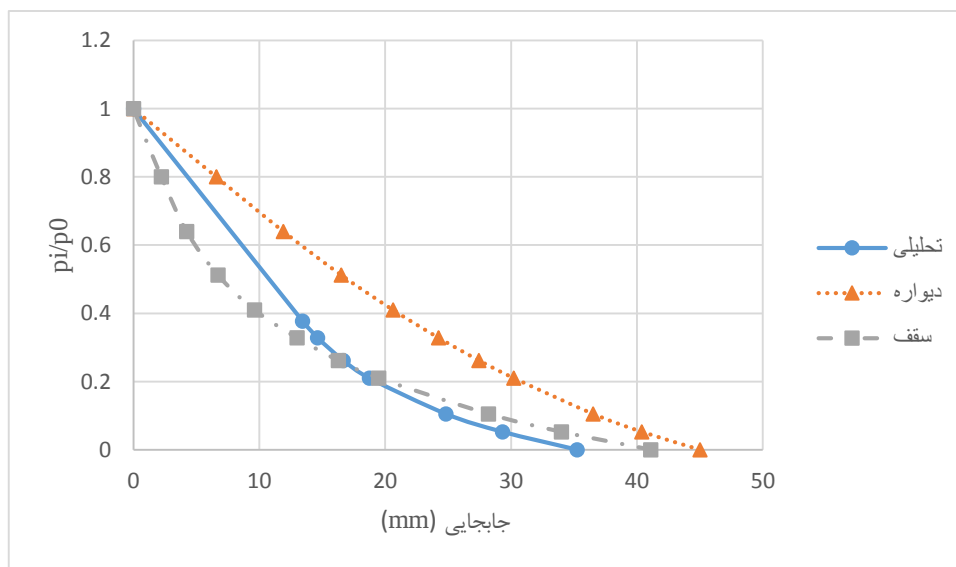


شکل (۳-۵۸) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۴۰۰m و $k=1$

همان‌طور که در شکل (۵۸-۳) مشاهده می‌شود در منطقه پلاستیک در تنش همسانگرد جابجایی‌ها نزدیک به هم است، به‌خصوص در روش تحلیلی و دیواره که جابجایی بیش‌تر سقف به علت عمق زیاد تونل است.



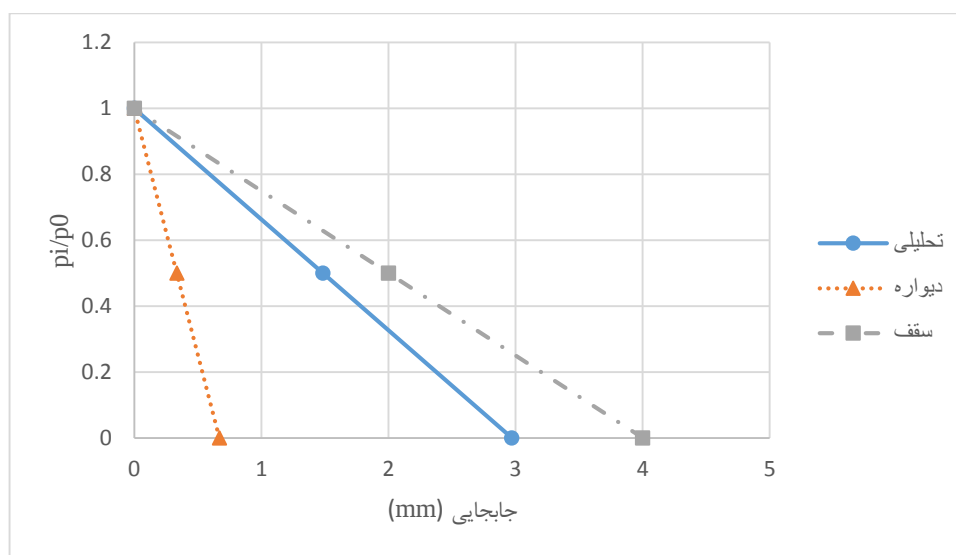
شکل (۵۹-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۴۰۰m و $k=1/5$



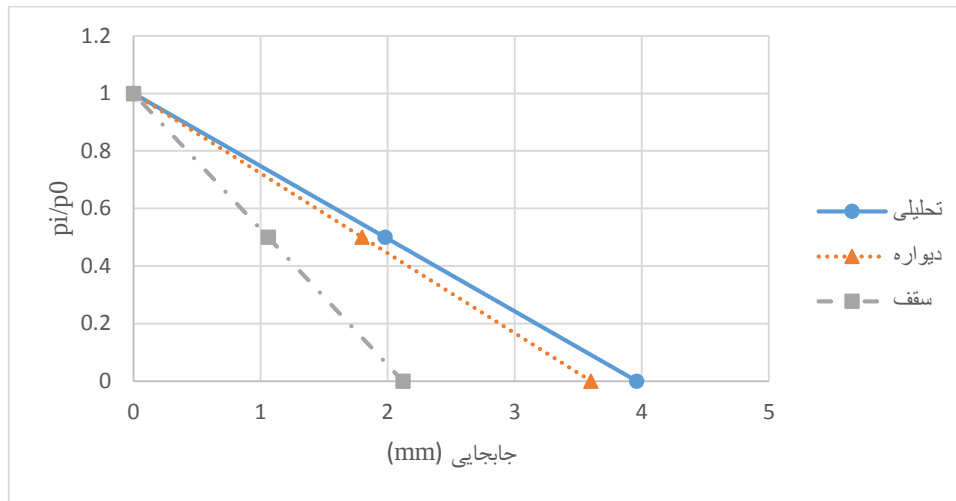
شکل (۶۰-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ متوسط، عمق ۴۰۰m و $k=2$

مطابق شکل‌های (۳-۵۹) و (۳-۶۰) با افزایش منطقه پلاستیک، نسبت جابجایی در سقف به دیواره و روش تحلیلی کاملاً بیش‌تر شده تا جایی که با توجه به نسبت تنش برجا بالاتر از ۱، مقدار جابجایی در سقف از مقدار جابجایی در روش تحلیلی بیش‌تر شده است، در حالی که در منطقه الاستیک جابجایی روش تحلیلی بیش‌تر از جابجایی سقف بوده که این نیز به علت افزایش نسبت جابجایی سقف به جابجایی دیواره با افزایش عمق و در نتیجه افزایش شعاع ناحیه پلاستیک است.

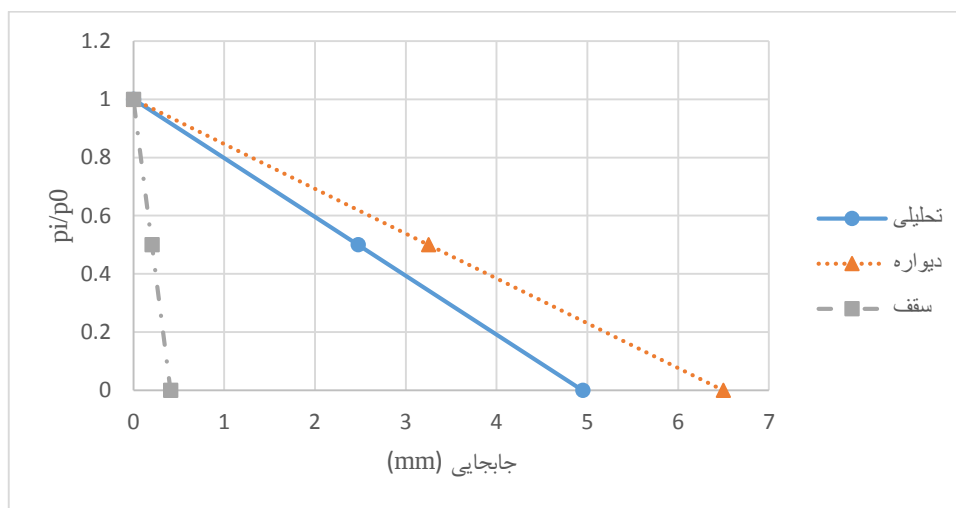
با توجه به این که تحلیل شکل‌های (۳-۳۷) تا (۳-۶۰) در سنگ با سختی متوسط است، نمودار منحنی عکس‌العمل زمین در عمق‌های کمتر از ۲۰۰ متر در منطقه الاستیک و در عمق ۲۰۰ متر و بالاتر در منطقه الاستوپلاستیک قرار گرفته است. وقتی منحنی عکس‌العمل زمین وارد منطقه پلاستیک می‌شود، نسبت جابجایی به ترخیص تنش از حالت خطی خارج شده و هرچه ترخیص تنش بیش‌تر شود، شیب منحنی عکس‌العمل زمین بیش‌تر شده و به این ترتیب جابجایی بیش‌تری رخ می‌دهد.



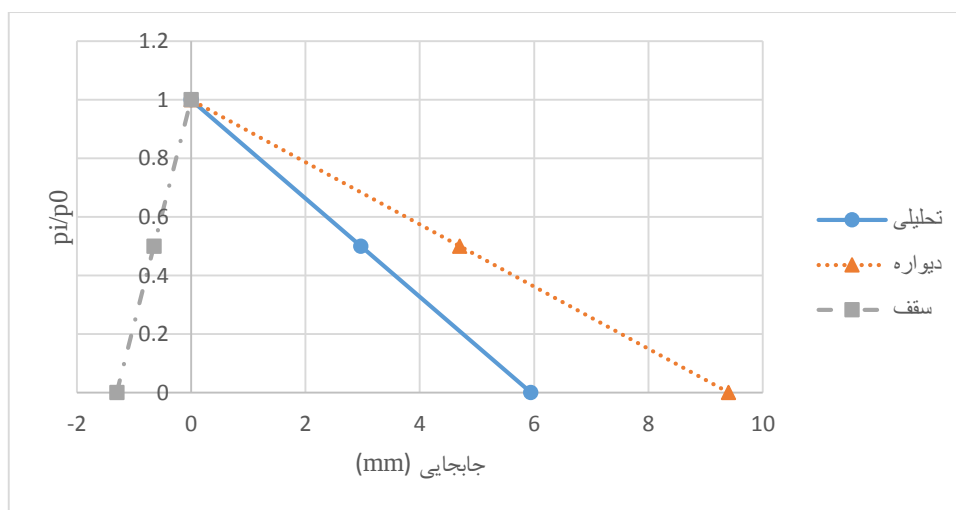
شکل (۳-۶۱) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۱۰m و $k=0.5$



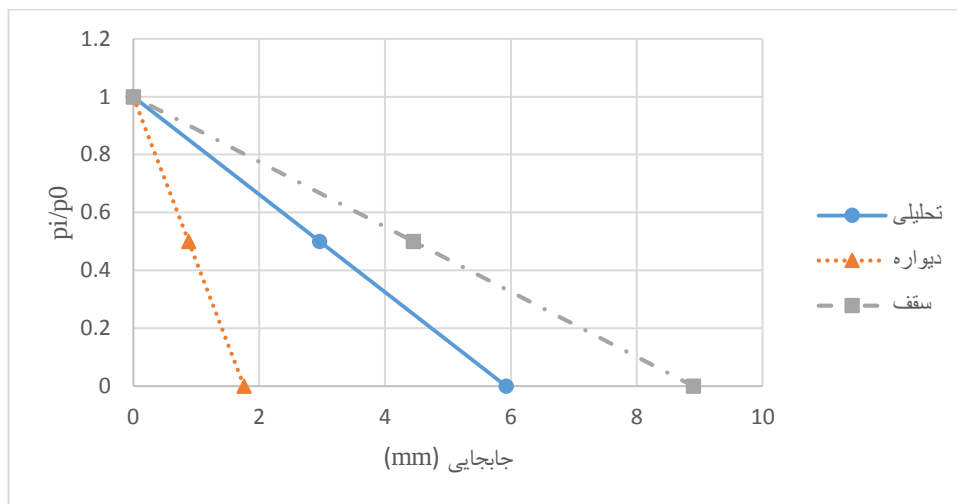
شکل (۶۲-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۱۰m و $k=1$



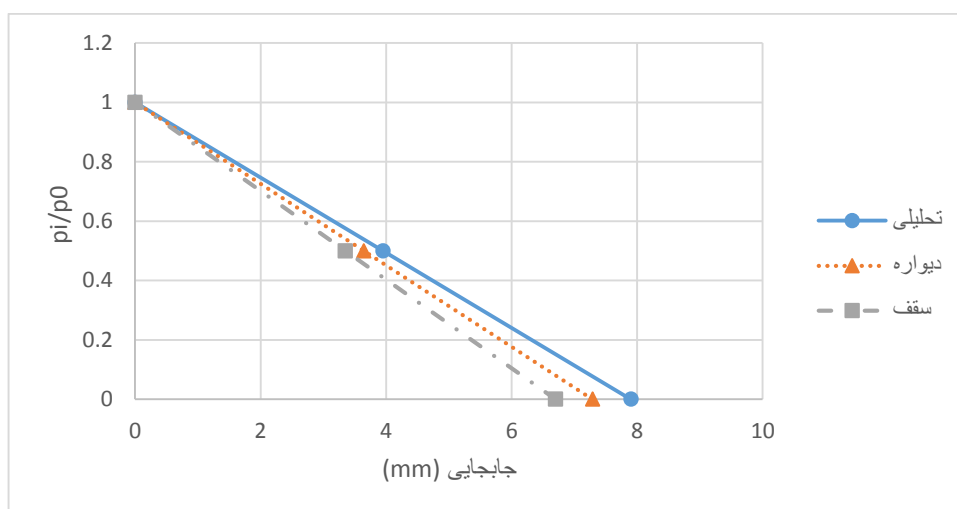
شکل (۶۳-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۱۰m و $k=1/5$



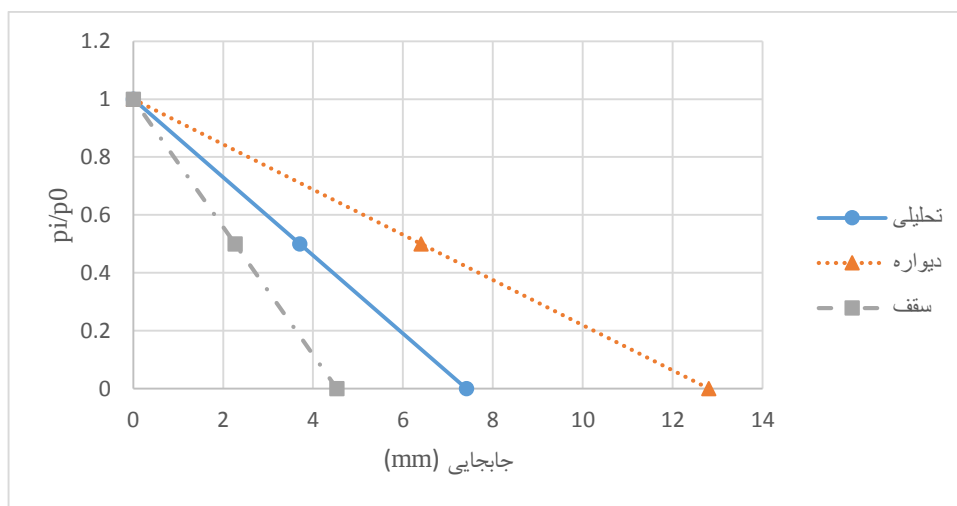
شکل (۶۴-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۱۰m و $k=2$



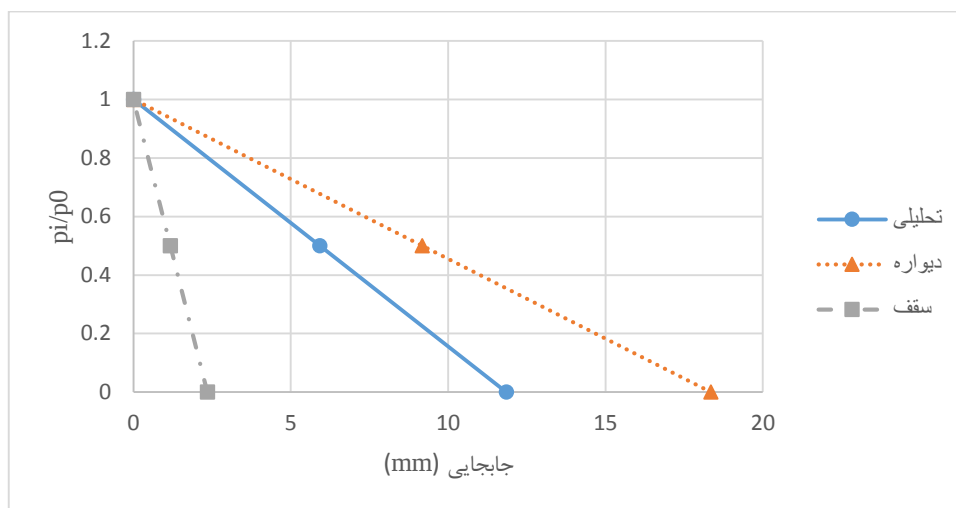
شکل (۳-۶۵) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۲۰m و $k=0.5$



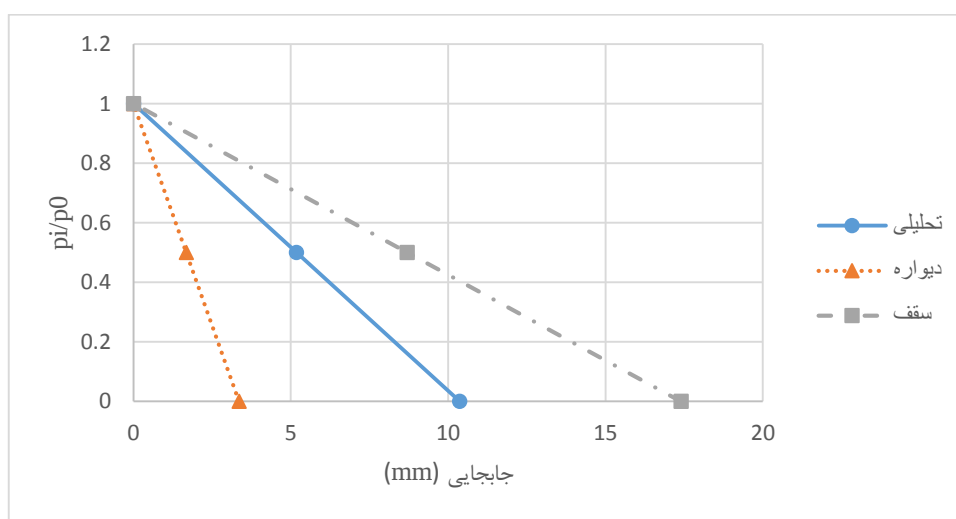
شکل (۳-۶۶) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۲۰m و $k=1$



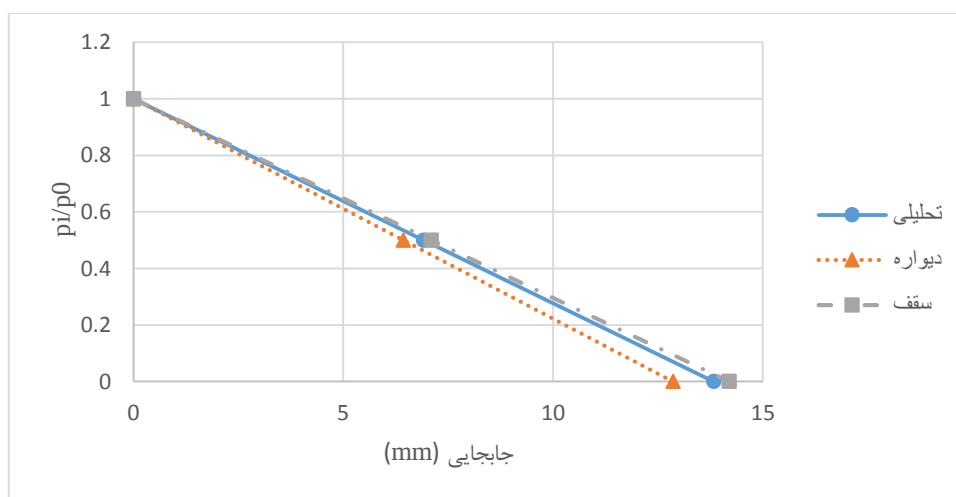
شکل (۳-۶۷) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۲۰m و $k=1/5$



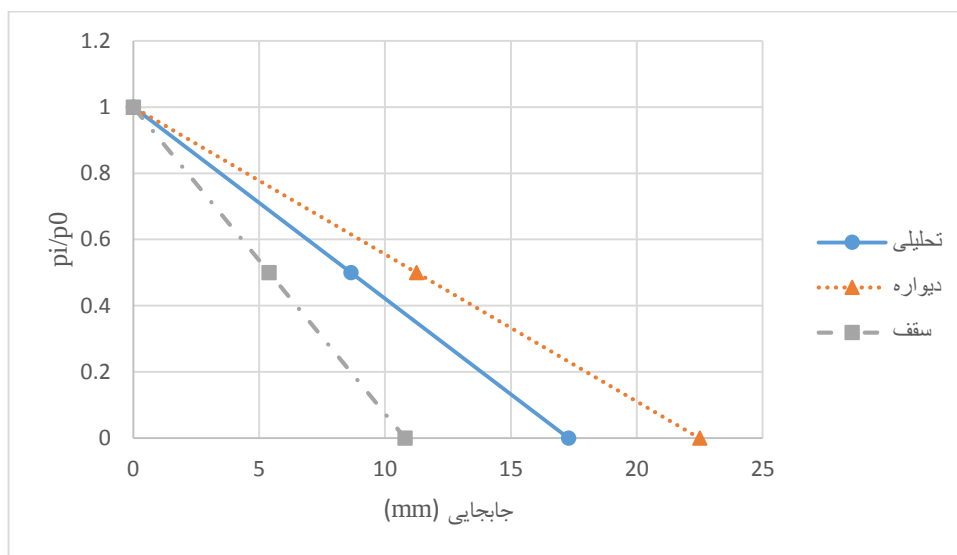
شکل (۶۸-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۲۰m و $k=2$



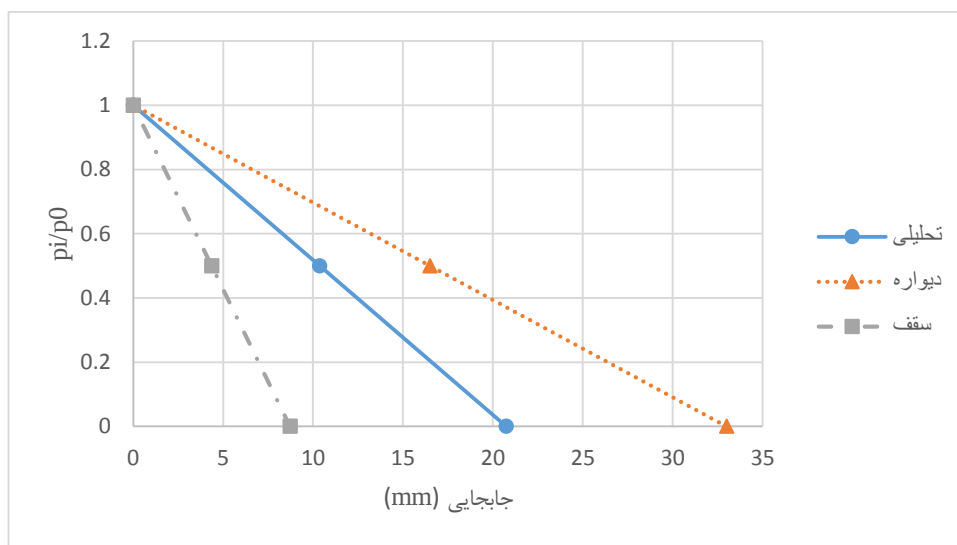
شکل (۶۹-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۳۵m و $k=0.5$



شکل (۷۰-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۳۵m و $k=1$

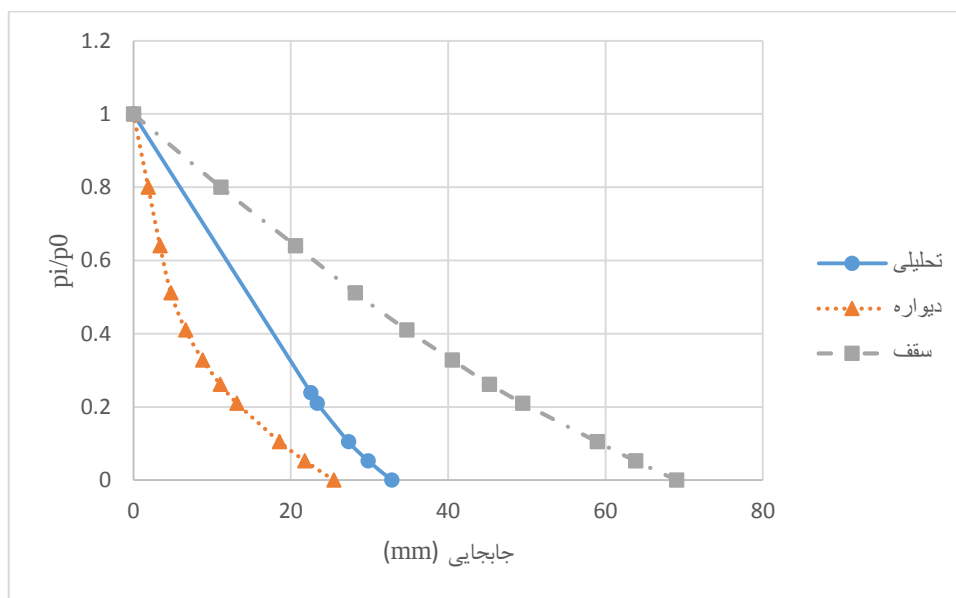


شکل (۷۱-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۳۵m و $k=1/5$



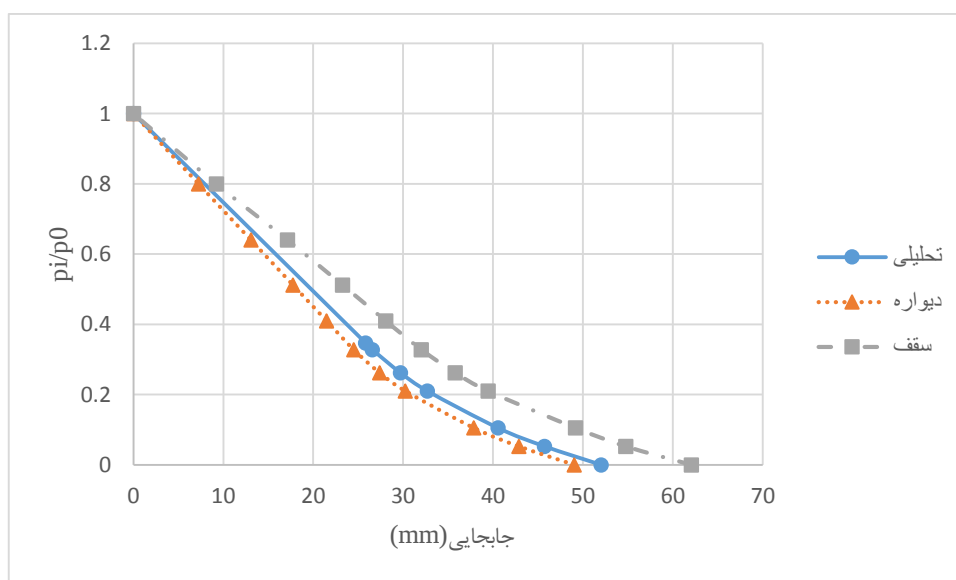
شکل (۷۲-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۳۵m و $k=2$

نتایج منحنی عکس‌العمل زمین در شکل‌های (۳-۶۱) تا (۳-۷۲) در سنگ با مقاومت ضعیف مشابه حالات مشابه در سنگ‌های سخت و متوسط است و چون جابجایی مشابه حالات قبل در محدوده الاستیک است، تغییر چندانی مشاهده نشده است، البته با توجه به ضعیف شدن پارامترهای مقاومتی سنگ، مقدار جابجایی‌ها بیش‌تر است. همان‌طور که مشاهده می‌شود در نسبت تنش برجا برابر 0.5 سقف و در نسبت تنش‌های برجا $1/5$ و 2 دیواره جابجایی بیش‌تری داشته است.



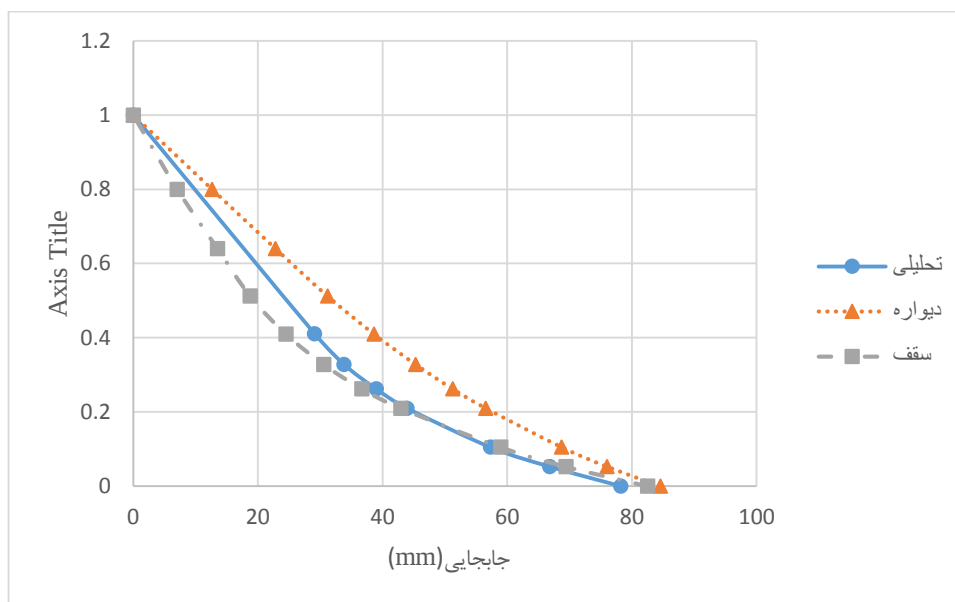
شکل (۷۳-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۱۰۰m و $k=0.5$

در شکل (۷۳-۳) همان‌طور که انتظار می‌رود جابجایی سقف به علت نسبت تنش ۰/۵، عمق زیاد و ورود به منطقه پلاستیک مقدار بیش‌تری را نسبت به دیواره و روش تحلیلی نشان می‌دهد.

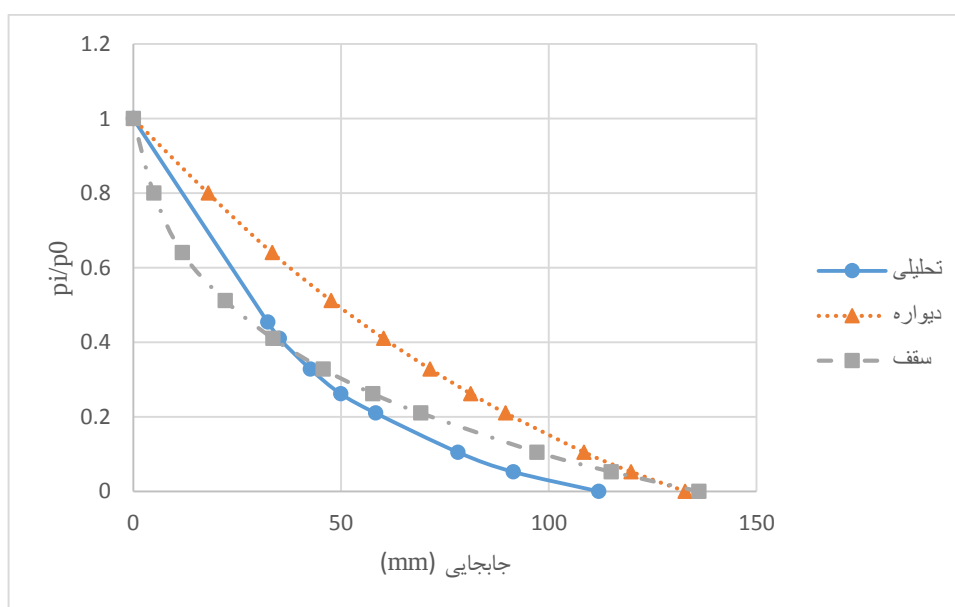


شکل (۷۴-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۱۰۰m و $k=1$

مطابق شکل (۷۴-۳) نسبت جابجایی دیواره به روش تحلیلی قابل قبول است، ولی به علت عمق زیاد جابجایی در روش تحلیلی با سقف مقداری فاصله دارد.

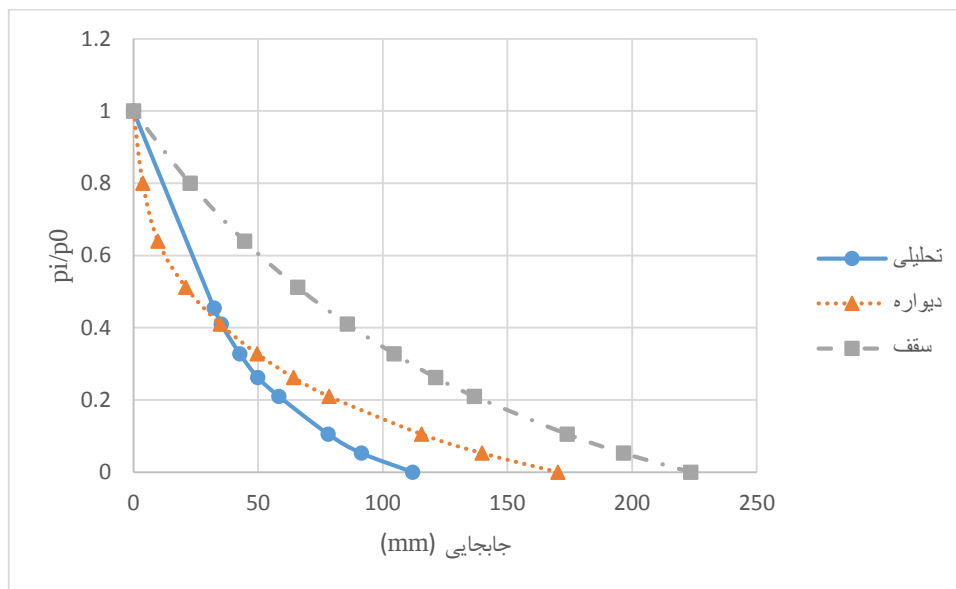


شکل (۳-۷۵) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۱۰۰m و $k=1/5$



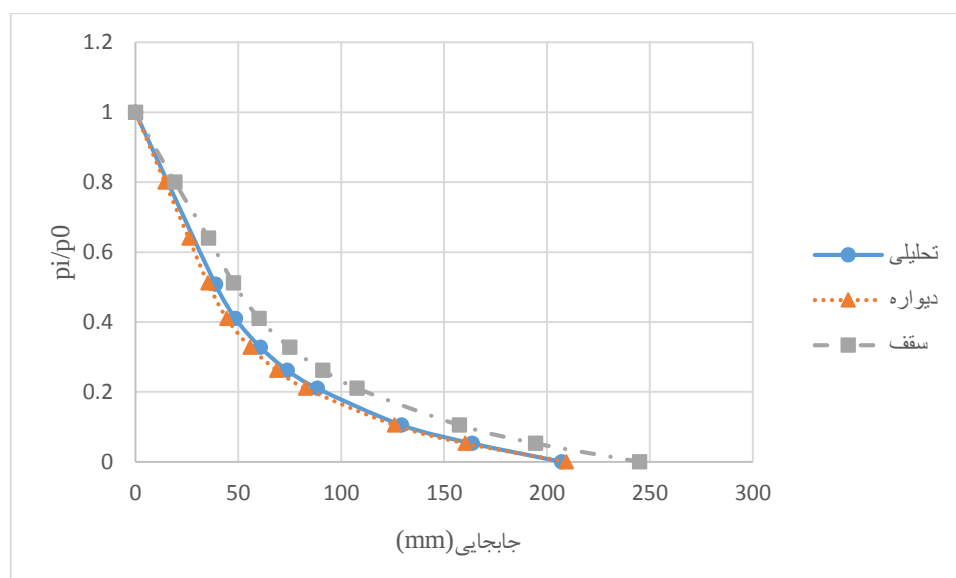
شکل (۳-۷۶) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۱۰۰m و $k=2$

با توجه به شکل‌های (۳-۷۵) و (۳-۷۶) در ناحیه پلاستیک جابجایی‌ها در عمق ۱۰۰ متری کاملاً به هم نزدیک است و می‌توان نتایج تحلیلی را به خصوص در نسبت تنش $1/5$ قبول کرد. همان‌طور که مشاهده می‌شود با ورود به منطقه پلاستیک و افزایش شعاع منطقه پلاستیک منحنی جابجایی سقف منحنی جابجایی تحلیلی را قطع کرده و در نهایت جابجایی بیش‌تری را نشان می‌دهد.



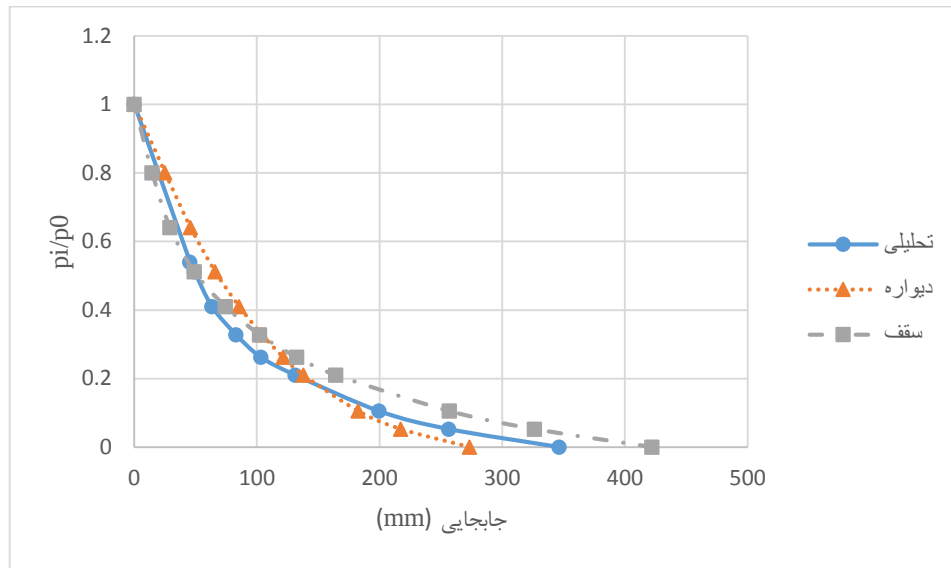
شکل (۷۷-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق 200 m و $k=0.5$

در شکل (۷۷-۳) با افزایش عمق و در نتیجه افزایش جابجایی و در حالی که شعاع ناحیه پلاستیک افزایش یافته است، جابجایی در دیواره با وجود نسبت تنش کمتر از ۱ بیش‌تر از جابجایی در روش تحلیلی شده است.

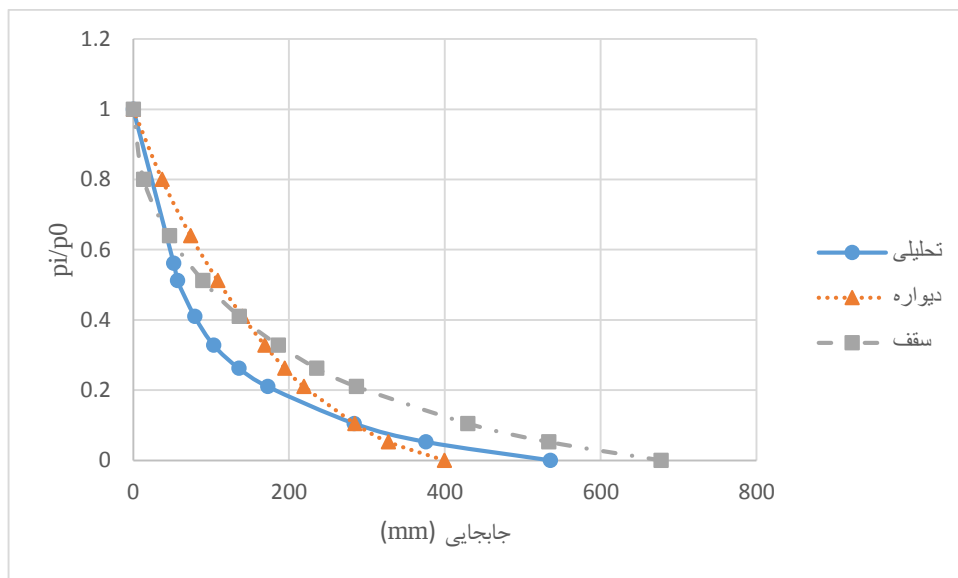


شکل (۷۸-۳) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق 200 m و $k=1$

در شکل (۷۸-۳) جابجایی‌ها مقدار تقریباً مشابهی دارد و حل تحلیلی و دیواره کاملاً منطبق بر هم است.



شکل (۳-۷۹) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۲۰۰m و $k=1/5$



شکل (۳-۸۰) منحنی عکس‌العمل زمین در محیط با سنگ ضعیف، عمق ۲۰۰m و $k=2$

با توجه به شکل‌های (۳-۷۹) و (۳-۸۰) در ناحیه پلاستیک در نسبت تنش k بالاتر از ۱ نسبت جابجایی در سقف با توجه به افزایش عمق، بیشتر از دیواره و روش تحلیلی است، به همین دلیل جابجایی سقف در عمق ۲۰۰ متری بیش‌تر از جابجایی دیواره شده است که دلیل آن افزایش نسبی جابجایی سقف به دیواره و روش تحلیلی با توجه به افزایش عمق است.

با توجه به این‌که تحلیل شکل‌های (۳-۶۱) تا (۳-۸۰) در سنگ ضعیف است نمودارهای منحنی عکس‌العمل زمین در عمق ۳۵ متر و کم‌تر، در منطقه الاستیک و در عمق‌های بالاتر در منطقه پلاستیک

قرار گرفته است.

در ورود به منطقه پلاستیک در یک عمق مشخص و در نسبت تنش بالاتر از ۱، به خصوص در $k=1/5$ جابجایی سقف کاملاً به جابجایی دیواره و روش تحلیلی نزدیک شده است و در مقدار عمق بالاتر جابجایی در سقف، بیش‌تر از جابجایی در روش تحلیلی و به خصوص دیواره شده است.

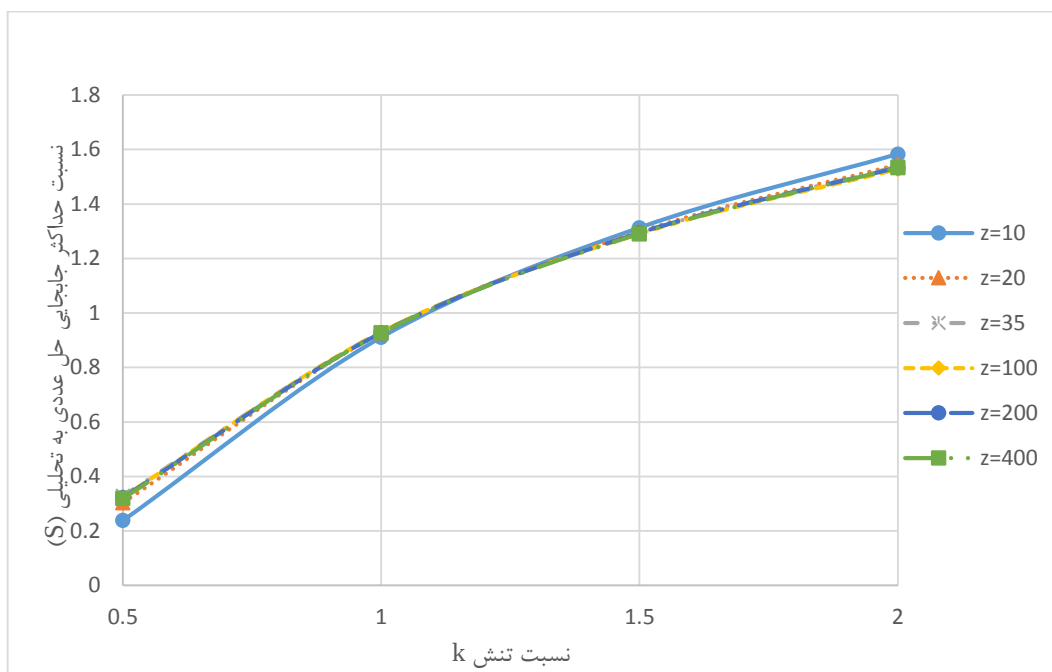
با توجه به تغییرات در حالات مختلف می‌توان نتیجه گرفت که با افزایش عمق و شعاع ناحیه پلاستیک، نسبت افزایش جابجایی در سقف مقدار بیش‌تری نسبت به دیواره و روش عددی دارد.

۷-۳- بررسی محدودیت‌های روش تحلیلی برای منحنی عکس‌العمل زمین

همان‌طور که قبلاً گفته شد، هدف اصلی این تحقیق بررسی محدودیت‌های ترسیم منحنی عکس‌العمل زمین در روش تحلیلی برای تونل‌ها است و به این منظور مقایسه‌ای بین حل تحلیلی و عددی با معرفی پارامتر S (نسبت حل عددی به تحلیلی) و با در نظر گرفتن اثر نسبت تنش‌های اولیه، عمق تونل و در سه نوع سنگ انجام شده است.

۷-۳-۱- بررسی محدودیت‌های منحنی عکس‌العمل دیواره تونل

با توجه به مدل‌سازی‌های انجام شده و حداکثر جابجایی‌های حاصل شده نموداری بر حسب نسبت S (حداکثر جابجایی روش عددی به تحلیلی) و نسبت تنش‌های برجا برای دیواره تونل برای عمق‌های مختلف و نموداری بر حسب S و عمق حفاری برای نسبت تنش‌های برجای مختلف در سه نوع سنگ مختلف ترسیم شد که در شکل‌های (۸۱-۳) تا (۸۶-۳) نشان داده شده است.

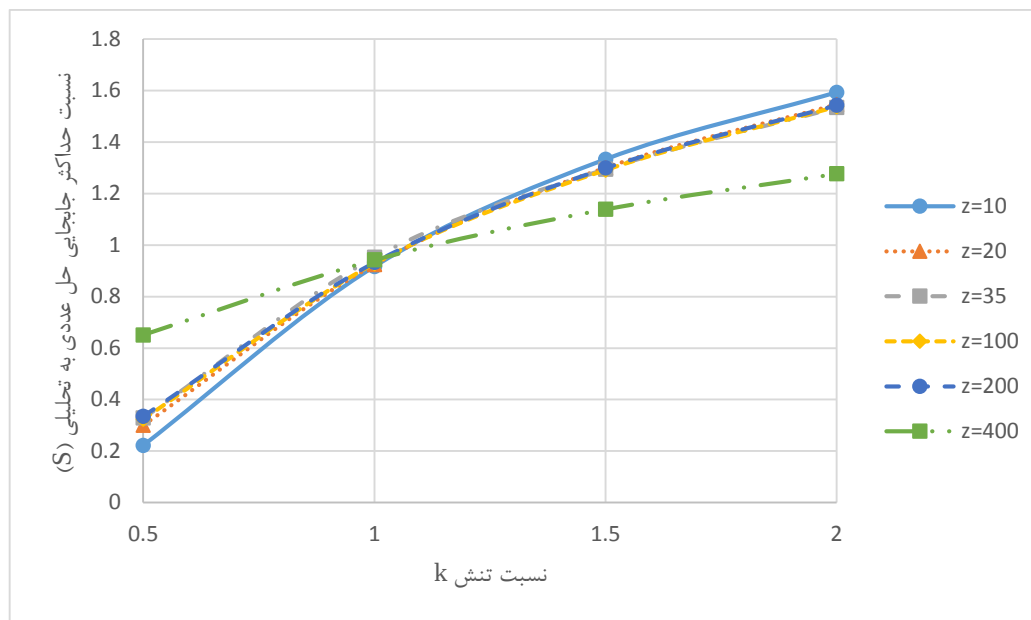


شکل (۸۱-۳) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به روش تحلیلی (S) در دیواره تونل، بر حسب نسبت تنش‌های برجا (k) در عمق‌های مختلف در سنگ سخت

شکل (۸۱-۳) اختلاف نتایج به دست آمده از نتایج روش حل عددی در دیواره تونل با روابط تحلیلی را برای سنگ سخت بر حسب نسبت تنش k نشان می‌دهد. در سنگ سخت در همه عمق‌ها نمودارها تقریباً بر هم منطبق است، مطابق این شکل حل عددی و تحلیلی در شرایط تنش همسانگرد در همه عمق‌ها تقریباً بر هم منطبق است و مقدار نسبت S در تنش همسانگرد برابر 0.93 است، در حالی که با کاهش یا افزایش نسبت تنش‌های اولیه، حل تحلیلی نتایج خوبی را نمی‌دهد. واضح است هر چه نتایج مقایسه‌ای بین راه حل عددی و تحلیلی به هم نزدیک‌تر باشند و اختلاف آن‌ها کم‌تر باشد، نسبت S به مقدار ۱ نزدیک‌تر خواهد بود و هر چه مقدار S بیش‌تر از عدد ۱ فاصله بگیرد نتایج راه حل عددی و تحلیلی از هم دور شده و راه حل تحلیلی غیر قابل قبول می‌شود.

همچنین با توجه به نمودار فوق به ازای کلیه عمق‌ها برای نسبت تنش کوچک‌تر از ۱ مقدار جابجایی تحلیلی بزرگ‌تر از عددی است و برای نسبت تنش بزرگ‌تر از ۱ مقدار جابجایی عددی بزرگ‌تر از تحلیلی است. همچنین با نزدیک شدن به تنش برجا ۱، مقدار اختلاف روابط تحلیلی به دلیل درصد تاثیر کم این پارامتر کم‌تر شده است. اختلاف قابل توجه روش‌های عددی و راه حل تحلیلی در

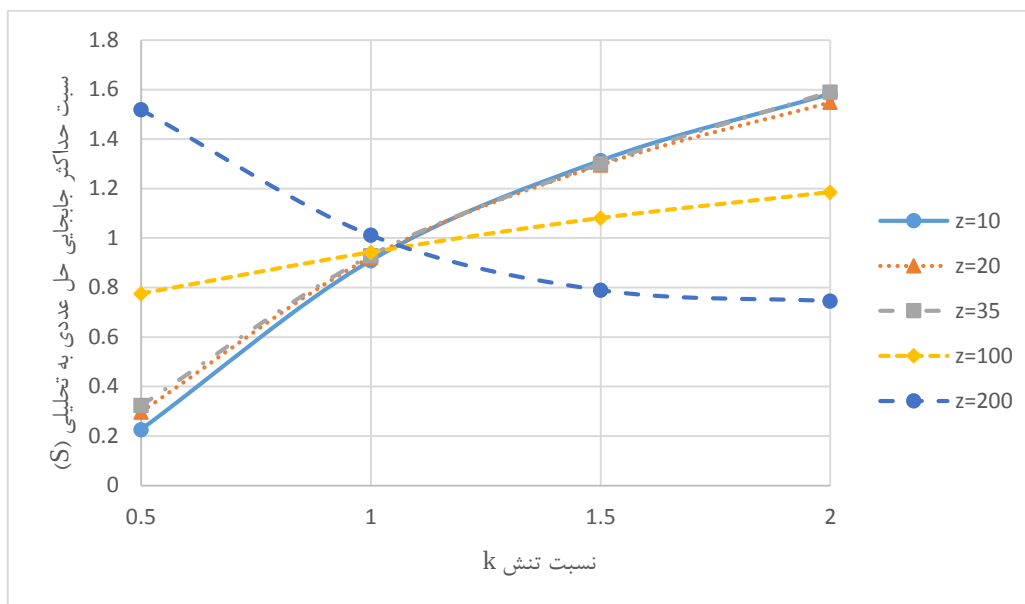
نسبت‌های تنش برجا (k) برابر $0/5$ و 2 باعث شده است که به ترتیب نسبت حداکثر جابجایی حاصل از روش عددی به تحلیلی حدود $0/3$ و $1/55$ باشند، به عبارت دیگر نتایج راه حل تحلیلی در این نسبت‌های تنش از اعتبار کافی برخوردار نخواهند بود.



شکل (۳-۸۲) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به روش تحلیلی (S) در دیواره تونل، برحسب نسبت تنش‌های برجا (k) در عمق‌های مختلف در سنگ متوسط

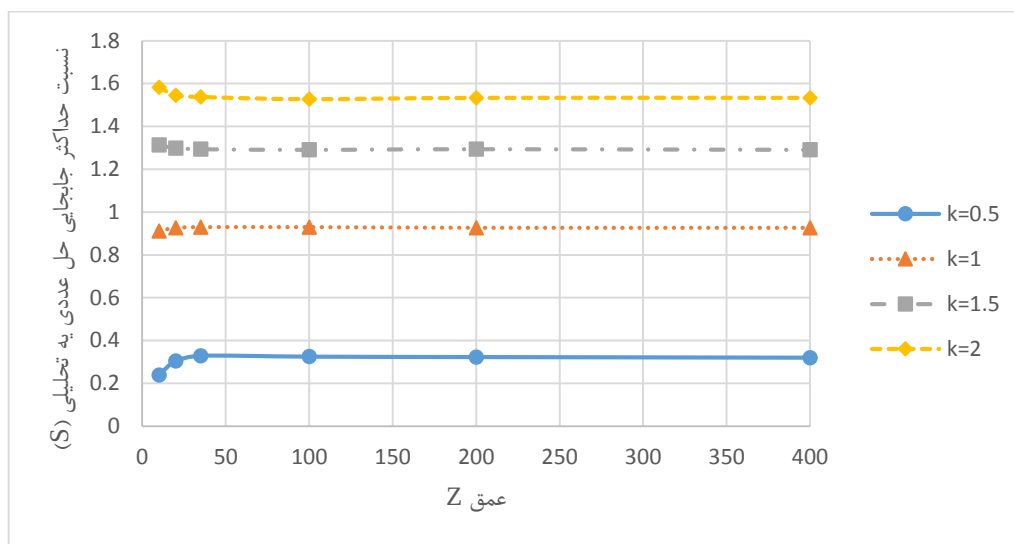
شکل (۳-۸۲) تغییرات مقدار نسبت S بر حسب نسبت تنش‌های برجا (k) در عمق‌های مختلف در سنگ با مقاومت متوسط را نشان می‌دهد که تا عمق 100 متری در منطقه الاستیک و در عمق‌های 200 و 400 متری در منطقه پلاستیک قرار دارد. با توجه به آن که در عمق 200 متری تا اندازه‌ای در منطقه پلاستیک واقع می‌شود، از این‌رو نتایج به‌دست آمده تا عمق 200 متری مشابه نتایج در سنگ سخت است. با افزایش عمق و رفتن به منطقه پلاستیک، در نسبت تنش 1 مقدار S مشابه حالت‌های قبل بوده و نتایج تحلیلی با نتایج عددی نزدیک به هم بوده و نتایج راه‌حل تحلیلی مورد قبول است. نتایج راه‌حل تحلیلی در عمق 400 متری جواب دقیق‌تری نسبت به سایر عمق‌ها که در محیط الاستیک قرار دارند در تنش‌های غیر همسانگرد داده است که نشان می‌دهد با رفتن به محیط پلاستیک، نسبت

حداکثر جابجایی راه حل عددی به تحلیلی (S) در نسبت‌های تنش برجا (k) مختلف به ۱ نزدیک می‌شود و علت آن نتایج دقیق‌تر روش تحلیلی در فرمول در منطقه پلاستیک نسبت به منطقه الاستیک است.



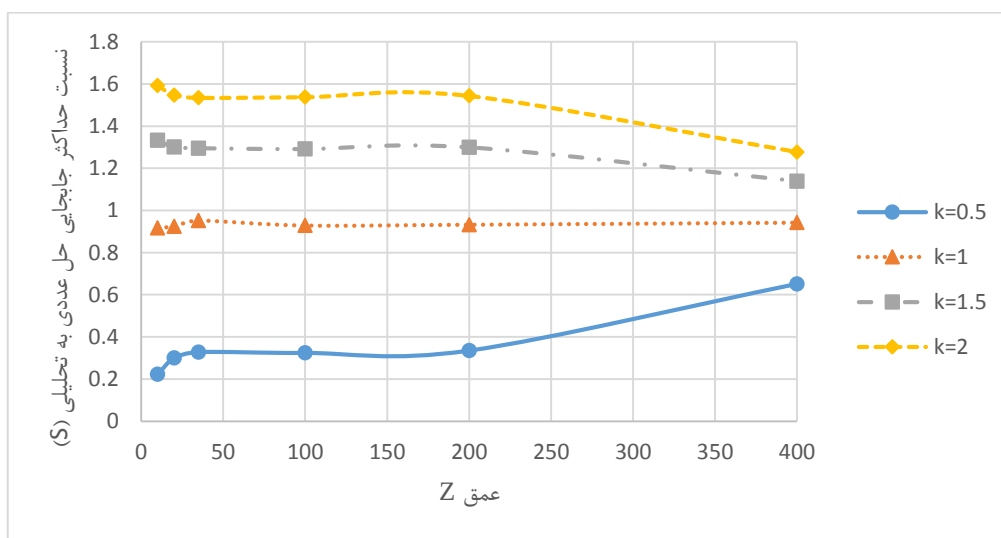
شکل (۳-۸۳) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به روش تحلیلی (S) در دیواره تونل، بر حسب نسبت تنش‌های برجا (k) در عمق‌های مختلف در سنگ ضعیف

در سنگ ضعیف مطابق شکل (۳-۸۳) مناطق کم‌عمق که در محدوده الاستیک قرار می‌گیرند، نتایج مشابه سنگ با مقاومت سخت و متوسط را که در محدوده الاستیک قرار گرفته‌اند را دارند، اما با افزایش عمق و ورود به منطقه پلاستیک، در تنش غیر همسانگرد نسبت حل عددی به تحلیلی (S) به سمت ۱ میل می‌کند و در عمق حدود ۱۳۵ متری نسبت حل عددی به تحلیلی در همه نسبت‌های تنش برابر و حدود ۱ شده است، در حالی که در عمق ۲۰۰ متری با افزایش بیش‌تر عمق و رفتن به سمت ناپایداری و جابجایی قابل توجه سقف و دیواره تونل نتایج برعکس شده، به این صورت که در نسبت تنش برجا (k) کم‌تر از ۱ نتایج عددی بزرگ‌تر از تحلیلی شده و در نسبت تنش برجا (k) بزرگ‌تر از ۱ نتایج تحلیلی بزرگ‌تر از عددی است، همچنین در نسبت تنش برجا (k) برابر ۱، مقدار S برخلاف حالت‌های قبل بزرگ‌تر از ۱ است.



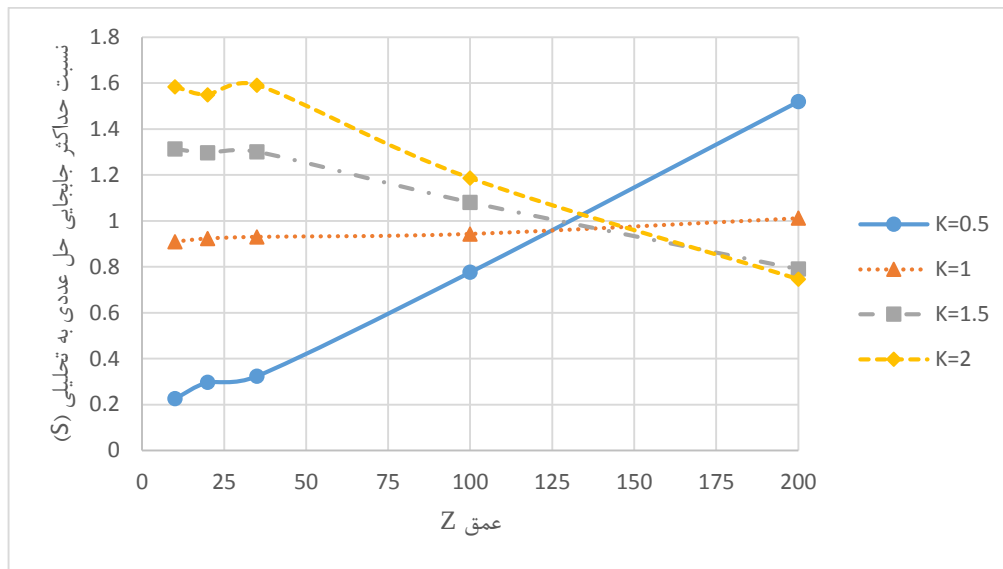
شکل (۸۴-۳) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به روش تحلیلی (S) در دیواره تونل، بر حسب عمق‌های مختلف تونل در نسبت تنش‌های برجا (k) مختلف در سنگ سخت

در شکل (۸۴-۳) در سنگ سخت مشاهده می‌شود که با افزایش عمق حفاری در شرایط الاستیک تغییرات کمی از یک حالت به حالت دیگر مشاهده می‌شود (از حالت عددی به تحلیلی) و به این معنی است که تاثیر نسبت تنش‌های برجا برای جابجایی‌های نهایی، نسبت به عمق حفاری بیشتر و با اهمیت‌تر است، همچنین برای میدان تنش‌های ایزوتروپ ($k=1$) راه‌حل عددی و تحلیلی برای دیواره تونل دارای انطباق با یکدیگر هستند و این مساله به عمق بستگی ندارد.



شکل (۸۵-۳) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به روش تحلیلی (S) در دیواره تونل، بر حسب عمق‌های مختلف در نسبت تنش‌های برجا (k) مختلف در سنگ متوسط

در شکل (۳-۸۵) مشابه شکل قبل در سنگ سخت، با افزایش عمق تونل در شرایط الاستیک تغییرات کمی با افزایش عمق تونل مشاهده شده است. با افزایش عمق و ورود به منطقه پلاستیک نمودارها به سمت $S=1$ میل کرده است و به این معنی است که با افزایش عمق روش تحلیلی به روش عددی نزدیک شده است.



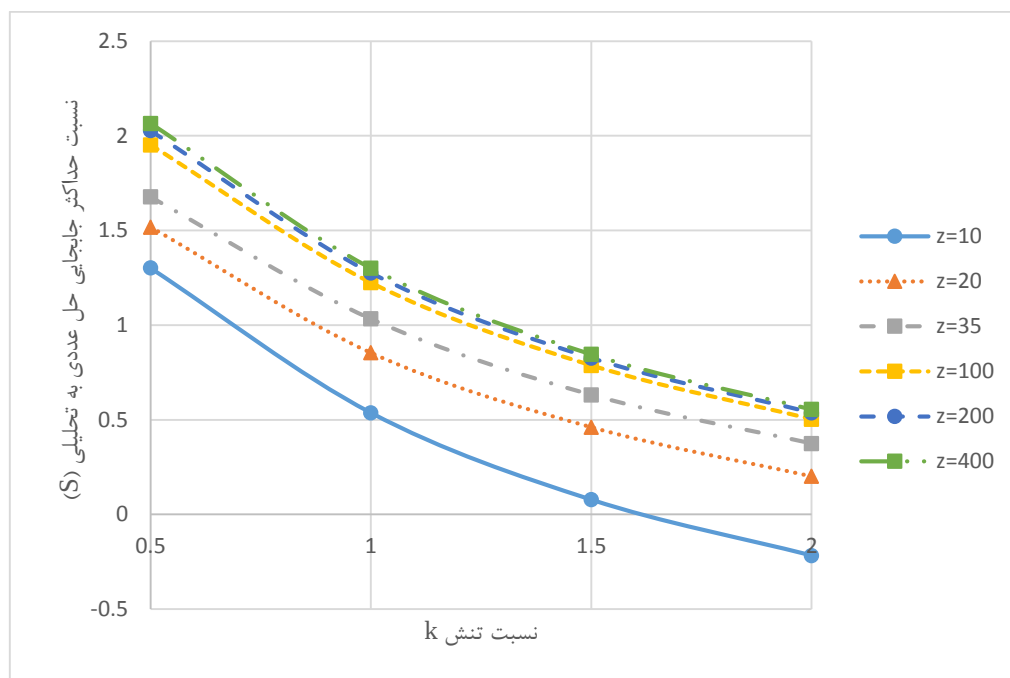
شکل (۳-۸۶) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به روش تحلیلی (S) در دیواره تونل، بر حسب عمق‌های مختلف در نسبت تنش‌های برجا (k) مختلف در سنگ ضعیف

در سنگ‌های ضعیف مطابق شکل (۳-۸۶) در عمق کم، تاثیر عمق در نسبت حداکثر جابجایی حل عددی به تحلیلی (S) ناچیز است و با افزایش عمق و ورود به منطقه پلاستیک همان‌طور که توضیح داده شد، نسبت حل عددی به تحلیلی به سمت ۱ میل می‌کند و در عمق حدودی ۱۳۵ متر حل عددی و تحلیلی در نسبت‌های تنش مختلف برابر شده است، با افزایش عمق و در نتیجه افزایش شعاع ناحیه پلاستیک، تونل به سمت ناپایداری و افزایش جابجایی در نقاط مختلف تونل می‌رود و این نسبت (S) در جهت عکس از هم دور شده است.

۳-۷-۲- بررسی محدودیت‌های منحنی عکس‌العمل تاج تونل

برای بررسی محدودیت‌های تاج تونل همانند نمودارهایی که برای دیواره تونل ترسیم شده است،

نمودارهایی برای تحلیل نتایج تاج تونل نیز ترسیم شده است. نمودارهایی بر حسب نسبت S و نسبت تنش‌های برجا (k) برای تاج تونل در عمق‌های مختلف و نموداری بر حسب نسبت S و عمق تونل برای نسبت تنش‌های برجا (k) مختلف ترسیم نمودیم که در شکل‌های (۳-۸۷) تا (۳-۹۲) قابل مشاهده است.



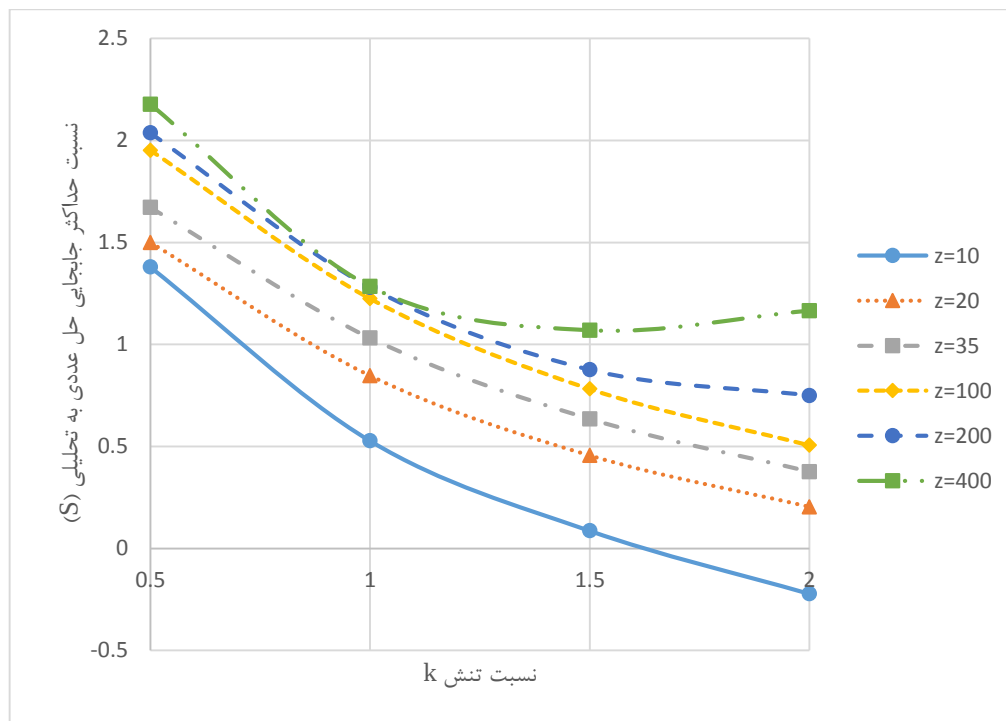
شکل (۳-۸۷) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به روش تحلیلی (S) در تاج تونل، بر حسب نسبت تنش‌های برجا (k) در عمق‌های مختلف در سنگ سخت

شکل (۳-۸۷) نشان می‌دهد که جابجایی تاج در حالت شرایط ایزوتروپ به‌خصوص در عمق کم به‌خوبی دیواره تونل دارای انطباق نیست و این مساله به این علت است که عمق حفاری اثر بیشتری روی جابجایی تاج نسبت به جابجایی دیواره دارد. در شرایط تنش برجا همسانگرد وقتی میزان روباره از ۳۰ متر که برابر ابعاد مدل است کم‌تر شود، نسبت حل عددی به تحلیلی کمتر از ۱ و زمانی که میزان روباره بیش‌تر از ۳۰ متر شود، نسبت حل عددی به تحلیلی بیش‌تر از ۱ خواهد شد.

همچنین باید توجه شود که در نسبت تنش بر جای ۲ در عمق ۱۰ متر، با توجه به عمق کم تونل جابجایی‌های تاج منفی شده است، یعنی تاج تونل به‌جای اینکه به سمت پایین حرکت کند به سمت

بالا می‌رود و این مساله به این علت است که فشار محصور کننده در جهت افقی به اندازه کافی بزرگ بوده است.

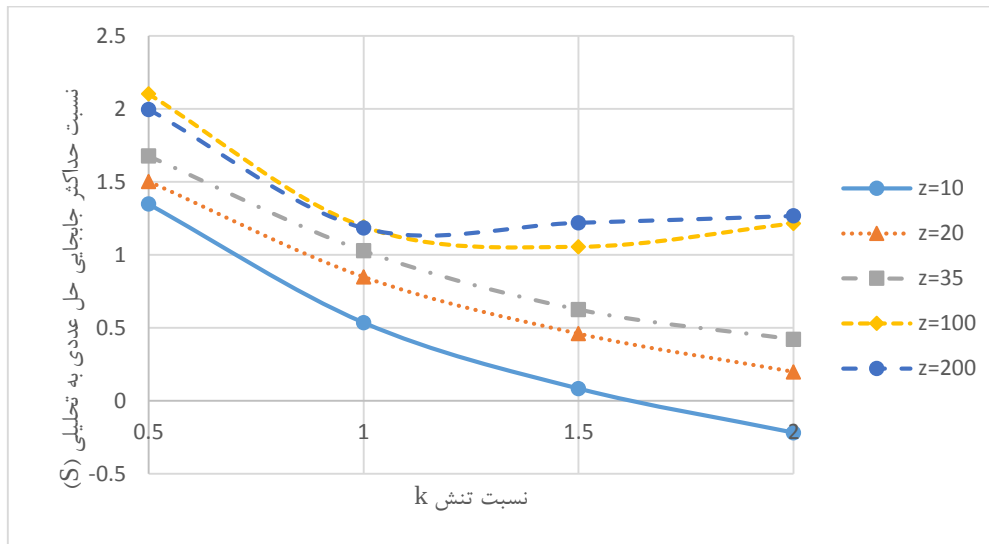
از موارد فوق و با توجه به شکل نتیجه می‌شود جابجایی در روش تحلیلی نتایج قابل قبولی نسبت به جابجایی در سقف ارایه نمی‌کند.



شکل (۳-۸۸) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به روش تحلیلی (S) در تاج تونل، بر حسب نسبت تنش‌های برجا (k) در عمق‌های مختلف در سنگ متوسط

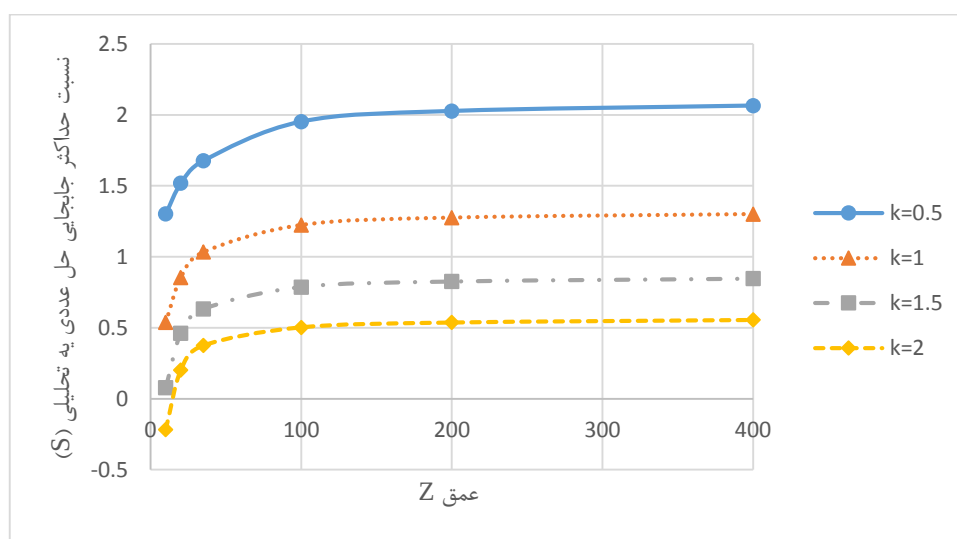
در شکل (۳-۸۸) در سنگ با مقاومت متوسط نیز همانند سنگ سخت در تنش همسانگرد در عمق ۳۰ متری روش عددی و تحلیلی برابرند، در عمق‌های کمتر روش تحلیلی بیش‌تر است و در عمق‌های بیش‌تر، روش عددی جابجایی بالاتری را نشان داده است.

در عمق ۴۰۰ متر که در ناحیه پلاستیک است، منحنی خط نسبت تنش ۱ را قطع نمی‌کند و این نشان می‌دهد در مناطقی که شعاع ناحیه پلاستیک زیاد است، روش عددی در نسبت تنش‌های مختلف جابجایی بیش‌تری نسبت به روش تحلیلی داشته است.



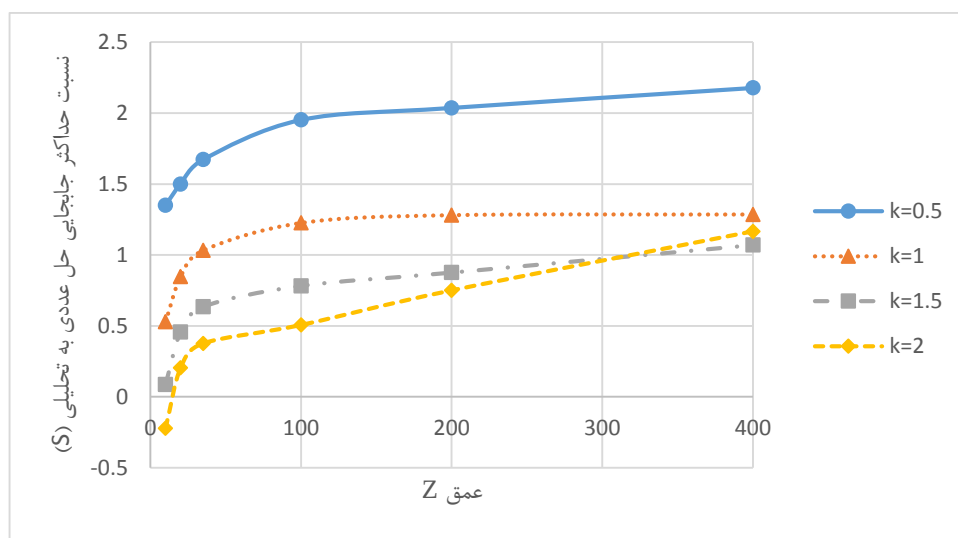
شکل (۳-۸۹) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به روش تحلیلی (S) در تاج تونل، بر حسب نسبت تنش‌های برجا (k) در عمق‌های مختلف در سنگ ضعیف

شکل (۳-۸۹) نیز مانند شکل قبل در ناحیه الاستیک تغییر چندانی نداشته است و در ناحیه پلاستیک نیز منحنی‌ها نزدیک به هم و با مقدار S بالاتر از ۱ است. از این موضوع می‌توان نتیجه گرفت در سه نوع سنگ در منطقه الاستیک، نمودارها با نسبت تنش برابر بر هم منطبق‌اند، ولی با ورود به منطقه پلاستیک به خصوص در نسبت تنش‌های بالاتر تفاوت زیادی بین حالت الاستیک و پلاستیک ایجاد می‌شود، البته حالت‌های پلاستیک باهم اختلاف زیادی ندارند.



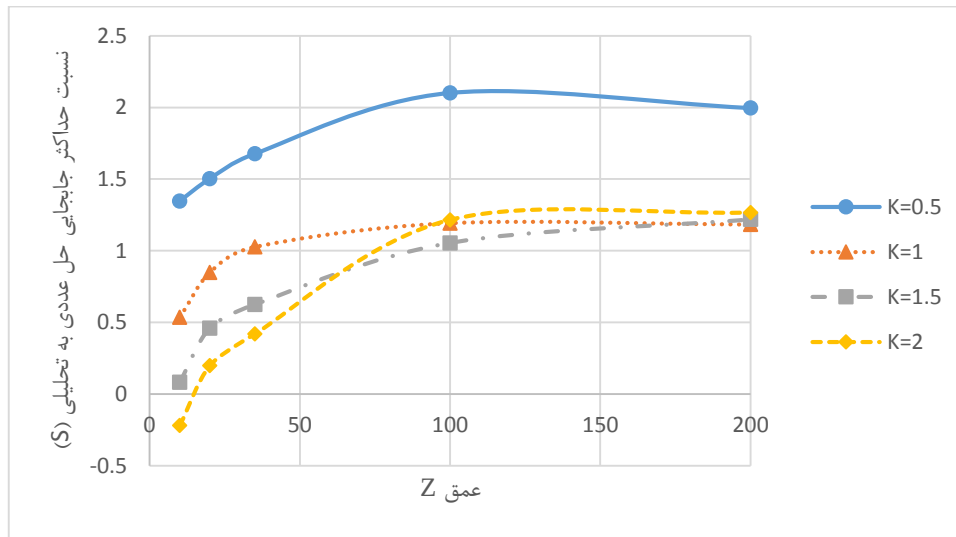
شکل (۳-۹۰) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به روش تحلیلی (S) در تاج تونل، بر حسب عمق‌های مختلف در نسبت تنش‌های برجا در سنگ سخت

شکل (۳-۹۰) نشان می‌دهد که در منطقه الاستیک عمق حفاری اثر بیش‌تری روی جابجایی‌های تاج در مقایسه با دیواره تونل دارد، به‌خصوص این جابجایی در عمق‌های کم‌تر بسیار بیش‌تر است. در شرایط تنش ایزوتروپ در منطقه الاستیک برای عمق‌های زیاد، راه‌حل تحلیلی و عددی از یک‌دیگر بیش‌تر فاصله گرفته است. بهترین تطبیق جابجایی سقف و روش تحلیلی در منطقه الاستیک برای عمق‌های زیاد، در $k=1/3$ است، همچنین با افزایش نسبت تنش مقدار S به میزان قابل توجهی کاهش یافته است.



شکل (۳-۹۱) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به روش تحلیلی (S) در تاج تونل، برحسب عمق‌های مختلف در نسبت تنش‌های برجا در سنگ متوسط

مطابق شکل (۳-۹۱) نمودار تا عمق ۱۰۰ متر در هیچ‌کدام از نسبت‌های تنش تغییری نداشته است، همچنین در نسبت تنش برجا ۱ نیز تغییری مشاهده نمی‌شود، در حالی که در ناحیه پلاستیک در نسبت تنش‌های غیر همسانگرد منحنی دارای شیب بیش‌تری نسبت به حالت الاستیک در عمق مشابه است، یعنی با ورود به منطقه پلاستیک نسبت جابجایی سقف به روش تحلیلی بیش‌تر و بیش‌تر شده است.



شکل (۳-۹۲) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به روش تحلیلی (S) در تاج تونل، بر حسب عمق‌های مختلف در نسبت تنش‌های برجا در سنگ ضعیف

در شکل (۳-۹۲) با افزایش عمق تونل و ورود به منطقه پلاستیک، مطابق نمودار قبل در سنگ متوسط، شیب نسبت به عمق‌های مشابه قبلی دارای مقدار بیش‌تری است، در حالی‌که با افزایش جابجایی‌ها و ورود به منطقه بحرانی شیب‌ها کم‌تر شده تا جایی که در نسبت تنش (k) برابر ۰/۵ شیب منحنی منفی شده است. به این ترتیب در منطقه الاستیک، در عمق کم شیب منحنی بالاست و با افزایش عمق، این مقدار کاهش یافته تا جایی که به مقدار ثابت رسیده است ولی در صورتی که منطقه پلاستیک باشد شیب دارای مقدار مثبت است و این مقدار تا ورود به منطقه بحرانی ریزش ادامه یافته است که نتیجه می‌شود در منطقه پلاستیک روش تحلیلی جواب نسبتاً قابل قبولی ارائه می‌کند.

۳-۸-ارایه معادله تجربی

با توجه به محدودیت روش تحلیلی در قابلیت استفاده از آن فقط در تنش برجا همسانگرد و همچنین اختلاف آن با روش عددی به‌خصوص در محیط الاستیک و نسبت تنش‌های برجا غیر همسانگرد و همچنین اختلاف زیاد جابجایی در روش عددی با روش تحلیلی در سقف، سعی شد فرمول تجربی جدیدی ساخته شود که با افزایش دقت روش تحلیلی اختلاف جابجایی در روش تحلیلی و عددی را کاسته و همچنین در شرایط تنش برجا قابل استفاده باشد، این فرمول‌ها با محاسبه و به کمک

نرم افزار Excel در مواردی که رگرسیون دوگانه لازم بود به دست آمد. فرمول های (۲۸-۳) تا (۳۰-۳) به ترتیب جابجایی در دیواره تونل در شرایط الاستیک، جابجایی در سقف تونل در شرایط الاستیک و جابجایی در دیواره تونل در شرایط پلاستیک را نشان می دهد:

$$u_{xe} = \frac{Z}{E} (2/24k - 0/716) \times 10^4 \quad (28-3)$$

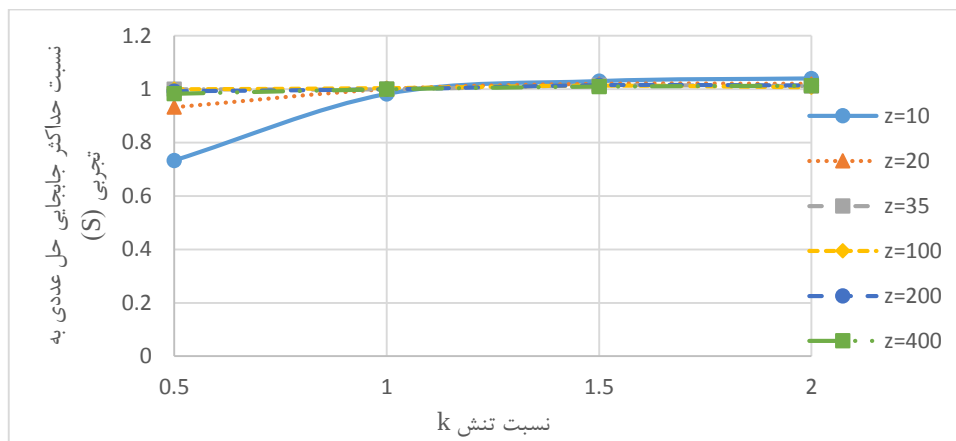
$$u_{ye} = \frac{Z - (k^2 - 1/5k - \frac{6/1}{k} + 12/7)}{E} (0/283 - 0/07K) \times 10^4 \quad (29-3)$$

$$u_{xp} = \frac{Z - (23k^2 - 78/5k + 123/25)}{E(2 + \frac{713/63e^{-6/45k}}{11})} (0/51k^2 - 0/989k + 1/0225) (1 + \frac{4/19 \times 10^4}{E})^{r-K} \quad (30-3)$$

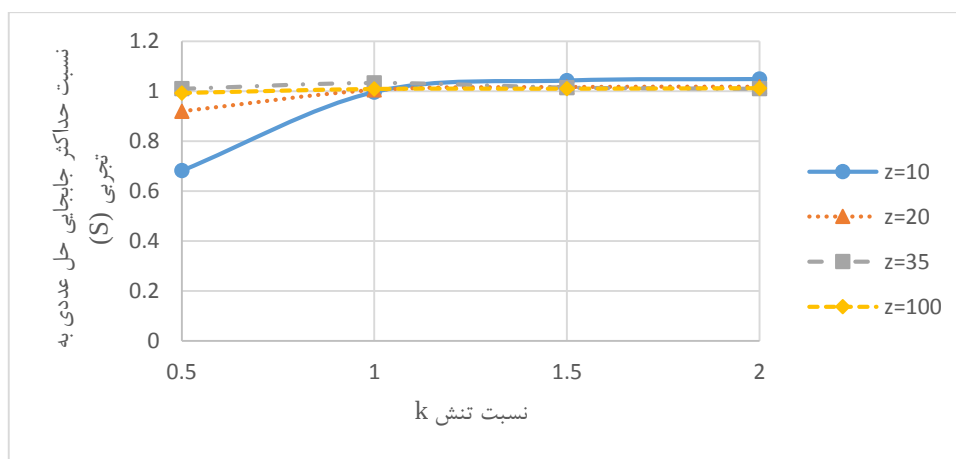
در فرمول های (۲۸-۳) تا (۳۰-۳) مقادیر شعاع تونل و نسبت پواسون ثابت و برابر ۵ و ۰/۲۵ در نظر گرفته شده است، بنابراین برای ساختن فرمول کلی باید تاثیر شعاع تونل و نسبت پواسون نیز در نظر گرفته شود.

در سقف تونل در شرایط پلاستیک، به دلیل غیر نرمال بودن داده ها و نسبت جابجایی های متفاوت در شرایط یکسان امکان محاسبه فرمول تجربی که نتایج قابل قبولی را ارائه کند وجود نداشت.

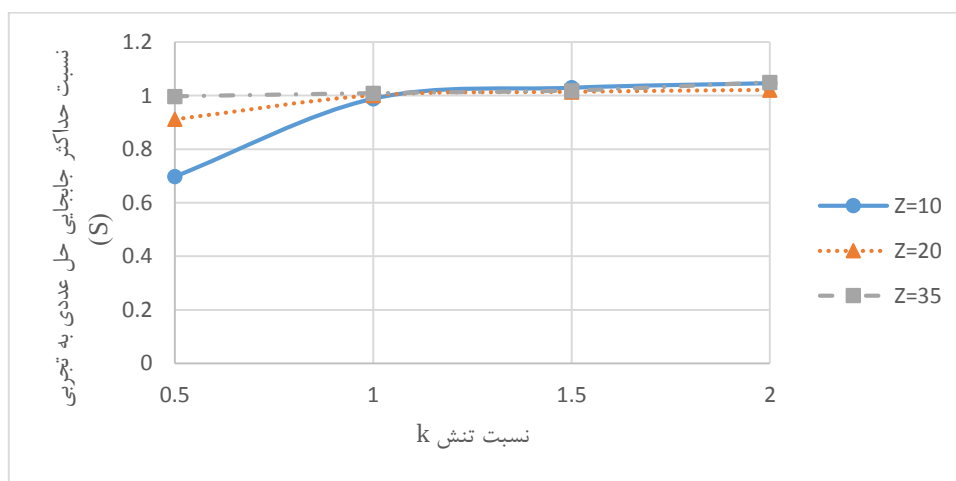
در شکل های (۹۳-۳) تا (۱۰۰-۳) نسبت نتایج عددی به نتایج تجربی نشان داده شده است.



شکل (۹۳-۳) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به فرمول تجربی (S) در دیواره تونل برای محیط الاستیک، بر حسب نسبت تنش‌های برجا (k) در عمق‌های مختلف در سنگ سخت

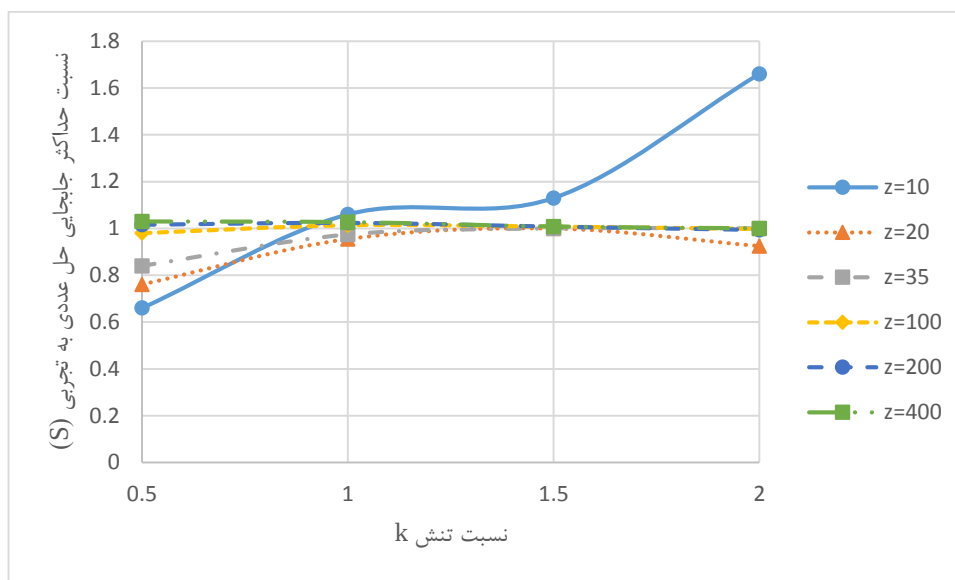


شکل (۹۴-۳) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به فرمول تجربی (S) در دیواره تونل برای محیط الاستیک، بر حسب نسبت تنش‌های برجا (k) در عمق‌های مختلف در سنگ متوسط

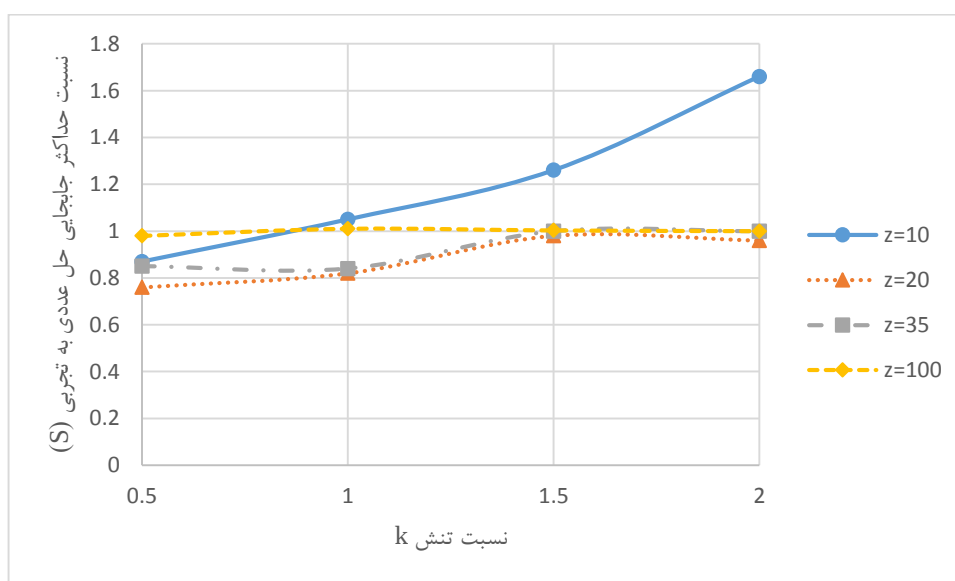


شکل (۹۵-۳) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به فرمول تجربی (S) در دیواره تونل برای محیط الاستیک، بر حسب نسبت تنش‌های برجا (k) در عمق‌های مختلف در سنگ ضعیف

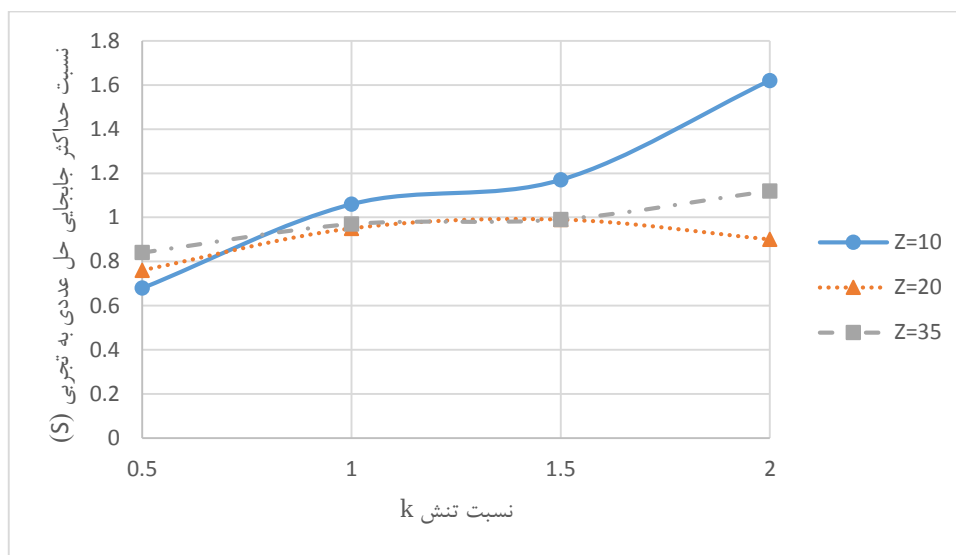
همان طور که در اشکال (۳-۹۳) تا (۳-۹۵) مشاهده می‌شود، مطابق فرمول (۳-۲۸) که جابجایی در دیواره تونل در شرایط الاستیک را نشان می‌دهد، نسبت نتایج عددی به تجربی نزدیک به ۱ در تمامی نسبت‌های تنش است و این نشان دهنده دقت کاملاً بیش‌تر فرمول تجربی ارائه شده نسبت به فرمول ارائه شده در روش تحلیلی است.



شکل (۳-۹۶) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به فرمول تجربی (S) در تاج تونل برای محیط الاستیک، بر حسب نسبت تنش‌های برجا (k) در عمق‌های مختلف در سنگ سخت

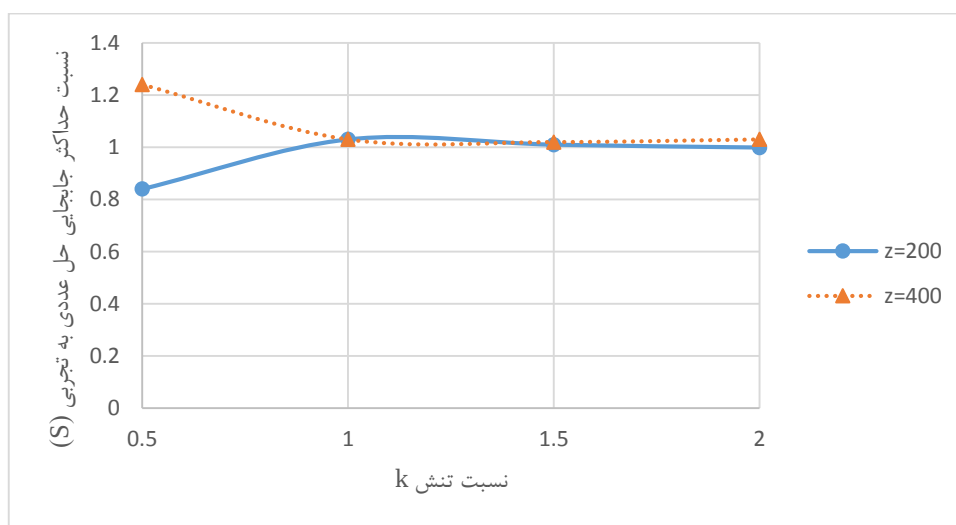


شکل (۳-۹۷) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به فرمول تجربی (S) در تاج تونل برای محیط الاستیک، بر حسب نسبت تنش‌های برجا (k) در عمق‌های مختلف در سنگ متوسط

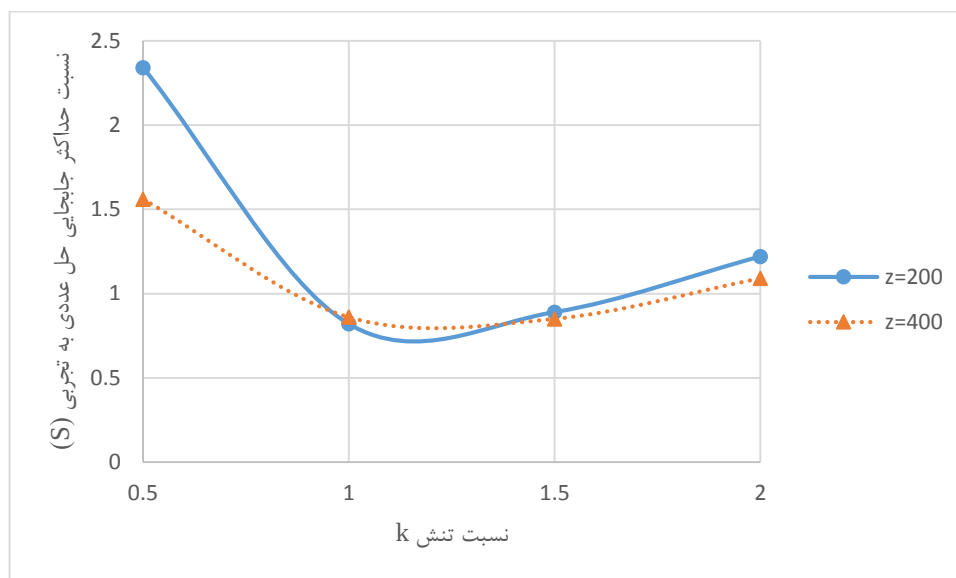


شکل (۹۸-۳) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به فرمول تجربی (S) در تاج تونل برای محیط الاستیک، بر حسب نسبت تنش‌های برجا (k) در عمق‌های مختلف در سنگ ضعیف

اشکال (۹۶-۳) تا (۹۸-۳) نسبت نتایج عددی به تجربی در سقف تونل در شرایط الاستیک را نشان می‌دهد، با توجه به تاثیر نسبت تنش برجا بر روی نسبت Z ، نسبت روش عددی به روش تجربی مقداری از هم فاصله گرفته است با این حال، در این جا نیز نسبت فرمول تجربی ارایه شده دقت بسیار بیش‌تری نسبت به فرمول ارایه شده در روش تحلیلی دارد و برخلاف روش تحلیلی بالازدگی در آن مشخص شده است.



شکل (۹۹-۳) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به فرمول تجربی (S) در دیواره تونل برای محیط پلاستیک، بر حسب نسبت تنش‌های برجا (k) در عمق‌های مختلف در سنگ متوسط



شکل (۳-۱۰) تغییرات نسبت حداکثر جابجایی روش عددی به فرمول تجربی (S) در دیواره تونل برای محیط پلاستیک، بر حسب نسبت تنش‌های برجا (k) در عمق‌های مختلف در سنگ ضعیف

با توجه به شکل (۳-۹۹) در سنگ متوسط، نسبت جابجایی‌های روش عددی به تجربی قابل قبول و نزدیک به ۱ است ولی با کاهش مدول الاستیسیته، همان‌طور که در شکل (۳-۱۰) مشخص است نسبت جابجایی روش تجربی از روش عددی فاصله گرفته است که به علت غیر نرمال بودن داده‌ها است. از این موارد نتیجه می‌شود که امکان ساخت فرمول دقیق‌تری برای منطقه پلاستیک وجود ندارد، ولی امکان ساخت فرمول دقیق‌تر در منطقه الاستیک که قابلیت استفاده در تنش‌های برجا مختلف را داشته باشد وجود دارد.

در جدول (۳-۴) کل جابجایی‌های به دست آمده از روش‌های عددی، تحلیلی و تجربی در شش عمق، چهار نسبت تنش برجا و سه مدول الاستیسیته مختلف بررسی شده است که در مجموع با توجه به این‌که در عمق ۴۰۰ متری در سنگ ضعیف، منحنی محور X را قطع نکرده است، جابجایی‌ها در ۶۸ حالت مختلف بررسی شده است.

جدول (۳-۴) جابجایی‌های به‌دست آمده از روش‌های عددی، تحلیلی و تجربی

Z(m)	K	E(GPa)	U عددی دیواره	U عددی سقف	U تحلیلی	U تجربی دیواره	U تجربی سقف
۱۰	۰/۵	۰/۴۱۹	۰/۶۷	۴	۲/۹۷	۰/۹۶	۵/۹
۱۰	۰/۵	۴/۶	۰/۰۶	۰/۴۶	۰/۲۷	۰/۰۸۸	۰/۵۳
۱۰	۰/۵	۲۶/۹	۰/۰۱۱	۰/۰۶	۰/۰۴۶۱	۰/۰۱۵	۰/۰۹۲
۱۰	۱	۰/۴۱۹	۳/۶	۲/۱۲	۳/۹۶	۳/۶۴	۱/۹۹
۱۰	۱	۴/۶	۰/۳۳	۰/۱۹	۰/۳۶	۰/۳۳۱	۰/۱۸۱
۱۰	۱	۲۶/۹	۰/۰۵۶	۰/۰۳۳	۰/۰۶۱۵	۰/۰۵۷	۰/۰۳۱
۱۰	۱/۵	۰/۴۱۹	۶/۵	۰/۴۱	۴/۹۵	۶/۳۱	۰/۳۵
۱۰	۱/۵	۴/۶	۰/۶	۰/۰۳۹	۴/۵	۰/۵۷۵	۰/۰۳۱
۱۰	۱/۵	۲۶/۹	۰/۱۰۱	۰/۰۰۶	۰/۰۷۶۹	۰/۰۹۸	۰/۰۰۵۳
۱۰	۲	۰/۴۱۹	۹/۴	-۱/۳	۵/۹۴	۸/۹۸	-۰/۸
۱۰	۲	۴/۶	۰/۸۶	-۰/۱۲	۵/۴	۰/۸۲	-۰/۰۷۲
۱۰	۲	۲۶/۹	۰/۱۴۶	-۰/۰۲	۰/۰۹۲	۰/۱۴	-۰/۰۱۳
۲۰	۰/۵	۰/۴۱۹	۱/۷۶	۸/۹	۵/۹۲۵	۱/۹۳	۱۱/۸
۲۰	۰/۵	۴/۶	۰/۱۶۲	۰/۸۱	۰/۵۴	۰/۱۷۶	۱/۰۷
۲۰	۰/۵	۲۶/۹	۰/۰۲۸	۰/۱۴	۰/۰۹۲	۰/۰۳	۰/۱۸۴
۲۰	۱	۰/۴۱۹	۷/۲۹	۶/۷	۷/۹	۷/۲۸	۷/۰۷
۲۰	۱	۴/۶	۰/۶۶۵	۰/۶۱	۰/۷۲	۰/۶۶۲	۰/۷۴
۲۰	۱	۲۶/۹	۰/۱۱۴	۰/۱۰۵	۰/۱۲۳	۰/۱۱۴	۰/۱۱
۲۰	۱/۵	۰/۴۱۹	۱۲/۸	۴/۵۳	۹/۸۷۵	۱۲/۶۲	۴/۵۸
۲۰	۱/۵	۴/۶	۱/۱۷	۰/۴۱	۰/۹	۱/۱۵	۰/۴۱۸
۲۰	۱/۵	۲۶/۹	۰/۲	۰/۰۷۱	۰/۱۵۴	۰/۱۹۶	۰/۰۷۱
۲۰	۲	۰/۴۱۹	۱۸/۳۵	۲/۳۵	۱۱/۸۵	۱۷/۹۷	۲/۶۲
۲۰	۲	۴/۶	۱/۶۷	۰/۲۲	۱/۰۸	۱/۶۴	۰/۲۳
۲۰	۲	۲۶/۹	۰/۲۸۵	۰/۰۳۷	۰/۱۸۴۵	۰/۲۸	۰/۰۴
۳۵	۰/۵	۰/۴۱۹	۳/۳۶	۱۷/۴	۱۰/۳۷	۳/۳۷	۲۰/۷
۳۵	۰/۵	۴/۶	۰/۳۱	۱/۵۸	۰/۹۴۵	۰/۳۰۷	۱/۸۷
۳۵	۰/۵	۲۶/۹	۰/۰۵۳	۰/۲۷	۰/۱۶۱	۰/۰۵۳	۰/۳۲۲
۳۵	۱	۰/۴۱۹	۱۲/۸۶	۱۴/۲	۱۳/۸۳	۱۲/۷۴	۱۴/۷
۳۵	۱	۴/۶	۱/۲	۱/۳	۱/۲۶	۱/۱۶	۱/۵۵
۳۵	۱	۲۶/۹	۰/۲	۰/۲۲۲	۰/۲۱۵	۰/۲	۰/۲۲۸
۳۵	۱/۵	۰/۴۱۹	۲۲/۵	۱۰/۸	۱۷/۲۹	۲۲/۰۹	۱۰/۹
۳۵	۱/۵	۴/۶	۲/۰۴	۱	۱/۵۷۵	۲/۰۱	۱
۳۵	۱/۵	۲۶/۹	۰/۳۴۸	۰/۱۷	۰/۲۶۹	۰/۳۴۳	۰/۱۷
۳۵	۲	۰/۴۱۹	۳۳	۸/۷۲	۲۰/۷۵	۳۱/۴۴	۷/۷۵

35	2	4/6	2/9	0/71	1/89	2/87	0/71
35	2	26/9	0/496	0/121	0/3225	0/49	0/121
100	0/5	0/419	25/49	69/06	32/85	10/88	-
100	0/5	4/6	0/874	5/27	2/7	0/88	5/39
100	0/5	26/9	0/15	0/9	0/461	0/15	0/92
100	1	0/419	49/02	62/04	52	60/5	-
100	1	4/6	3/34	4/41	3/6	3/31	4/35
100	1	26/9	0/572	0/753	0/615	0/57	0/742
100	1/5	0/419	84/59	82/51	78/22	95/1	-
100	1/5	4/6	5/81	3/52	4/5	5/75	3/51
100	1/5	26/9	0/993	0/605	0/769	0/98	0/6
100	2	0/419	132/83	136/1	112/04	108	-
100	2	4/6	8/3	2/73	5/4	8/2	2/73
100	2	26/9	1/41	0/464	0/922	1/4	0/465
200	0/5	0/419	170/2	223/58	112/04	109	-
200	0/5	4/6	1/81	11	5/38	2/17	-
200	0/5	26/9	0/298	1/87	0/9225	0/3	1/84
200	1	0/419	209/4	244/92	207	243	-
200	1	4/6	6/68	9/18	7/17	6/45	-
200	1	26/9	1/14	1/57	1/23	1/14	1/533
200	1/5	0/419	273/48	422/2	346/38	323/2	-
200	1/5	4/6	12	8/09	9/24	11/82	-
200	1/5	26/9	1/99	1/27	1/54	1/96	1/26
200	2	0/419	399/24	677/38	535/16	365/2	-
200	2	4/6	18/05	8/77	11/7	18/08	-
200	2	26/9	2/83	0/99	1/845	2/79	0/996
400	0/5	0/419	-	-	-	-	-
400	0/5	4/6	7/62	25/48	11/7	6/12	-
400	0/5	26/9	0/59	3/81	1/845	0/6	3/68
400	1	0/419	-	-	-	-	-
400	1	4/6	16/75	22/84	17/78	16/13	-
400	1	26/9	2/28	3/2	2/46	2/28	3/115
400	1/5	0/419	-	-	-	-	-
400	1/5	4/6	29/2	27/42	25/63	28/5	-
400	1/5	26/9	3/97	2/6	3/075	3/93	2/58
400	2	0/419	-	-	-	-	-
400	2	4/6	45	41/1	35/24	43/6	-
400	2	26/9	5/66	2/05	3/69	5/59	2/05

۳-۹- جمع بندی

در این فصل ابتدا روش های تحلیلی، معیار شکست استفاده شده موهر- کولمب و فرمول های لازم در آن بررسی شد. سپس روش عددی، با استفاده از نرم افزار FLAC و مدل سازی های اولیه توضیح داده شد. مدل سازی در سه محیط مقاومتی سخت، متوسط و ضعیف در برگیرنده تونل انجام شد و پارامترهای توده سنگ با استفاده از نرم افزار RocData به دست آمد.

در دیواره تونل و در محیط الاستیک حل مدل سازی عددی و تحلیلی در شرایط تنش همسانگرد و هیدرواستاتیک در همه عمق ها تقریباً بر هم منطبق بودند. با بررسی نتایج سه محیط در دیواره تونل، مشاهده شد تا زمانی که سنگ در محدوده الاستیک قرار دارد، نمودارهای نسبت حل عددی به تحلیلی برای تنش برجا تا اندازه ای بر هم منطبق اند و از این موضوع می توان نتیجه گرفت که عمق و جنس سنگ در نسبت حل عددی به تحلیلی در محدوده الاستیک در دیواره تا اندازه ای بی تاثیر است و فقط نسبت تنش برجا (k) در این مقدار موثر است. با دور شدن نسبت تنش از مقدار همسانگرد در دیواره تونل در شرایط الاستیک، حل عددی و تحلیلی نیز فاصله گرفته و از حل تحلیلی جواب دقیق و قابل قبولی به دست نمی آید. با افزایش عمق و رفتن به منطقه پلاستیک، در محیط تنش غیر همسانگرد در دیواره تونل اختلاف روش عددی و تحلیلی کمتر و کمتر شده و به سمت ۱ میل می کند

جابجایی تاج در حالت شرایط تنش محیط ایزوتروپ در عمق کم تونل (کمتر از ۳۰ متر) به خوبی دیواره تونل دارای انطباق با نسبت S برابر ۱ نبود و این مساله به این علت است که عمق حفاری تاثیر بیشتری روی جابجایی تاج نسبت به جابجایی دیواره دارد، به خصوص این جابجایی در عمق های کم تر بسیار بیش تر بوده است. در شرایط همسانگرد وقتی میزان روباره از ابعاد مدل که در اینجا از مرکز تونل ۳۰ متر است کمتر شود، مقدار نسبت حل عددی به تحلیلی (S) کمتر از ۱ و زمانی که میزان روباره بیش تر از ۳۰ متر شود، نسبت حل عددی به تحلیلی بیشتر از ۱ می شود. در شرایط ایزوتروپ در منطقه

الاستیک برای عمق‌های زیاد، حل تحلیلی و عددی از یکدیگر بیشتر فاصله گرفته است. همچنین با افزایش نسبت تنش (K) مقدار نسبت S به میزان قابل توجهی کاهش خواهد یافت

در نهایت فرمول‌های تجربی با استفاده از داده‌های عددی، در دیواره در محیط الاستیک و پلاستیک و در سقف تونل در محیط الاستیک، برای بهبود روش تحلیلی ارائه شده و نسبت روش عددی به روش تجربی مورد بررسی قرار گرفت که در در محیط الاستیک در نسبت تنش‌های مختلف جواب قابل قبولی ارائه شد در حالی که در محیط پلاستیک به دلیل غیر نرمال بودن داده‌ها فرمول تجربی قابل قبول نبود.

فصل چهارم

مقایسه تحلیلی و عددی منحنی عکس العمل زمین در

تونل البرز

۴-۱- مقدمه

در این فصل به معرفی تونل البرز و مشخصات مقطع تونل و زمین حفاری در مقطع ۵۵۰۰ متر پرداخته شده است، سپس منحنی GRC مقطع تونل در پروفیل مورد نظر برای دیواره و سقف با روش عددی به دست آمده است و همان سطح مقطع تونل را برای حالت دایره‌ای با مساحت سطح مقطع مشابه شبیه‌سازی کرده و با روش عددی و روش تحلیلی، منحنی GRC تونل دایره‌ای شکل را رسم کرده و مقایسه شد، دلیل معادل‌سازی مقطع تونل به مقطع دایره، امکان استفاده از روش تحلیلی با فرض دایره‌ای بودن مقطع تونل است، در ادامه انواع روش‌های تجربی برای به دست آوردن نسبت تنش افقی به قائم (k) بررسی شده و با داده‌های ابزار دقیق برای انتخاب k مناسب مقایسه شده و مقدار k مناسب انتخاب شده است. به این ترتیب با توجه به شکل مقطع و مقطع دایره معادل‌سازی شده، محدودیت منحنی عکس‌العمل زمین برای مقطع مورد نظر با توجه به نتایج فصل قبل بررسی می‌شود.

۴-۲- معرفی پروژه تونل البرز

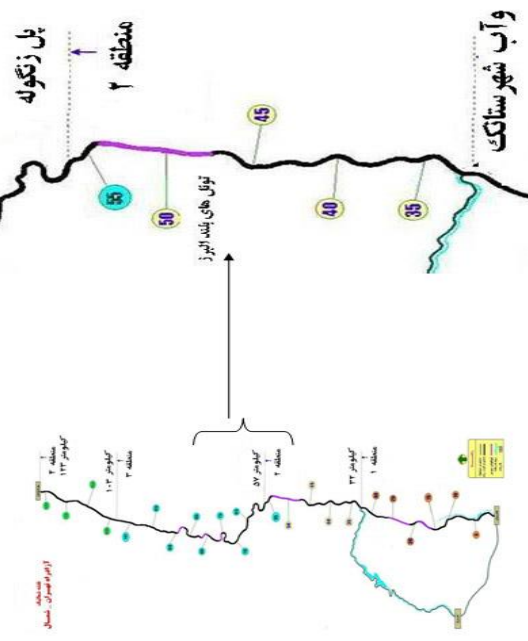
طرح احداث بزرگراه ۱۲۱ کیلومتری تهران- شمال از سال ۱۳۵۳ برنامه‌ریزی شده که از سال ۱۳۷۷ عملیات احداث آن آغاز شده است و به چهار قطعه تقسیم شده که تاکنون تنها قطعه چهارم آن راه‌اندازی شده و به بهره‌برداری رسیده است. مسیر آزادراه از تقاطع غیر هم‌سطح با بزرگراه شهید همت و بزرگراه آزادگان شروع و در امتداد دره کن پس از گذشتن از حاشیه روستای سولقان به تدریج از منطقه کوهستانی توچال عبور کرده و سپس توسط تونل بلند تالون به طول ۴۹۰۰ متر این رشته‌کوه را قطع نموده و در دامنه‌های شمالی آن در منطقه دوآب شهرستانک قرار می‌گیرد. (اجرای این قسمت که طول تقریبی آن ۳۲ کیلومتر است، باعث می‌شود مسیر فعلی حدود ۶۰ کیلومتر کوتاه‌تر شود). پس از آن، مسیر به موازات جاده قدیم کرج- چالوس امتداد یافته و در دره سرهنگ وارد تونل البرز شده و در پل زنگوله خارج می‌شود، سپس با عبور از ارتفاعات البرز به موازات جاده موجود کرج- چالوس تا شهر چالوس ادامه یافته و در نهایت با یک تقاطع غیر هم‌سطح به

کمربندی چالوس- تنکابن متصل می‌شود. تونل البرز در مسیر قطعه دوم این پروژه قرار دارد، این قطعه از دوآب شهرستانک تا پل زنگوله را شامل می‌شود و ۲۵ کیلومتر طول دارد. این مسیر در مجموع ۲۰ دستگاه تونل دارد و تونل البرز که با ۶ هزار و ۳۸۷ متر طول، بزرگ‌ترین تونل این آزادراه محسوب می‌شود، در این قطعه قرار دارد [۳۹].

در ادامه در شکل (۴-۱) (الف) محل تونل البرز واقع در قطعه دوم از پروژه چهار منطقه‌ای آزادراه تهران- شمال و در شکل (ب) موقعیت جاده‌ای بین شهری این تونل نمایش داده شده است.



(ب)



(الف)

شکل (۴-۱) موقعیت جغرافیایی تونل البرز (الف) تونل البرز در منطقه ۲ پروژه آزادراه واقع شده است. (ب) محل تقریبی تونل البرز با فلش بلندتر مشخص شده است [۳۹].

۴-۲-۱- وضعیت زمین‌شناسی منطقه و پارامترهای تونل البرز

تونل البرز از لحاظ زمین‌شناسی در سازند شمشک و کرج قرار دارد. تونل اکتشافی تونل البرز به‌وسیله TBM به قطر ۵/۵ متر و طولی معادل تونل البرز حفاری شده است. از آن‌جا که طول تونل زیاد است، بنابراین حفاری از دو طرف تونل (دهانه شمالی و جنوبی) در حال انجام است. این مطالعه

بر روی دهانه شمالی به متر اژ ۵۵۰۰ متر انجام گرفته است. برداشت زمین‌شناسی مهندسی تونل اکتشافی البرز از دهانه شمالی توسط زمین‌شناسان روسی و ایرانی انجام شده است.

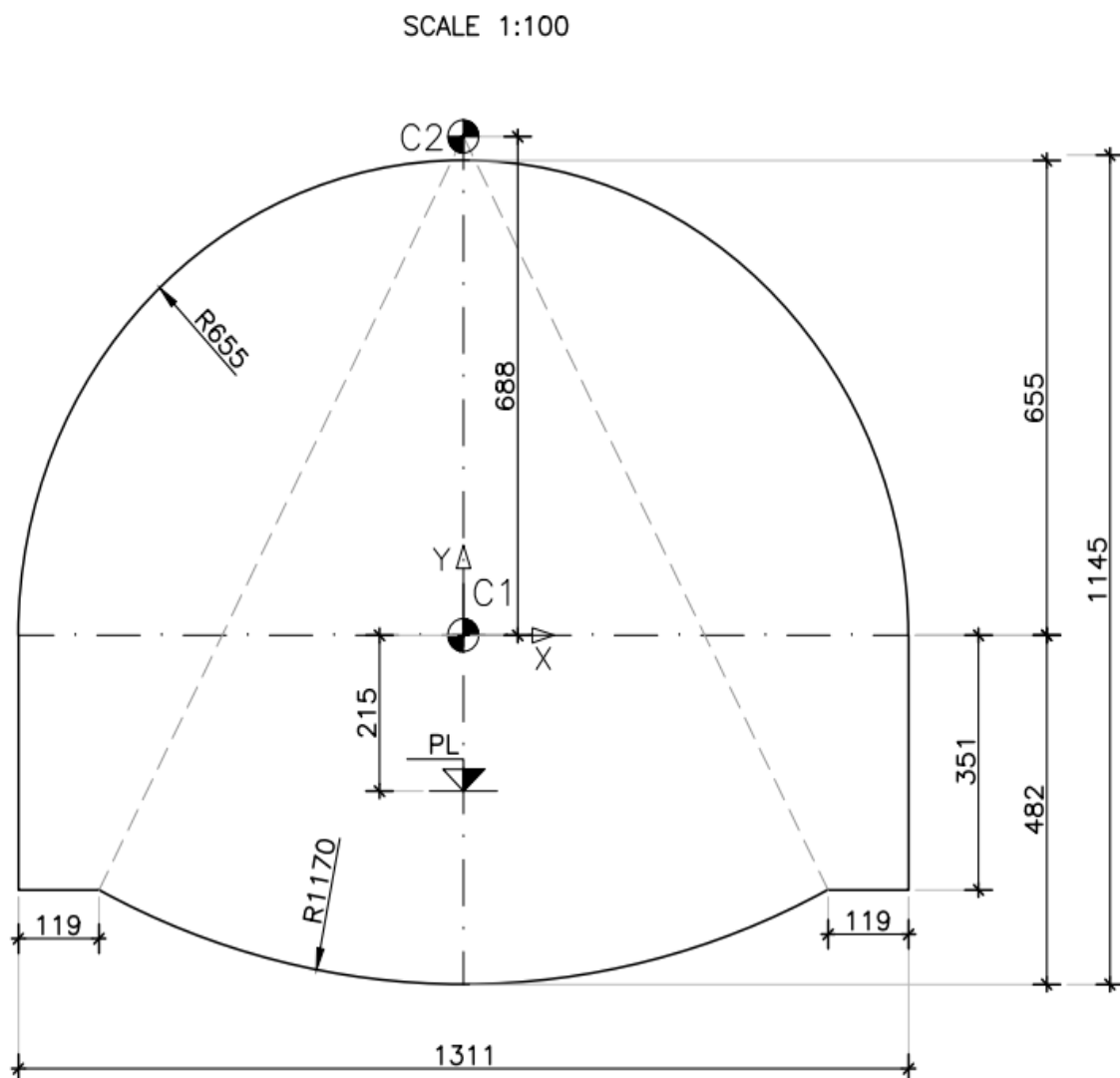
لازم به ذکر است که حفاری تونل اکتشافی البرز در بیش تر نواحی محدوده مورد بررسی پس از حفاری چال و گمانه پیشگام صورت گرفته است. غالباً چال‌های پیشگام افقی (بدون مغزه‌گیری) به عمق ۲۵-۳۵ متر و بعضاً گمانه‌های پیشگام (همراه با مغزه‌گیری) حفاری شده است. لیتولوژی مسیر تونل در دهانه شمالی عمدتاً از توف‌ها (سیاه، سبز، خاکستری)، آندزیت (سبز و خاکستری)، انیدریت، سنگ‌آهک، ماسه‌سنگ، آرژلیت و گابرو تشکیل شده است. مقاومت فشاری تک‌محوره تخمین زده شده برای این سنگ‌ها از ۲۰ تا ۱۲۰ مگا پاسکال متغیر است. مقطع مورد نظر با متر اژ ۵۵۰۰ متر عمدتاً از آندزیت، توف سبز و توف سیاه تشکیل شده است و پارامترهای مورد نیاز برای تحلیل تونل در جدول (۱-۴) آورده شده است [۳۹]. با توجه به سنگ‌های مختلف، میانگین تقریبی از داده‌ها گرفته شد و همچنین پروفیل طولی از تونل اکتشافی در شکل (۲-۴) نمایش داده شده است.

جدول (۱-۴) پارامترهای تونل البرز در مقطع با متر اژ ۵۵۰۰ [۳۹].

ردیف	مشخصه	علامت	مقدار	واحد
۱	عمق تونل	Z	۳۹۰	m
۲	مدول تغییر شکل‌پذیری توده سنگ	E_m	۶	GPa
۳	جرم مخصوص	ρ	۲۷۰۰	Kg / m ^۳
۴	نسبت پواسون	ν	۰/۲۵	-
۵	زاویه اصطکاک داخلی	φ	۳۸	درجه
۶	چسبندگی	C	۱/۵	MPa
۷	مقاومت فشاری توده سنگ	σ_c	۸۵	MPa

۴-۲-۲- مقطع تونل

حفاری تونل به روش آتشباری کنترل شده انجام می گیرد. با توجه به شکل (۴-۳) تونل به شکل نعل اسبی است که نیم دایره بالایی در مرحله اول حفاری شده و سیستم نگهداری اولیه نصب شده است و پس از پایدارسازی این ناحیه، قسمت پایین تونل حفر شده و نگهداری نصب می شود.



شکل (۴-۳) مقطع عرضی تونل [۳۹].

۴-۳- معادل سازی مقطع تونل با مقطع دایره

برای معادل سازی مقطع تونل با مقطع دایره ای ابتدا مساحت تونل را به دست آورده که برابر $۱۲۳/۰۱$ متر مربع بوده و مساحت دو مقطع را برابر قرار می دهیم و به این ترتیب شعاع تونل دایره ای

به دست آمد.

$$۱۲۳/۰۱ = \pi r^2 \Rightarrow r = ۶/۲۶$$

۴-۴- تخمین نسبت تنش افقی به تنش قائم در مقطع انتخابی مورد نظر

تنش‌های برجا یا به صورت مستقیم اندازه‌گیری می‌شوند یا این که با استفاده از روابط تجربی تخمین زده می‌شوند. تعیین مقدار تنش‌های برجا به صورت اندازه‌گیری مستقیم، آزمایش پر هزینه‌ای است، به این علت اغلب از روش‌های تجربی استفاده می‌شود.

از آن جا که اندازه‌گیری تنش برجا در منطقه انجام نشده است برای تخمین راستای تنش‌های برجا در تونل البرز از داده‌های ابزار دقیق نصب شده کمک گرفته می‌شود و با توجه به روش‌های تجربی مقدار تخمینی k برآورد شد.

فرض شد که توده سنگ الاستیک خطی، همگن و تقریباً همسانگرد است، با تنها عمل نیروهای گرانشی و با این فرض که تاریخ بارگذاری بر چگونگی ساخت تنش برجا تاثیری ندارد، یک رابطه برای به دست آوردن k طبق فرمول زیر است:

$$k = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (۱-۴)$$

ترزاقی^۱ و ریچارت^۲ در سال ۱۹۵۲ پیشنهاد کردند که این شرایط تنها برای اقشار سنگ‌های رسوبی در مناطق زمین‌شناسی دست نخورده راضی کننده است، اما این فرمول برای استفاده در مورد تونل کم عمق منطقی نیست [۴۰].

^۱ Terzaghi

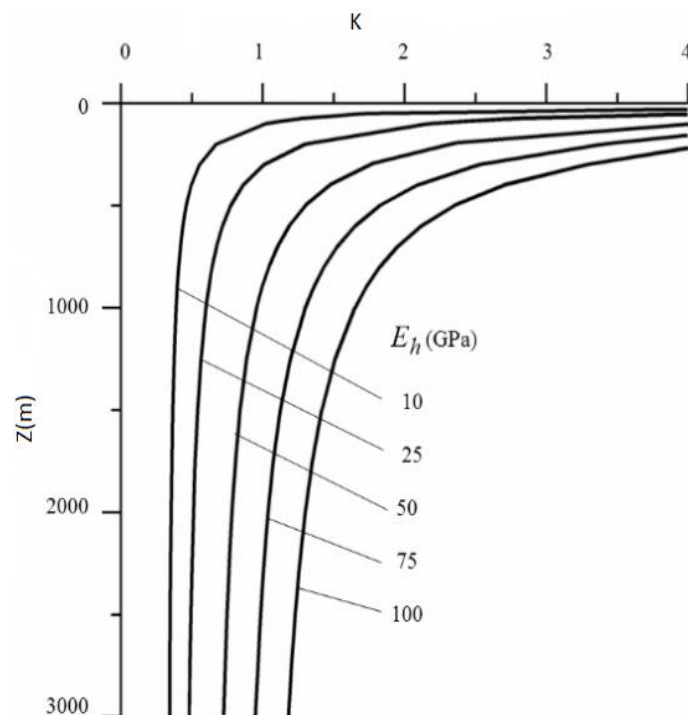
^۲ Richart

پس از آن، یک مدل تنش حرارتی الاستو-پلاستیک از زمین توسط شئوری^۱ در سال ۱۹۹۴ ارائه شد. این مدل به میزان انحنای پوسته و تنوع ثابت الاستیک، چگالی و ضریب انبساط حرارتی پوسته و گوشته بستگی دارد. با استفاده از این مدل، نسبت تنش را می‌توان با معادله زیر به دست آورد که تنوع نسبت تنش نیز در شکل (۴-۶) نشان داده شده است [۴۱]:

(۲-۴)

$$k = 0.25 + 7E_h \left(0.01 + \frac{1}{Z} \right)$$

Z نشان دهنده عمق است و E_h مدول الاستیک بر حسب GPa را نشان می‌دهد.



شکل (۴-۴) طرح از معادله (۴-۲) که نشان دهنده تنوع نسبت تنش در محل با عمق است [۴۱].

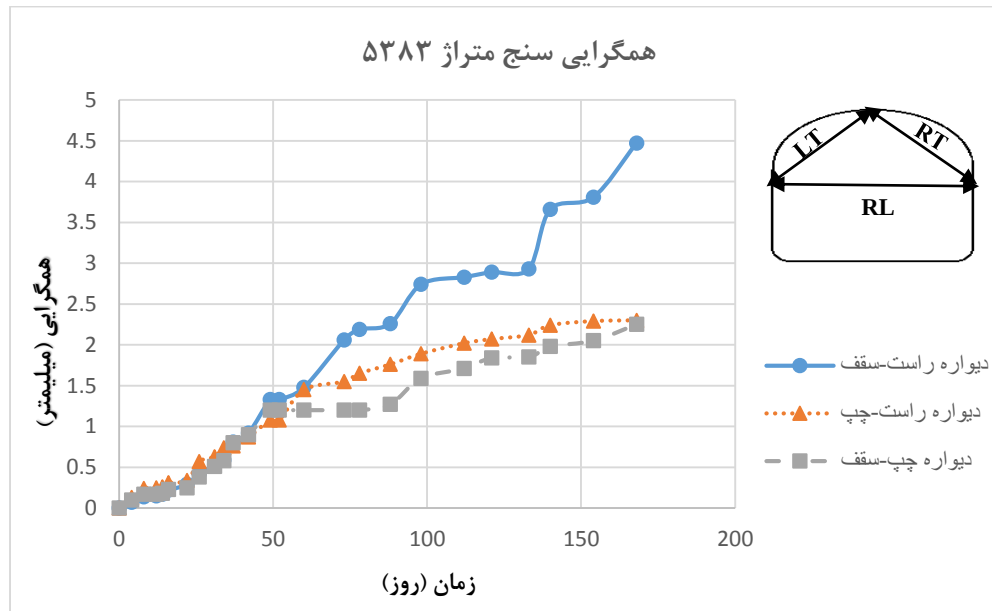
همچنین برای تعیین مقدار k روابط تجربی دیگری پیشنهاد شده‌اند که در جدول (۲-۴) بیان شده است.

^۱ Sheorey

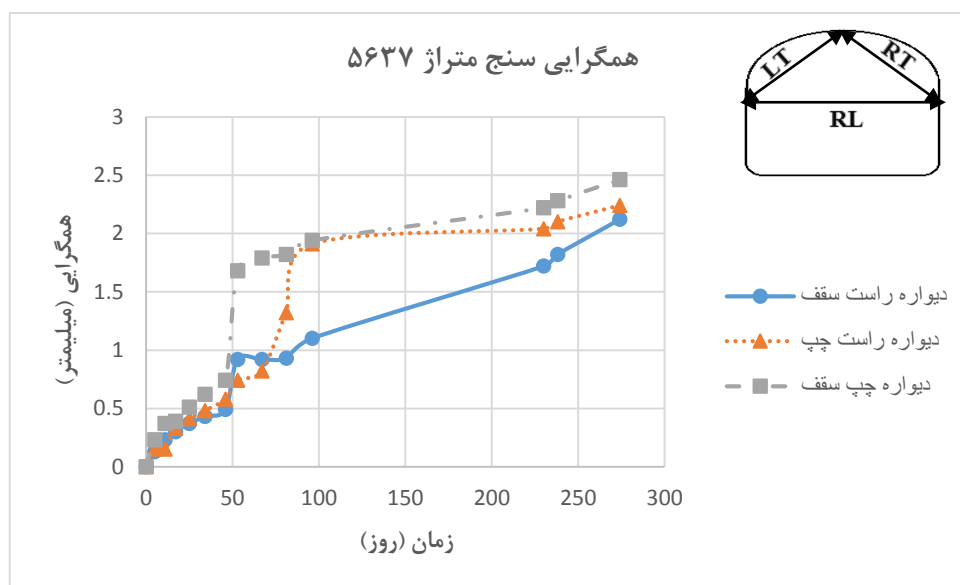
جدول (۴-۲) روابط تجربی برای تعیین مقدار k [۴۲] و [۴۳]

منبع	تغییرات مقدار k بر اساس عمق یا نسبت پواسون (ν)	مکان و بازه عمقی (m)
Terzaghi and Richart (1952)	$k = \frac{\nu}{1-\nu} = 0.333$	-
Van Heerden (1976)	$k = 0.448 + \frac{248}{z} = 1.08$	آفریقای جنوبی (۰-۲۵۰۰)
Hoek and Brown (1980)	$0.3 + \frac{100}{z} < k < 0.5 + \frac{1500}{z} \Rightarrow 0.55 < k < 4.35$	گستره‌ی جهانی (۰-۳۰۰۰)
Li (1986)	$0.3 + \frac{100}{z} < k < 0.5 + \frac{440}{z} \Rightarrow 0.55 < k < 1.63$	چین (۰-۵۰۰)
Rummel (1986)	$0.5 + \frac{150}{z} < k < 0.98 + \frac{250}{z} \Rightarrow 0.88 < k < 1.62$	گستره‌ی جهانی (۵۰۰-۳۰۰۰)
Herget (1987)	$k = 1.25 + \frac{267}{z} = 1.93$	کانادا (۰-۲۰۰)
Sheorey (1994)	$k = 0.25 + \nu E_h \left(0.01 + \frac{1}{z} \right) = 0.4$	-
Sheorey (2001)	$k = 0.33 + 9.5 E_h \left(0.01 + \frac{1}{z} \right) = 0.53$	-
Rummel (2002)	$0.66 + \frac{72}{z} < k < 1.3 + \frac{110}{z} \Rightarrow 0.84 < k < 1.58$	هنگ کنگ (۰ تا ۲۰۰)

همچنین داده‌های ابزار دقیق همگرایی سنجی در نقاط نزدیک به متراژ ۵۵۰۰ m مورد بررسی قرار می‌گیرد تا از نظر کیفی مقدار تخمینی k برای قسمت مورد نظر به دست آید. در شکل‌های (۴-۷) و (۴-۸) داده‌های همگرایی سنجی ابزار دقیق آورده شده است.



شکل (۴-۵) نمودار جابجایی همگرایی در سه نقطه دیواره‌های سمت چپ و راست و سقف تونل در مترائ ۵۳۸۳m [۳۹]



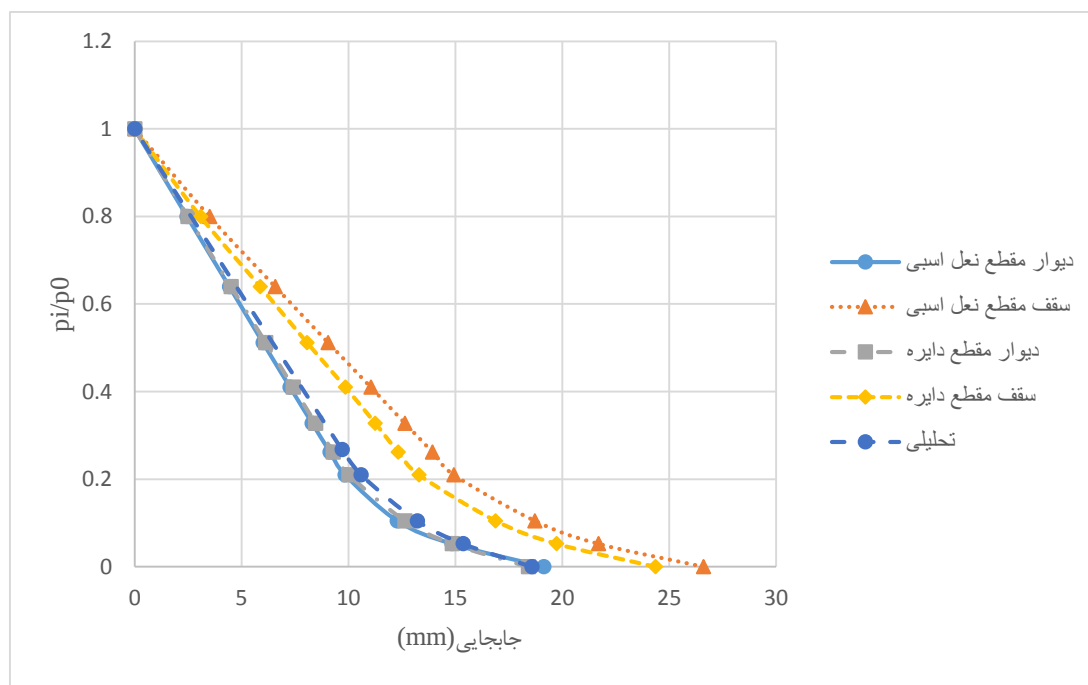
شکل (۴-۶) نمودار جابجایی همگرایی در سه نقطه دیواره‌های سمت چپ و راست و سقف تونل در مترائ ۵۶۳۷m [۳۹]

همان‌طور که از اشکال (۴-۷) و (۴-۸) مشخص است، در هر دو نمودار جابجایی دیواره راست-چپ در وسط دو نمودار جابجایی دیواره راست-سقف و دیواره چپ-سقف است، در شکل اول دیواره راست-سقف جابجایی بیش‌تر و در شکل دوم دیواره چپ-سقف جابجایی بیش‌تری را نشان می‌دهد که می‌تواند ناشی از عوامل متعددی مانند گسل و درزه باشد. در نهایت با توجه به میزان جابجایی‌ها در

دو نمودار و مقدار k با توجه به فرمول‌های تجربی، مقدار تخمینی k در متر از ۵۵۰۰ متر نزدیک به ۱ در نظر گرفته شده است.

۴-۵- نتایج عددی و تحلیلی

با توجه به جدول (۴-۱) پارامترهای مورد نیاز برای تحلیل و مقدار k تخمینی به دست آمده که برابر ۱ است و مقدار شعاع دایره معادل مقطع تونل، تحلیل‌های عددی و تحلیلی با توجه به مطالب توضیح داده شده در فصل ۳ انجام گرفت که نتایج آن در شکل (۴-۹) نمایش داده شده است، همچنین نسبت روش‌های عددی به روش تحلیلی در جدول (۴-۳) بررسی شده است.



شکل (۴-۷) نتایج تحلیلی و عددی منحنی عکس‌العمل زمین در تونل البرز در متر از ۵۵۰۰ m

جدول (۴-۳) بررسی نسبت حداکثر جابجایی روش‌های عددی به تحلیلی (S)

روش تحلیلی / سقف مقطع تونل	روش تحلیلی / دیواره مقطع تونل	روش تحلیلی / دیواره مقطع دایره	روش تحلیلی / سقف مقطع دایره
۱/۴۳۲	۱/۰۳	۰/۹۹۱	۱/۳۱۱

همان‌طور که در شکل (۴-۹) دیده می‌شود، میزان جابجایی در مقطع نعل اسبی به مقدار کمی از جابجایی در مقطع دایره‌ای بیشتر است. مطابق تحلیل‌های انجام شده در فصل قبل، با افزایش عمق و رفتن به ناحیه پلاستیک در تنش همسانگرد، مقدار نسبت S در دیواره تغییر چندانی نداشته و نزدیک به ۱ است. در هر صورت جابجایی روش تحلیلی و دیواره مقطع دایره نزدیک به هم بوده و چون جابجایی در دیواره مقطع نعل اسبی و دایره‌ای تفاوت چندانی ندارند، نسبت جابجایی دیوار نعل اسبی به روش تحلیلی نیز نزدیک به ۱ است، بنابراین جابجایی تحلیلی تقریباً منطبق بر دیواره‌های ۲ مقطع است. در سقف تونل شرایط کمی متفاوت است و با توجه به نتایج فصل قبل، نسبت جابجایی روش عددی به روش تحلیلی بسته به عمق تونل متفاوت است و در عمق‌های بالا مقدار نسبت S حدود $1/3$ به دست آمده است. طبق جدول (۴-۲) نسبت جابجایی سقف با مقطع دایره به جابجایی در روش تحلیلی برابر $1/311$ است که مطابق با نتایج فصل قبل است و این نسبت برای سقف با مقطع تونل برابر $1/432$ است که نشان‌دهنده جابجایی بیشتر مقطع تونل به مقطع دایره است.

بنابراین می‌توان در جابجایی دیواره از روش تحلیلی با دقت بالا و در جابجایی سقف با دقت پایین‌تر استفاده کرد، همچنین میزان جابجایی‌ها در مقطع تونل از جابجایی در مقطع دایره‌ای بیشتر بوده است.

۴-۶- جمع‌بندی

برای به دست آوردن منحنی عکس‌العمل زمین دو روش تحلیلی و عددی وجود دارد که به علت محدودیت‌هایی که به دلیل فرضیات در روش تحلیلی وجود دارد به‌طور معمول از روش عددی استفاده می‌شود. در این فصل ابتدا به معرفی تونل البرز و تعیین پارامترهای مورد نیاز پرداخته شد، سپس مقطع مدل به مقطع دایره‌ای شکل شبیه‌سازی شد و با استفاده از روش تجربی و ابزار دقیق تونل، نسبت تنش افقی به قائم مناسب که برابر ۱ بود، انتخاب شد و در نهایت نمودارهای روش تحلیلی و عددی باهم مقایسه شدند که نتایج روش تحلیلی با نتایج روش عددی در دیواره تطابق خوبی داشت، ولی به مقدار

قابل توجهی کمتر از نتایج عددی در سقف بود، همچنین جابجایی به دست آمده در مقطع تونل مقداری از جابجایی در مقطع دایره‌ای بیشتر، ولی در عین حال قابل قبول بود.

فصل پنجم

نتیجه گیری و پیشنهادها

۵-۱- نتیجه‌گیری

منحنی عکس‌العمل زمین، توسط روش‌های تحلیلی و عددی، در دیواره و سقف تونل در سه نوع سنگ از نظر مقاومتی سخت، متوسط و ضعیف مورد بررسی قرار گرفت. با توجه به در نظر گرفتن محیط و عمق‌های متفاوت و شرایط ناهمسانگردی تنش‌ها جابجایی در دو محیط الاستیک و پلاستیک به‌وقوع پیوسته است که نتایج حاصل از هر مورد در ادامه بیان شده است.

۵-۱-۱- بررسی اثر نسبت تنش برجا (k) و عمق بر منحنی عکس‌العمل زمین

با افزایش نسبت تنش، جابجایی در دیواره تونل در همه حالات و با عمق‌های متفاوت افزایش یافته است، در حالی که در سقف تونل شرایط متفاوت بوده و به علت افزایش تنش جانبی در مواردی بالا زدگی نیز مشاهده می‌شود. در سقف در ناحیه الاستیک با افزایش نسبت تنش برجا جابجایی کاهش یافته است، اما با رفتن به ناحیه پلاستیک به‌خصوص برای نسبت تنش برجا (k) بالاتر از ۱، با افزایش نسبت تنش جابجایی بیش‌تر شده است.

در عمق‌های کم‌تر از ابعاد مش‌بندی جابجایی دیواره نسبت به سقف افزایش بیشتری داشته و با افزایش عمق به بیش از ۳۰ متر جابجایی در سقف بیش‌تر از جابجایی در دیواره به‌دست آمده است که با افزایش عمق جابجایی سقف شیب بیش‌تری نسبت به جابجایی دیواره حاصل شده است.

۵-۱-۲- بررسی محدودیت روش تحلیلی در مقایسه با دیواره تونل

در دیواره تونل و در محیط الاستیک حل مدل‌سازی عددی و تحلیلی در شرایط تنش همسانگرد و هیدرواستاتیک در همه عمق‌ها تقریباً بر هم منطبق بودند. مقدار نسبت S در تنش همسانگرد تقریباً عدد $۰/۹۳$ بوده، در حالی که مقدار تقریبی نسبت S در نسبت‌های تنش برجا (k) $۰/۵$ ، $۱/۵$ و ۲ در همه عمق‌ها به ترتیب برابر $۰/۳$ ، $۱/۳$ و $۱/۵۵$ به‌دست آمده است. با بررسی نتایج سه محیط در دیواره تونل، مشاهده شد تا زمانی که سنگ در محدوده الاستیک قرار دارد، نمودارهای نسبت حل عددی به تحلیلی

برای تنش برجا تا اندازه‌ای بر هم منطبق‌اند و از این موضوع می‌توان نتیجه گرفت که عمق و جنس سنگ در نسبت حل عددی به تحلیلی در محدوده الاستیک در دیواره تا اندازه‌ای بی‌تاثیر است و فقط نسبت تنش برجا (k) در این مقدار موثر است. با دور شدن نسبت تنش از مقدار همسانگرد در دیواره تونل در شرایط الاستیک، حل عددی و تحلیلی نیز فاصله گرفته و از حل تحلیلی جواب دقیق و قابل قبولی به دست نمی‌آید. با افزایش عمق و رفتن به منطقه پلاستیک، در محیط تنش غیر همسانگرد در دیواره تونل اختلاف روش عددی و تحلیلی کمتر و کمتر شده و به سمت ۱ میل می‌کند و در عمق حدود ۱۳۵ متری در سنگ ضعیف، نسبت حل عددی به تحلیلی در همه نسبت‌های تنش برجا (k) برابر و حدود ۱ به دست آمده است، در حالی که با افزایش بیشتر عمق و رفتن به سمت ناپایداری و ریزش نتایج برعکس شده، به این صورت که در نسبت تنش کم‌تر از ۱، نتایج عددی بزرگ‌تر از تحلیلی و در نسبت تنش بزرگ‌تر از ۱، نتایج تحلیلی بزرگ‌تر از عددی حاصل شده و همچنین در نسبت تنش برابر ۱، مقدار نسبت S برخلاف حالت‌های قبل بزرگ‌تر از ۱ به دست آمده است.

۵-۱-۳- بررسی محدودیت روش تحلیلی در مقایسه با تاج تونل

جابجایی تاج در حالت شرایط تنش محیط ایزوتروپ در عمق کم تونل (کم‌تر از ۳۰ متر) به خوبی دیواره تونل دارای انطباق با نسبت S برابر ۱ نبود و این مساله به این علت است که عمق حفاری تاثیر بیشتری روی جابجایی تاج نسبت به جابجایی دیواره دارد، به خصوص این جابجایی در عمق‌های کم‌تر بسیار بیش‌تر بوده است. در شرایط همسانگرد وقتی میزان روباره از ابعاد مدل که در اینجا از مرکز تونل ۳۰ متر است کم‌تر شود، مقدار نسبت حل عددی به تحلیلی (S) کمتر از ۱ و زمانی که میزان روباره بیش‌تر از ۳۰ متر شود، نسبت حل عددی به تحلیلی بیش‌تر از ۱ می‌شود. در شرایط ایزوتروپ در منطقه الاستیک برای عمق‌های زیاد، حل تحلیلی و عددی از یکدیگر بیشتر فاصله گرفته است. همچنین با افزایش نسبت تنش (K) مقدار نسبت S به میزان قابل توجهی کاهش خواهد یافت.

همچنین در نسبت تنش بر جای k برابر ۲ در عمق ۱۰ متر، با توجه به عمق کم تونل جابجایی‌های

تاج منفی شده است، یعنی تاج تونل به جای اینکه به سمت پایین حرکت کند به سمت بالا رفته و این مساله به این علت است که فشار محصور کننده در جهت افقی به اندازه کافی بزرگ بوده است.

در منطقه پلاستیک، منحنی عکس العمل زمین خط نسبت S برابر ۱ را قطع نکرده است و این نشان می دهد در مناطقی که شعاع ناحیه پلاستیک زیاد است، روش عددی در نسبت تنش های k مختلف جابجایی بیشتری نسبت به روش تحلیلی داشته است، در نسبت تنش های بالاتر تفاوت زیادی در مقدار S بین حالت الاستیک و پلاستیک ایجاد می شود، البته در عمق های مختلف حالت پلاستیک باهم اختلاف زیادی ندارد.

۵-۱-۴- ساختن فرمول تجربی و بررسی آن

با توجه به محدودیت های بیان شده در روش تحلیلی سعی شد فرمول های دقیق تری که امکان محاسبه نزدیک تر به واقعیت در نسبت تنش های مختلف، در نقاط سقف و دیواره را دارد ارائه شود. فرمول های زیر به ترتیب در دیواره تونل در محیط الاستیک، سقف تونل در محیط الاستیک و دیواره تونل در محیط پلاستیک با توجه به داده های روش عددی ساخته شده است.

$$u_{xe} = \frac{Z}{E} (2/24k - 0/716) \times 10^4$$

$$u_{ye} = \frac{Z - (k^2 - 1/5k - \frac{6/1}{k} + 12/7)}{E} (0/283 - 0/07K) \times 10^9$$

$$u_{xp} = \frac{Z - (23k^2 - 78/5k + 123/25)}{E(2 + \frac{713/63e^{-4/45k}}{11})} (0/51k^2 - 0/989k + 1/0225) (1 + \frac{4/19 \times 10^4}{E})^{2-K}$$

در دیواره تونل در محیط الاستیک نسبت نتایج عددی به تجربی نزدیک به ۱ در تمامی نسبت های تنش بود و این نشان دهنده دقت کاملاً بیش تر فرمول تجربی ارائه شده نسبت به فرمول ارائه شده در

روش تحلیلی است.

در سقف تونل در محیط الاستیک با توجه به تاثیر نسبت تنش برجا بر روی نسبت Z ، نسبت روش عددی به روش تجربی مقداری از هم فاصله گرفته، با این حال در این جا نیز نسبت فرمول تجربی ارایه شده دقت بسیار بیش تری نسبت به فرمول ارایه شده در روش تحلیلی دارد و برخلاف روش تحلیلی بالازدگی در آن مشخص شده است.

در دیواره تونل در محیط پلاستیک نسبت جابجایی روش تجربی از روش عددی فاصله گرفته است که به علت غیر نرمال بودن داده ها است.

از این موارد نتیجه می شود که امکان ساخت فرمول دقیق تری برای منطقه پلاستیک وجود ندارد، ولی امکان ساخت فرمول دقیق تر در منطقه الاستیک که قابلیت استفاده در تنش های برجا مختلف در سقف و دیواره تونل را داشته باشد، وجود دارد که برای ساخت فرمول دقیق تر باید تغییرات شعاع تونل و ضریب پواسون نیز بررسی شود.

۵-۱-۵- بررسی محدودیت روش تحلیلی به عددی در مطالعه موردی

مقطع تونل البرز به شکل نعل اسبی است و برای به دست آوردن منحنی عکس العمل زمین با مدل سازی عددی، باید مقطع تونل با تونل دایره ای شبیه سازی شود. در تحلیل نمودارهای به دست آمده میزان جابجایی در مقطع نعل اسبی به مقدار کمی از جابجایی در مقطع دایره ای بیشتر است. با توجه به نتایج به دست آمده، با افزایش عمق و رفتن به ناحیه پلاستیک در تنش همسانگرد (k)، مقدار نسبت S در دیواره تغییر چندانی نداشته و نزدیک به ۱ است، در هر صورت جابجایی روش تحلیلی و دیواره مقطع دایره نزدیک به هم بوده و چون جابجایی در دیواره مقطع نعل اسبی و دایره ای تفاوت چندانی نداشته، نسبت جابجایی دیوار نعل اسبی به روش تحلیلی نیز نزدیک به ۱ به دست آمده، بنابراین جابجایی تحلیلی تقریباً منطبق بر دیواره های دو مقطع است. در سقف تونل شرایط کمی تفاوت داشت

و با توجه به نتایج بالا، نسبت جابجایی روش عددی به روش تحلیلی بسته به عمق تونل متفاوت است و در عمق‌های بالا مقدار نسبت S حدود $1/3$ به دست آمده است. طبق جدول (۴-۲) نسبت جابجایی سقف با مقطع دایره به جابجایی در روش تحلیلی برابر $1/311$ بوده که مطابق با نتایج بالا است و این نسبت برای سقف با مقطع تونل، برابر $1/432$ است که نشان‌دهنده جابجایی بیشتر مقطع تونل به مقطع دایره است.

بنابراین می‌توان در جابجایی دیواره از روش تحلیلی با دقت بالا و در جابجایی سقف با دقت پایین‌تر استفاده کرد، همچنین میزان جابجایی‌ها در مقطع تونل از جابجایی در مقطع دایره‌ای بیشتر بوده است.

۵-۲- پیشنهادها

۱- توسعه مطالعات انجام شده در این تحقیق برای تاثیر نوع هندسه تونل و مقاطع دیگری از تونل‌ها، مثل سطح مقطع مستطیل بررسی شود.

۲- مطالعه تاثیر سطوح ضعیف مثل ترک‌های توسعه یافته در توده سنگ بر روی پایداری تونل‌ها بررسی شود.

۳- مدل‌ها با استفاده از معیار هوک و براون نیز تحلیل شود و در نهایت اختلاف در استفاده از دو معیار شکست بررسی شود.

۴- ساخت فرمول جدیدی که بتواند جابجایی در نسبت تنش‌های مختلف، در سقف و دیواره تونل را با تاثیر شعاع تونل و نسبت پواسون ارایه کند.

- [1] Fenner, R. (1938). Studies on the recognition of rock pressure. Gliickauf Essen Germany, 74, 681-695.
- [2] Kastner, H. (1940). About the real rock pressure when building deep tunnels. Springer, 10(11), 55-67.
- [3] Labasse, H. (1949). Ground Pressures in weak Mines. Revue Universelle des Mines, 5(3), 78-88.
- [4] Egger, P. (1974). Mountain pressure in tunnel construction and impact of the local burst when the rock strength is exceeded. Advances in Rock Mechanics, Proceedings of the Third Congress of the International Society for Rock Mechanics, National Academy of Sciences, Washington, 2, 1007-1011.
- [5] Panet, M. (1976). Stability Analysis of a Tunnel Driven in a Rock Mass in Taking Account of the Post-failure Behaviour. Rock Mechanics and Rock Engineering, 8(4), 209-223.
- [6] Florence, A. L. & Schwer, L. E. (1978). Axisymmetric compression of a Mohr–Coulomb medium around a circular hole. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2(4), 367-379.
- [7] Lombardi, G. (1970). The influence of rock characteristics on the stability of rock cavities. Tunnels and Tunnelling International, 2(1), 19-22.
- [8] Wood, A. M. (1975). The circular tunnel in elastic ground. Geotechnique, 25(1), 115-127.
- [9] Brown, E. T. Bray, J. W. Ladanyi, B. & Hoek, E. (1983). Ground response curves for rock tunnels. Journal of Geotechnical Engineering, 109(1), 15-39.
- [10] Stille, H. Holmberg, M. & Nord, G. (1989). Support of weak rock with grouted bolts and shotcrete. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics, 26(1), 99-113.
- [11] Brown, E. T. Bray, J. W. Ladanyi, B. & Hoek, E. (1983). Ground response curves for rock tunnels. Journal of Geotechnical Engineering, 109(1), 15-39.

- [12] Sagong, M. & Lee, J. S. (2005). A new approach to estimate plastic region near tunnel considering excavation induced damage and in situ rock mass condition. *Underground Space Use. Analysis of the Past and Lessons for the Future, Two Volume Set: Proceedings of the International World Tunnel Congress and the 31st ITA General Assembly, Istanbul, Turkey*, 205-210.
- [13] Sharan, S. K. (2005). Exact and approximate solutions for displacements around circular openings in elastic–brittle–plastic Hoek–Brown rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 42(4), 542-549.
- [14] Park, K. H. & Kim, Y. J. (2006). Analytical solution for a circular opening in an elastic–brittle–plastic rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43(4), 616-622.
- [15] Sharan, S. K. (2008). Analytical solutions for stresses and displacements around a circular opening in a generalized Hoek–Brown rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 45(1), 78-85.
- [16] Sun, J. S., Lu, W. B., Zhu, Q. H., & Ming, C. H. E. N. (2007). Elasto-plastic analysis of circular tunnels in jointed rock masses satisfy the Hoek-Brown failure criterion. *Journal of China University of Mining and Technology*, 17(3), 393-398.
- [17] Li, S. C., & Wang, M. B. (2008). Elastic analysis of stress–displacement field for a lined circular tunnel at great depth due to ground loads and internal pressure. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23(6), 609-617.
- [18] Serrano, A., Olalla, C., & Reig, I. (2011). Convergence of circular tunnels in elastoplastic rock masses with non-linear failure criteria and non-associated flow laws. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 48(6), 878-887.
- [19] Asef, M. R., Reddish, D. J., & Lloyd, P. W. (2000). Rock–support interaction analysis based on numerical modelling. *Geotechnical and Geological Engineering*, 18(1), 23-37.
- [20] Vermeer, P. A., Marcher, T., & Ruse, N. (2002). On the ground response curve. *Tunnelling*, 20(6), 19-24.

[21] Sharan, S. K. (2003). Elastic–brittle–plastic analysis of circular openings in Hoek–Brown media. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(6), 817-824.

[22] Vlachopoulos, N., & Diederichs, M. S. (2014). Appropriate uses and practical limitations of 2D numerical analysis of tunnels and tunnel support response. *Geotechnical and Geological Engineering*, 32(2), 469-488.

[23] Brown, E. T., & Hoek, E. (1978). Trends in relationships between measured in-situ stresses and depth. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 15(4), 211-215.

[۲۴] ابوالقاسمی، ع. لادریان، ا. (۱۳۹۲)، طراحی سیستم نگهداری مرکب قاب فولادی و شاتکریت برای تونل نقره کمر و تحلیل پایداری آن با نرم افزار FLAC۳D، اولین کنفرانس ملی مهندسی ژئوتکنیک ایران دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه محقق اردبیل.

[25] Hustrulid, W. A., Hustrulid, W. A., & Bullock, R. C. (2001). *Underground mining methods: Engineering fundamentals and international case studies*. Society for Mining, Metaliurgy, and Exploration. USA. 705 P.

[26] Hoek, E., & Brown, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(8), 1165-1186.

[27] Aydan, Ö., Akagi, T., & Kawamoto, T. (1993). The squeezing potential of rocks around tunnels; theory and prediction. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 26(2), 137-163.

[28] Darteville, S. (2003). Numerical and granulometric approaches to geophysical granular flows, Ph.D. thesis, Michigan Technological University, Department of Geological and Mining Engineering, Houghton, Michigan.

[29] Carranza-Torres, C., & Fairhurst, C. (2000). Closing the circle. In J. Labuz and J. Bentler, *Proceedings of the 50 th Annual. Geotechnical Engineering Conference*.

[30] Pan, Y. W., & Chen, Y. M. (1990). Plastic zones and characteristics-line families for openings in elasto-plastic rock mass. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 23(4), 275-292.

[۳۱] کارگر، ع. رحمان‌نژاد، ر. (۱۳۹۱). بررسی تاثیر معیار موهرکولمب و هوک براون بر منحنی عکس‌العمل زمین، نشریه روش‌های تحلیلی و عددی در مهندسی معدن شماره ۴، صفحات ۲۰ تا ۳۰.

[32] RocSupport, (2004), Rocscience Inc., Version 3.0, User's Manual, 1-16.

[33] Brady, B. H. G., & Brown, E. T. (2004). Rock Mechanics for Underground Mining, third edition. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, Boston, London. 628 P.

[34] Oreste, P. (2014). The determination of the tunnel structure loads through the analysis of the interaction between the void and the support using the convergence-confinement method. American Journal of Applied Sciences, 11, 1945-1954.

[35] Oreste, P. (2009). The convergence-confinement method: roles and limits in modern geomechanical tunnel design. American Journal of Applied Sciences, 6(4), 757-771.

[۳۶] قارونی نیک، م. ابیازنی، ح. (۱۳۸۰). نگهداری حفاریات زیرزمینی در سنگ‌های سخت، انتشارات موسسه علمی فرهنگی نص، چاپ اول، ۲۷۰ صفحه.

[۳۷] حسینی، س. (۱۳۹۳). بررسی تاثیر حفر تونل خط هفت متروی تهران بر پایداری تونل ابودر در محل تقاطع غیر هم سطح دو تونل با استفاده از روش‌های عددی، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شاهرود.

[۳۸] ضمیران، س. (۱۳۹۱). مدل‌سازی و تحلیل سازه‌های خاکی و سنگی در FLAC. انتشارات نوآور، ۳۰۴ صفحه.

[۳۹] شرکت مهندسی جنرال مکانیک، مهندسین مشاور لانیز، (۱۳۹۳)، گزارش‌های زمین‌شناسی مهندسی و هندسی تونل البرز، تهران، ایران.

[40] Terzaghi, K., & Richart, F. E. (1952). Stresses in rock about cavities. Geotechnique, 3, 57-90

[41] Sheorey, P. R. (1994). A theory for in situ stresses in isotropic and transversely isotropic rock. International journal of rock mechanics and mining sciences and geomechanics abstracts, 31(1), 23-34.

[42] Hudson J. A. (2005). Engineering properties of rocks. Lexington MA, USA, Vol 4, 290 P.

[43] https://www.rocscience.com/documents/hoek/corner/11_Insitu_and_induced_stresses

Abstract

The industry of extraction from mines and excavation of tunnels needs to analyse the stability during excavation them. Under ground excavation leads to change in tension of the ground and with these change the moves of ground will be made around it and may these moves make some other moves in the roofs and walls of tunnels. The curve of the reactions of the ground is a tool for describing these displacements, which one used in a broad way in the new method of tunneling. However, analytical solutions available only under isotropic conditions for relatively deep and deep tunnel applicable. The reaction curve of the ground can be defined us a curve for describing reduce pressure and increase radial displacement of wall.

The rate of the moves in roofs and walls of tunnels can be calculated with the use of the curve of the reactions of the ground and also the rate of rigidity support can be figured out with the use of the rate of the displacements. With this curve the best time for support installation can be distinguished.

As for considering the basic hypothesis in drawing ground reaction curve and the disparities of results in analytical and numerical methods, in this investigation the limitations in the application of ground reaction curve have been considered. The research has been started with the use of analytical studies, and after that a comparison between analytical method and numerical one for ground reaction curve in the depth of 10, 20, 35, 100, 200 and 400 meters, in respect to the 0.5, 1, 1.5 and 2 static tensions in the three form of soft, average and hard in rock has been done. The analytical method with Mohr- Coloumb failure criterion and the numerical method with FLAC software have been studied that was achieved regarding to the respect of the numerical method to the analytical method in different situation of limitations in the application of ground reaction curve, however, it does not give us an exact answer in low deep situations and displacement ratio in wall to the analytical method is more exact than displacement ratio in crown to the analytical method. Beside this, In addition, the analytical method to solve the problem, three experimental equations for wall tunnel displacement in elastic and plastic conditions and crown tunnel displacement in plastic conditions, after the calculations and use of multiple regression in Exel software was achieved that the numerical results were compared that in the elastic condition results correspond with numerical method. In the end, in 5500 meters of alborz tunnel, ground reaction curve was drawn and was compared to the previous results, which ratio displacement in wall to the analytical method had amore exact result in respect to the wall displacement in analytical method, section of tunnel was simulated in cycling form that the movement in section of tunnel was a little more in the movement of the section of cycle but the respects of movements were acceptable.

Keywords: Alborz tunnel; Analytical method; Displacement; Ground reaction curve; numerical method



Shahrood University of Technology

Faculty of Mining, Petroleum and Geophysics Engineering

M.Sc. Thesis in Rock Mechanics

Investigation of limitations in the application of Ground Response Curve (Case Study: Alborz Tunnel)

By Vorya salavati

Supervisors:

Dr. R.Torabi

Dr. M.Nikkhah

February 2017