

## تخمین همگرایی تونل‌های دایروی عمیق با استفاده از منحنی تنش - کرنش توده‌سنگ اطراف آن

مسعود رنجبرنیا\*<sup>۱</sup> و نیما رحیم‌پور<sup>۲</sup>

<sup>۱</sup> استادیار گروه ژئوتکنیک، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

<sup>۲</sup> دانشجوی کارشناسی ارشد ژئوتکنیک، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

(دریافت: ۹۵/۶/۲۹، پذیرش: ۹۶/۲/۳۱، نشر آنلاین: ۹۶/۳/۱)

### چکیده

این مطالعه در ارتباط با ارائه روش تحلیلی جدیدی است که بر اساس آن، تغییر شکل شعاعی دیواره تونل‌های دایره‌ای با استفاده از منحنی تنش - کرنش توده‌سنگ اطراف تونل تخمین زده می‌شود. کرنش دیواره تونل از مجموع بخش "الاستیک" منحنی و بخش "پلاستیک" آن شامل دو قسمت نرم‌شوندگی موسوم به قسمت "نرم‌شوندگی کرنش اولیه" و قسمت "نرم‌شوندگی ثانویه" حاصل می‌شود. در این منحنی، شیب قسمت نرم‌شوندگی اولیه ضریبی از شیب بخش الاستیک منحنی بوده که این ضریب تابعی از عمق تونل و کیفیت اولیه توده‌سنگ است. با این اصول، شیب ناچیز قسمت نرم‌شوندگی ثانویه نیز با توجه به کیفیت توده‌سنگ شکسته شده محاسبه می‌شود. زمان انتقال بین این دو قسمت، برحسب تنش و به صورت ضریبی از مقاومت ماندگار توده‌سنگ پیشنهاد می‌شود. محاسبه این ضریب با نمودارهایی برحسب عمق تونل و خصوصیات مکانیکی توده‌سنگ ارائه می‌شود که از منطبق کردن نتایج این روش با نتایج روش‌های تحلیلی معتبر به دست آمده‌اند. مثال‌های حل شده و مقایسه نتایج، سادگی و کارایی این روش را برای تخمین اولیه کرنش دیواره تونل نشان می‌دهد.

**کلید واژه:** روش تحلیلی، تونل دایروی، همگرایی تونل، منحنی تنش - کرنش توده‌سنگ.

### ۱- مقدمه

روش تحلیلی - عددی گام به گام را برای رفتار نرم‌شوندگی کرنش توسعه دادند که در هر گام با ایجاد نمو کرنش می‌توان تنش منتظر را محاسبه نمود. این روش‌ها دارای فرض ساده‌کننده‌ای بود که منجر به محاسبات غیر دقیق می‌شد (Wang, ۱۹۹۶ و Carranza- Torres, ۱۹۹۹ و Sharan, ۲۰۰۳ و Park, ۲۰۰۵ و ۲۰۰۶ و Lee, ۲۰۰۸) که توسط Park و همکاران (۲۰۰۵ و ۲۰۰۶) و با پیچیده‌تر کردن آنها اصلاح شدند. Sharan (۲۰۰۳ و ۲۰۰۵) نیز روش‌های تحلیلی دقیق و تقریبی برای تعیین تغییر شکل اطراف حفره دایره‌ای در توده‌سنگ‌هایی با رفتار شکننده و با در نظر گرفتن نقش اتساع ارائه کرد. در رابطه با رفتار پلاستیک کامل و رفتار شکننده مطالعات دیگری نیز انجام شده و گاهی روابط حل صریح پیشنهاد شده است که جزئیات آنها را می‌توان در منابع (Wang, ۱۹۹۶ و Alonso و همکاران، ۲۰۰۳) بررسی کرد.

تخمین تغییر شکل‌های دیواره تونل‌های عمیق در توده‌سنگ‌ها از مسائل اساسی مهندسی ژئوتکنیک و مهندسی معدن در طراحی انواع تونل‌ها است. مطالعات تحلیلی و عددی بسیاری در این خصوص انجام گرفته است که در این میان، روش‌های تحلیلی به دلیل مزایای خاص آن مورد توجه بیشتری قرار گرفته است. این روش‌ها اغلب برای تونل‌های دایره‌ای در توده‌سنگ با رفتارهای "شکننده" (الاستیک - شکننده پلاستیک)، "نرم‌شوندگی" (الاستیک - پلاستیک با نرم‌شوندگی کرنش) و "پلاستیک کامل" (الاستیک - پلاستیک کامل) با در نظر گرفتن معیارهای خرابی "هوک - براون" و "موهر - کولمب" ارائه شده‌اند.

Brown و همکاران (۱۹۸۳) جزء اولین محققانی بودند که روش حل بسته‌ای برای محاسبه تنش و تغییر شکل اطراف تونل دایره‌ای در توده‌سنگ با رفتار شکننده ارائه کردند. آنها همچنین

\* نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۰۴۱-۳۳۳۳۱۱۲۴

پیچیده‌ای انجام شود که آن هم مستلزم برنامه‌نویسی کامپیوتری است.

بر این اساس، در این مطالعه روشی ارائه می‌شود که تخمین تغییر شکل شعاعی دیواره تونل به روش ساده و با رسم منحنی تنش- کرنش برای دیواره تونل قابل محاسبه است. این منحنی بر اساس تغییرات تنش‌های اصلی دیواره تونل به دلیل حفاری و کرنش‌های ناشی از آن ترسیم می‌شود به طوری که بخش اول منحنی، مربوط به تغییر شکل‌های الاستیک و بخش دوم مربوط به تغییر شکل‌های پلاستیک است که در ادامه به آن پرداخته می‌شود.

## ۲- تعریف مسأله و مفروضات

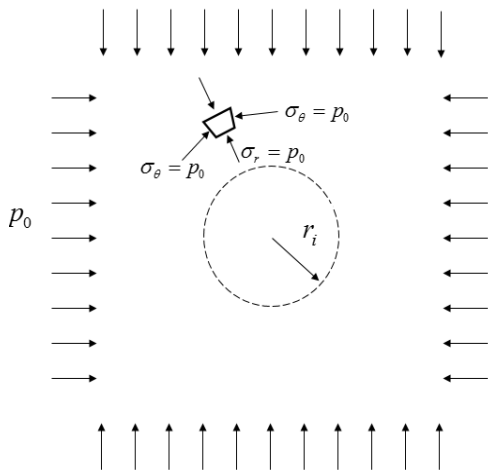
تونل دایره‌ای عمیقی در یک توده سنگ پیوسته الاستوپلاستیک، هموزن و ایزوتروپ و در شرایط تنش محیطی هیدروستاتیک  $p_0$  حفر می‌شود (شکل (۱)). بنابر این قبل از حفاری، مقادیر تنش در هر امتدادی از جمله امتدادهای مماسی و شعاعی محل تونل برابر بوده است.

$$\sigma_1 = \sigma_3 = p_0 \quad (۱)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_r = p_0 \quad (۲)$$

تنش برشی منتظر  $\sigma_{r\theta}$  نیز صفر است و می‌توان جهات مماسی و شعاعی محل تونل را جهات اصلی در نظر گرفت.

با انجام حفاری و منتظر با فاصله گرفتن جبهه حفاری از مقطع مورد مطالعه، از محصوریت جبهه حفاری کاسته شده و موجب کاهش تنش شعاعی و افزایش تنش مماسی (آرایش مجدد تنش‌ها) می‌گردد که در نهایت سبب شکسته شدن توده سنگ می‌شود.



شکل ۱- حفاری تونل دایروی تحت تنش محیطی هیدروستاتیک

با این وجود، اغلب توده‌سنگ‌ها در عمق‌های متفاوت، درجه‌ای از رفتار نرم‌شوندگی کرنش از خود نشان می‌دهند و دو رفتار دیگر، تنها در موارد خاصی اتفاق می‌افتد (Alejano و همکاران، ۲۰۱۰). در رفتار نرم‌شوندگی کرنش، خصوصیات مکانیکی توده‌سنگ در هر لحظه به تغییر شکل و کرنش توده‌سنگ بستگی دارد و همین امر موجب می‌گردد که مدل‌سازی ریاضی آن با دشواری‌هایی همراه شود که به همین دلیل، این مدل بیش از دو مدل رفتاری دیگر مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته است. پس از روش پیشنهادی Brown و همکارانش (۱۹۸۳) که با حل گام به گام و بر مبنای روش تفاضل محدود بود، Alonso و همکاران (۲۰۰۳) روشی تحلیلی- عددی پیچیده‌ای را ارائه کردند که در آن محاسبه تغییر مکان‌های شعاعی با استفاده از تابع پتانسیل و تشکیل ماتریس سختی بین تنش و کرنش امکان‌پذیر است. در این روش، تابع تسلیم نیز در هر مرحله به کرنش وابسته بوده و تغییر می‌کند که منجر به دشواری بیشتر محاسبات می‌شود. Lee و Pietruszczak (۲۰۰۸) پس از Park و همکاران (۲۰۰۶) روشی را پیشنهاد دادند که بی- شباهت به روش Brown و همکاران (۱۹۸۳) نبود و با ایجاد نمو تنش، محاسبه نمو تغییر مکان منتظر امکان‌پذیر می‌شد. Wang و همکاران (۲۰۱۰) روش جدیدی ارائه کردند که در آن مدل‌سازی قسمت نرم‌شوندگی کرنش با ترکیب گام به گام رفتارهای شکننده و پلاستیک کامل انجام شده بود. لیکن، استفاده از این روش نیز همانند دیگر روش‌ها مستلزم کدنویسی بوده و تخمین سریع و سرانگشتی همگرایی تونل ناممکن است. رنجبرنیا و همکاران (۲۰۱۴) با در نظر گرفتن تغییرات تنش شعاعی به دلیل عملیات حفاری و به تبع آن تغییرات کیفیت توده‌سنگ، رابطه‌ای غیر خطی بین منحنی تنش- کرنش برای قسمت نرم‌کرنشی پیشنهاد دادند و با توسعه مدل Brown و همکاران (۱۹۸۳) و Park و همکاران (۲۰۰۶) راه حلی دقیق برای ترسیم منحنی مشخصه زمین و پیش-بینی تغییر شکل دیواره تونل ارائه کردند که استفاده از آن به مراتب دشوارتر از روش‌های ذکر شده است. مطالعات دیگری نیز توسط Alejano و Alonso (۲۰۰۵)، Alejano و همکاران (۲۰۰۹ و ۲۰۱۰) نیز انجام شده است که در جهت شناسایی جزئیات رفتار نرم‌شوندگی کرنش است و یا مدل‌سازی Gonzalez و همکاران (۲۰۱۳) که برای محیط‌های غیر همگن توسعه یافته است.

در اغلب مطالعات انجام شده می‌توان با درجه قابل قبولی، مقدار تغییر شکل شعاعی دیواره تونل را محاسبه کرد. با این وجود، استفاده از آنها به سادگی میسر نیست به طوری که حتی در صورت فهم کامل مفاهیم به کار رفته و روش‌های حل که جملگی به صورت گام به گام بوده و فاقد حل صریح می‌باشند، لازم است تا محاسبات

$$\sigma_1 = \sigma_{\theta e} = p_0 + M\sigma_c \quad (۷)$$

$$\sigma_3 = \sigma_{re} = p_0 - M\sigma_c \quad (۸)$$

که:

$$M = \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{m_p}{4} \right)^2 + m_p \frac{p_0}{\sigma_c} + s_p \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{m_p}{8} \quad (۹)$$

$m_p$  و  $s_p$  پارامترهای مکانیکی توده‌سنگ در لحظه خرابی است. از طرفی، به دلیل وجود شرایط کرنش مسطح در راستای طول تونل داریم:

$$\varepsilon_2 = 0$$

که:

$$\Delta\sigma_2 = \nu(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3) \quad (۱۰)$$

که  $\Delta\sigma_i$  ها بیانگر تغییرات تنش‌های اصلی به دلیل انجام حفاری است. با جایگذاری تغییرات تنش‌های اصلی بزرگ‌تر و کوچک‌تر از روابط (۷) و (۸) در رابطه (۱۰)، تغییرات تنش اصلی میانه ( $\Delta\sigma_2$ ) برابر با صفر شده و مقدار آن همواره برابر با  $\sigma_2 = p_0$  ثابت باقی خواهد ماند.

تفاضل تنش‌های مماسی و شعاعی یا همان تفاضل تنش‌های اصلی وارد بر توده‌سنگ در لحظه خرابی آن که متناظر با مقدار پیک منحنی تنش-کرنش شکل (۲) است برابر می‌شود با:

$$(\sigma_{\theta} - \sigma_r)_p = 2M\sigma_c \quad (۱۱)$$

که:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_p = (\sigma_{\theta} - \sigma_r)_p \quad (۱۲)$$

(زیرنویس  $p$  اشاره به نقطه پیک دارد).

در این بخش، منحنی رابطه بین تنش‌ها و کرنش به دلیل تغییر شکل‌های الاستیک به صورت خطی در نظر گرفته می‌شود. پس از خرابی و هم‌زمان با ادامه حفاری، از محصوریت جبهه حفاری هر چه بیشتر کاسته شده که مترادف با کاهش بیشتر تنش شعاعی در دیواره تونل است. همین امر موجب تغییر شکل شعاعی بیشتر توده‌سنگ در محل دیواره تونل شده که مترادف با شکسته شدن هر چه بیشتر توده‌سنگ و کاهش GSI اولیه (قبل از خرابی) است. این فرآیند تا از بین رفتن کامل فشار محصوریت جبهه حفاری ادامه می‌یابد و تنش شعاعی از مقدار آن در رابطه (۸) به صفر می‌رسد.

در این حال، رابطه بین تنش‌ها با معیار خرابی معیار هوک-براون کنترل می‌شود:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left( m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (۳)$$

در رابطه فوق، پارامتر  $a$  به شاخص مقاومت ژئولوژیکی توده-سنگ (GSI) بستگی دارد و با کاهش آن، مقدار این پارامتر از ۰/۵ تا ۰/۶۲ افزایش می‌یابد. در توده‌سنگ‌های با کیفیت متوسط تا بسیار خوب ( $GSI > 40$ ) می‌توان این پارامتر را برابر با ۰/۵ در نظر گرفت (Hoek و Diederichs, ۲۰۰۶). در این مطالعه برای سادگی روابط، مقدار این پارامتر برای سنگ‌های ضعیف نیز برابر با ۰/۵ فرض می‌شود که سبب می‌گردد توده‌سنگ ضعیف‌تر از حالت واقعی در نظر گرفته شود و همگرایی تونل بیشتر از حالت واقعی محاسبه گردد. بر این اساس داریم:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2)^{0.5} \quad (۴)$$

در رابطه فوق  $\sigma_c$  مقاومت تک محوری سنگ بکر،  $m$  و  $s$  پارامترهای مکانیکی توده‌سنگ، به شرایط و کیفیت آن بستگی دارد و با اختصاص مقدار مناسب GSI (شاخص مقاومت ژئولوژیکی) از روابط زیر محاسبه می‌شوند (Hoek و Diederichs, ۲۰۰۶).

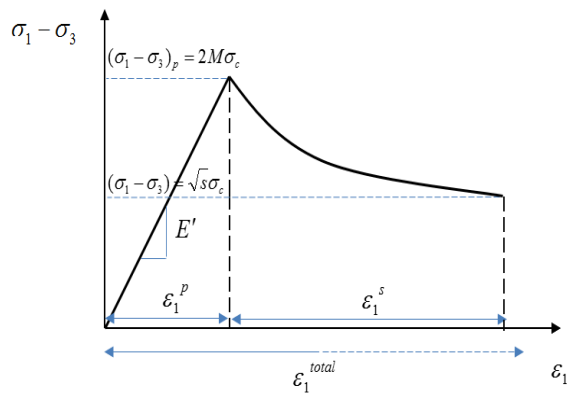
$$m = m_i \exp \frac{GSI-100}{28-14D} \quad (۵)$$

$$s = \exp \frac{GSI-100}{9-6D} \quad (۶)$$

$m_i$  پارامتر مربوط به سنگ بکر است و با انجام آزمایش‌های سه محوری به دست می‌آید.  $D$  فاکتور بهم خوردگی توده‌سنگ است که برای توده‌سنگ بهم نخورده و کاملاً بهم خورده به ترتیب برابر صفر و یک است.

با توجه به روابط (۵) و (۶)، با اختصاص مقدار مناسب GSI برای توده‌سنگ شکسته شده می‌توان وجود درزهای مختلف ناشی از شکسته شدن سنگ را با پارامترهای  $m$  و  $s$  در نظر گرفته و رابطه (۴) را برای توده‌سنگ شکسته شده نیز استفاده کرد. با این وجود، لازم به ذکر است که توده‌سنگ هیچ دسته درز با جهت داری غالبی ندارد.

ترسیم رفتار تنش-کرنش توده‌سنگ برای محل دیواره تونل بر اساس تغییرات تنش‌های اصلی مماسی و شعاعی انجام می‌گردد. همان طور که ذکر شد، به دلیل عملیات حفاری، ابتدا تنش مماسی (به عنوان تنش اصلی بزرگ‌تر) افزایش پیدا کرده و تنش شعاعی (به عنوان تنش اصلی کوچک‌تر) کاهش پیدا می‌کند که در لحظه خرابی داریم Brown و همکاران (۱۹۸۳):



شکل ۲- منحنی تنش- کرنش توده‌سنگ دیواره تونل

همان طور که قبلاً ذکر شد، وجود شرایط کرنش مسطح است که در این صورت بایستی فرض شود، سربار تونل در تمام طول آن تقریباً یکنواخت بوده و طول تونل نسبت به ابعاد دیگرش بزرگتر است. از اثرات سه بعدی کرنش در نزدیکی جبهه حفاری و همچنین از اثر وزن سنگ در ناحیه شکسته یا پلاستیک در محاسبه تغییر شکل شعاعی تونل صرف‌نظر می‌شود.

### ۳- ارائه روش تحلیلی و محاسبه کرنش دیواره تونل

مقدار کرنش قبل از ایجاد خرابی اولیه یا کل تغییر شکل‌های الاستیک از تئوری الاستیسیته محاسبه می‌شود. از شکل (۲)، مقدار کرنش تا نقطه پیک برابر است با:

$$\varepsilon_1^p = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_p}{E} \quad (13)$$

که  $(\sigma_1 - \sigma_3)_p$  بارگذاری توده‌سنگ در محل دیواره تونل در لحظه خرابی بوده از رابطه‌های (۱۱) و (۱۲) محاسبه می‌شود. پارامتر  $E$  شیب منحنی تنش- کرنش در بخش الاستیک است. از طرفی، با استفاده از تئوری الاستیسیته داریم:

$$\varepsilon_1^p = \frac{\Delta\sigma_1}{E} - \frac{\nu}{E}(\Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3) \quad (14)$$

که  $\Delta\sigma_1$  بارگذاری در امتداد تنش اصلی بزرگتر یا همان امتداد تنش مماسی است و از تفاضل رابطه‌های (۱) و (۷) محاسبه می‌شود یعنی  $M\sigma_c$ . به همین ترتیب  $\Delta\sigma_3$  (از رابطه‌های (۲) و (۸)) نیز برابر  $-M\sigma_c$  بوده و  $\Delta\sigma_2$  برابر صفر است. بنابراین:

$$\varepsilon_1^p = \frac{M\sigma_c}{E} - \frac{\nu}{E}(-M\sigma_c) \quad (15)$$

با توجه به این که پس از وقوع خرابی و پلاستیک شدن تغییر شکل‌های تونل (پس از نقطه پیک منحنی)، رابطه بین تنش‌ها از معیار مقاومتی یعنی رابطه (۴) پیروی می‌کند، لذا تنش مماسی و یا به عبارتی تفاضل تنش‌های اصلی در شکل (۲) با تنش شعاعی صفر برابر با  $\sqrt{s}\sigma_c$  می‌شود که  $s$  با توجه به مقدار GSI در آن لحظه از رابطه (۶) حساب می‌شود.

از طرفی، شیب منحنی تنش- کرنش پس از خرابی اولیه، به تنش همه جانبه (رابطه عکس) و کیفیت توده‌سنگ (رابطه مستقیم) بستگی دارد (Alejano و همکاران، ۲۰۱۰ و Hoek و Brown، ۱۹۸۰). با توجه کاهش پیوسته و تدریجی تنش شعاعی و GSI، و نظر به این که بر اساس مطالعات Alejano و همکاران (Alejano و همکاران، ۲۰۱۰)، اثر تغییرات GSI بر روی بیشتر از تنش جانبی است؛ شیب منحنی تنش- کرنش پس از نقطه پیک به طور پیوسته کاهش می‌یابد و به صورت غیر خطی است (شکل (۲)).

در این مطالعه جهت سادگی محاسبات، بخش غیر خطی منحنی تنش-کرنش مطابق با شکل (۳) با دو منحنی خطی تقریب زده می‌شود (که با خط چین مشخص شده است) و شیب هر منحنی به ازای مقادیر ثابتی از GSI و تنش شعاعی با استفاده از تحقیقات Alejano و همکاران (۲۰۱۰) حساب می‌شود (به بخش ۳ مراجعه شود). منحنی اول موسوم به "نرم‌شوندگی اولیه" و منحنی دوم (با شیب بسیار کمتر از منحنی اول) موسوم به "نرم‌شوندگی ثانویه" است.

می‌توان این دو منحنی خط چین را نیز مترادف با "قسمت نرم شوندگی" و "مقاومت ماندگار" منحنی‌های تنش- کرنش آزمایش سه محوری فرض کرد (منحنی‌های نقطه‌چین در شکل (۳)) که در آن، تنش اصلی کوچک‌تر یا همان تنش شعاعی به صورت ثابت است. به عبارت دیگر، منحنی غیر خطی شکل (۳) که برای دیواره تونل رسم می‌شود و در آن، تنش شعاعی از نقطه پیک تا انتهای منحنی همواره در حال کاهش است؛ با منحنی‌های دو خطی (نقطه چین) حاصل از آزمایش سه محوری معادلی جایگزین می‌گردد که در آن، تنش شعاعی برابر با متوسط مقدار تغییرات آن در دیواره تونل در نظر گرفته می‌شود یعنی  $0.5(p_0 - M\sigma_c)$ .

زمان انتقال مقاومت توده‌سنگ از قسمت "نرم‌کرنشی اولیه" به قسمت "نرم‌کرنشی ثانویه" هنگامی است که کل کرنش حاصل از این روش با کرنش محاسبه شده روش‌های تحلیلی معتبر یکسان شود. این زمان انتقال، به صورت ضربی (بزرگتر از مقدار واحد) از مقاومت ماندگار آزمایش سه محوری معادل پیشنهاد می‌شود که با محاسبات برگشتی از نتایج روش‌های تحلیلی به دست آمده و به صورت نمودارهایی ارائه می‌شود.

توجه: زیرنویس یا بالانویس  $p$ ،  $s_1$  و  $s_2$ ،  $r$  و  $p_{tr}$ ،  $r_{tr}$  در روابط به ترتیب به مفهوم نقطه پیک (لحظه خرابی)، قسمت نرم شوندگی اولیه و قسمت نرم شوندگی ثانویه منحنی تنش- کرنش تونل، و پارامترهای مربوط به مقاومت ماندگار است.  $p_{tr}$  و  $r_{tr}$  نیز به ترتیب نقطه پیک و قسمت مقاومت ماندگار منحنی تنش- کرنش آزمایش سه محوری معادل است.

کرنش پلاستیک شامل دو قسمت "نرم‌شوندگی اولیه" و قسمت "نرم‌شوندگی ثانویه" است که شیب آنها را بایستی با فرض مقادیر ثابتی از تنش شعاعی و GSI حساب نمود. همانطور که ذکر شد در عملیات حفاری تونل، تنش محصورکننده (که در حالت تنش محیطی هیدروستاتیک همان تنش شعاعی است) ثابت نبوده بلکه از مقدار آن در هنگام خرابی سنگ یعنی  $\sigma_{re}$  به مقدار صفر تغییر می‌کند. بنابراین از مقدار متوسط تنش شعاعی یعنی  $0.5 \sigma_{re}$  در کل بخش پلاستیک استفاده می‌شود و منحنی نقطه چین جایگزین منحنی خط چین در شکل (۳) می‌شود (زیرا مختصات ابتدای منحنی خط چین با فرض  $\sigma_3 = \sigma_{re}$  محاسبه شده است).

با توجه به ثابت فرض کردن تنش جانبی، می‌توان بخش نرم-شوندگی اولیه و ثانویه را همان بخش "نرم‌شوندگی کرنش" و "مقاومت ماندگار" توده‌سنگ در آزمایش سه محوری معمول فرض کرد. در این صورت برای محاسبه شیب نرم‌شوندگی اولیه، بایستی GSI قبل از خرابی را منحنی در نظر گرفت (Alejano و همکاران ۲۰۱۰).

مطابق منحنی نقطه چین شکل (۳)، کرنش قسمت نرم-شوندگی اولیه را می‌توان از رابطه (۲۰) به دست آورد:

$$\varepsilon_1^{s_1} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{p_{tr}} - A(\sigma_1 - \sigma_3)_{r_{tr}}}{N_{s_1}} \quad (21)$$

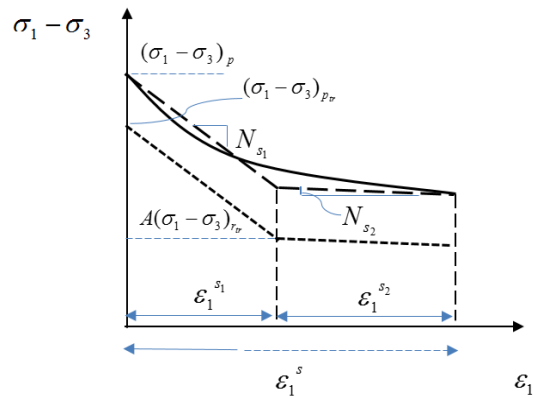
که پارامتر  $N_{s_1}$  شیب قسمت نرم‌شوندگی اولیه منحنی تنش-کرنش است. بر اساس مطالعه‌ای که توسط Alejano و همکاران (۲۰۱۰) انجام شد، رابطه تجربی زیر برای تعیین آن پیشنهاد شده است:

$$N_{s_1} = -\omega_{s_1} \cdot \dot{\varepsilon} \quad (22)$$

که:

$$\omega_{s_1} = 0.0046e^{0.0768GSI^p} \left( \frac{\sigma_3}{\sqrt{s_p} \sigma_c} \right)^{-1} \quad (23 a)$$

$$\text{for } \frac{\sigma_3}{\sqrt{s_p} \sigma_c} \geq 0.1$$



شکل ۳- جایگزینی بخش پلاستیک منحنی تنش- کرنش توده‌سنگ دیواره تونل (منحنی توپر) با دو منحنی خطی (منحنی خط چین) یا دو منحنی‌های خطی مربوط به آزمایش سه‌محوری معادل آن (منحنی نقطه چین)

با برابر قرار دادن روابط (۱۳) و (۱۵) داریم:

$$\dot{\varepsilon} = \frac{2E}{1 + \nu} \quad (16)$$

در رابطه فوق،  $E$  مدول الاستیسیته و  $\nu$  ضریب پواسون توده‌سنگ (۰/۲۵ تا ۰/۳۵) است که می‌توان آنها را از نتایج آزمایش‌های صحرایی به دست آورد و یا با توجه به مقدار GSI از برنامه Roclab یا از رابطه (۱۷) تخمین زد (Hoek و Diederichs، ۲۰۰۶).

$$E(MPa) = 100000 \left( \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + \exp\left(\frac{(75 + 25D - GSI^p)}{11}\right)} \right) \quad (17)$$

که  $GSI^p$  شاخص ژئولوژیکی اولیه توده‌سنگ و قبل از خرابی آن است. از طرفی، با توجه به وجود شرایط ایزوتروپیک توده‌سنگ و همچنین تنش محیطی اولیه هیدروستاتیک، امتداد محورهای اصلی کرنش بر امتداد محورهای اصلی تنش منطبق است. بنابراین:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_\theta \quad (18)$$

با ادغام روابط و ساده‌سازی داریم:

$$\varepsilon_\theta^p = \frac{M \sigma_c}{2G} \quad (19)$$

که  $G$  مدول برشی توده‌سنگ بوده و برابر است با:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (20)$$

در رابطه فوق،  $E_r$  با اختصاص GSI مناسب از جدول (۱) از رابطه (۱۷) به دست می‌آید.

جدول ۱- تخمین تقریبی  $GSI^r$  از روی  $GSI^p$  (Cai و همکاران، ۲۰۰۴ و ۲۰۰۷)

$GSI^p$	$GSI^r$
۷۵	۳۵-۴۵
۷۰	۳۰-۴۰
۶۰	۲۸-۳۷
۵۰	۲۵-۳۳
۴۰	۲۳-۳۰
۳۰	۲۱-۲۷
۲۵	۲۰-۲۵

در رابطه (۲۱)، ضریب  $A$  نیز چنان تعیین می‌شود که کرنش حاصل از روش ارائه شده با یکی از روش‌های تحلیلی معتبر و دقیق یکسان گردد. (در این مطالعه، روش Park و همکاران (۲۰۰۶) که اصلاح شده روش Brown و همکاران (۱۹۸۳) است مورد استفاده قرار می‌گیرد. این روش بر اساس رفتار نرم‌شوندگی کرنش، معیار خرابی Hoek و Brown و قانون جریان همراه توسعه یافته است. ضریب  $A$  به روش آزمون و خطا و با محاسبات بازگشتی برای شرایط مختلف محاسبه شده و در شکل‌های (۴-الف) تا (۴-د) آمده است. با توجه به این که مقدار کرنش اطراف تونل به کیفیت توده-سنگ (GSI) قبل و پس از خرابی و همچنین مقاومت تک محوری (سنگ)، تنش درجا و اولیه  $p_0$  (عمق تونل) بستگی دارد؛ لذا نمودارها نیز برای این پارامترها تنظیم شده‌اند. بنابر این مقدار کل کرنش مماسی دیواره تونل برابر است با:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{\theta}^{total} &= \frac{M\sigma_c}{2G} \\ &+ \frac{N_{s_1}}{\sqrt{m_p\sigma_c(0.5\sigma_{re}) + s_p\sigma_c^2 - A\sqrt{m_r\sigma_c(0.5\sigma_{re}) + s_r\sigma_c^2}}} \\ &+ \frac{(A-1)\sqrt{m_r\sigma_c(0.5\sigma_{re}) + s_r\sigma_c^2}}{N_{s_2}} \end{aligned} \quad (28)$$

و همگرایی دیواره تونل از رابطه (۲۸) حساب می‌شود:

$$\varepsilon_{\theta}^{total} = \frac{u_r}{r_i} \quad (29)$$

که  $r_i$  شعاع تونل است.

توضیح در رابطه با نحوه استفاده از این شکل‌های (۴) این که:

$$\omega_{s_1} = 0.0046e^{0.0768GSI^p} \left( \frac{\sigma_3}{2\sqrt{s_p}\sigma_c} \right)^{-1} + 0.05 \quad (23b)$$

$$for \quad \frac{\sigma_3}{\sqrt{s_p}\sigma_c} \leq 0.1$$

که  $GSI^p$  در واقع نشانگر کیفیت توده‌سنگ و  $\frac{\sigma_3}{\sqrt{s_p}\sigma_c}$  نسبت تنش جانبی به مقاومت تک محوری توده‌سنگ است. در رابطه (۲۱) داریم:

$$\begin{aligned} &(\sigma_1 - \sigma_3)_{p_{tr}} - A(\sigma_1 - \sigma_3)_{r_{tr}} \\ &= \sqrt{m_p\sigma_c\sigma_3 + s_p\sigma_c^2} \\ &- A\sqrt{m_r\sigma_c\sigma_3 + s_r\sigma_c^2} \end{aligned} \quad (24)$$

که  $m_r$  و  $s_r$  پارامترهای مکانیکی توده‌سنگ در قسمت مقاومت ماندگار است و می‌توان از روابط (۵) و (۶) با اختصاص GSI مناسب از جدول (۱) (Cai و همکاران، ۲۰۰۴ و ۲۰۰۷) به دست آورد. (لازم به ذکر است که Cai و همکاران بر اساس ساختار احتمالی توده‌سنگ شکسته شده و شرایط دیواره بلوک‌های آن، محدوده‌ای برای مقادیر  $GSI^r$  بر اساس  $GSI^p$  پیشنهاد نموده‌اند که صحت آن در معادن در دست ساخت، کنترل و تأیید شده است).

شیب قسمت نرم‌شوندگی ثانویه نیز از روابط (۲۱) محاسبه می‌شود؛ با این تفاوت که مقادیر متناظر با قسمت مقاومت ماندگار مورد استفاده قرار می‌گیرند:

$$N_{s_2} = -\omega_{s_2} \cdot \dot{E}_r \quad (25)$$

که:

$$\omega_{s_2} = 0.0046e^{0.0768GSI^r} \left( \frac{0.5\sigma_{re}}{\sqrt{s_r}\sigma_c} \right)^{-1} \quad (26a)$$

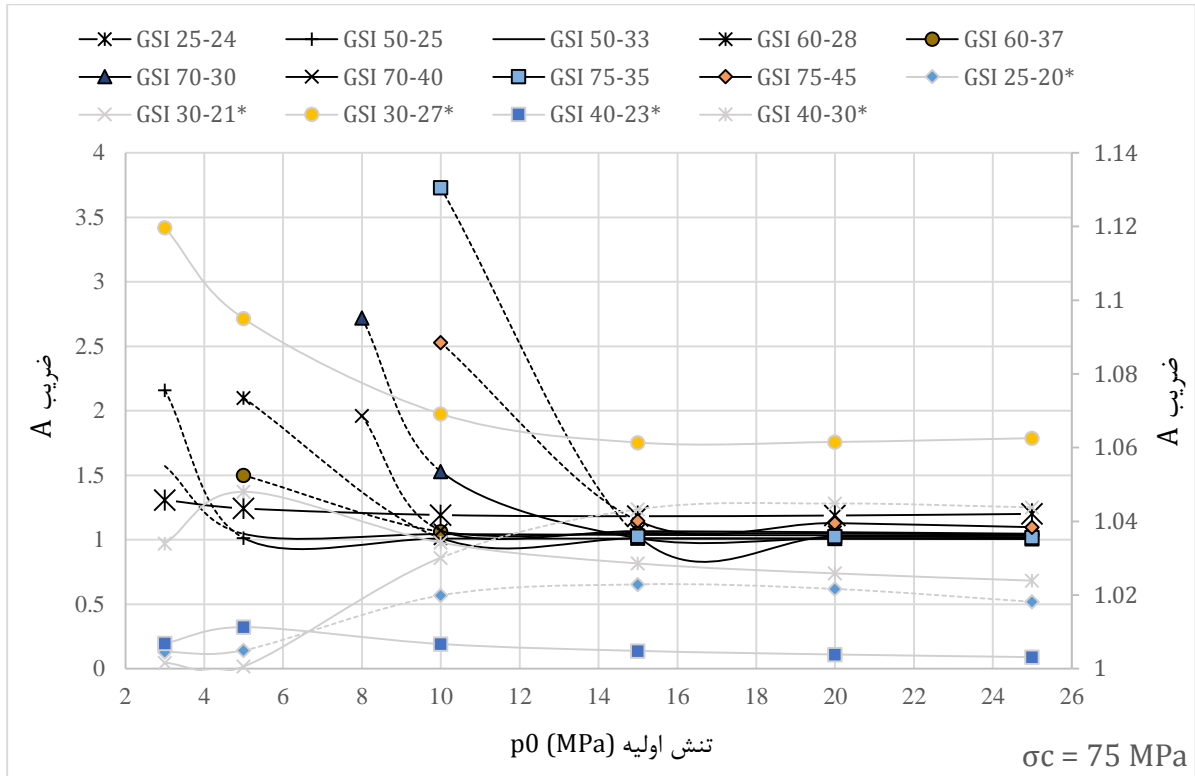
$$for \quad \frac{0.5\sigma_{re}}{\sqrt{s_r}\sigma_c} \geq 0.1$$

$$\omega_{s_2} = 0.0046e^{0.0768GSI^r} \left( \frac{0.5\sigma_{re}}{2\sqrt{s_r}\sigma_c} + 0.05 \right)^{-1} \quad (26b)$$

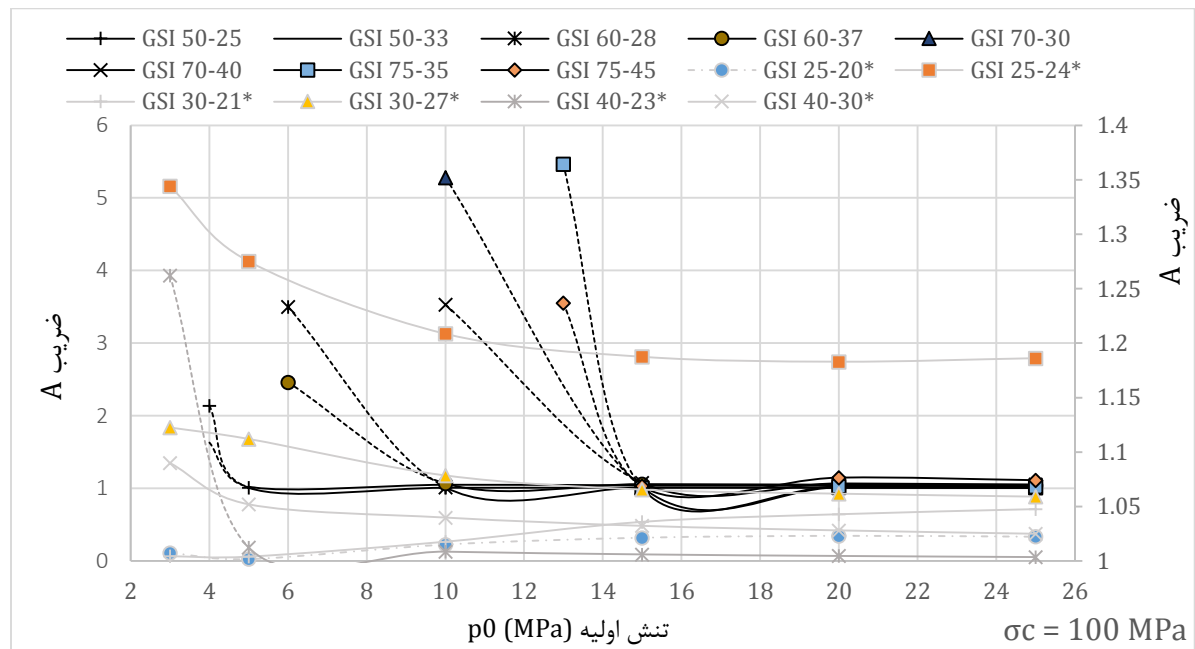
$$for \quad \frac{0.5\sigma_{re}}{\sqrt{s_r}\sigma_c} \leq 0.1$$

که

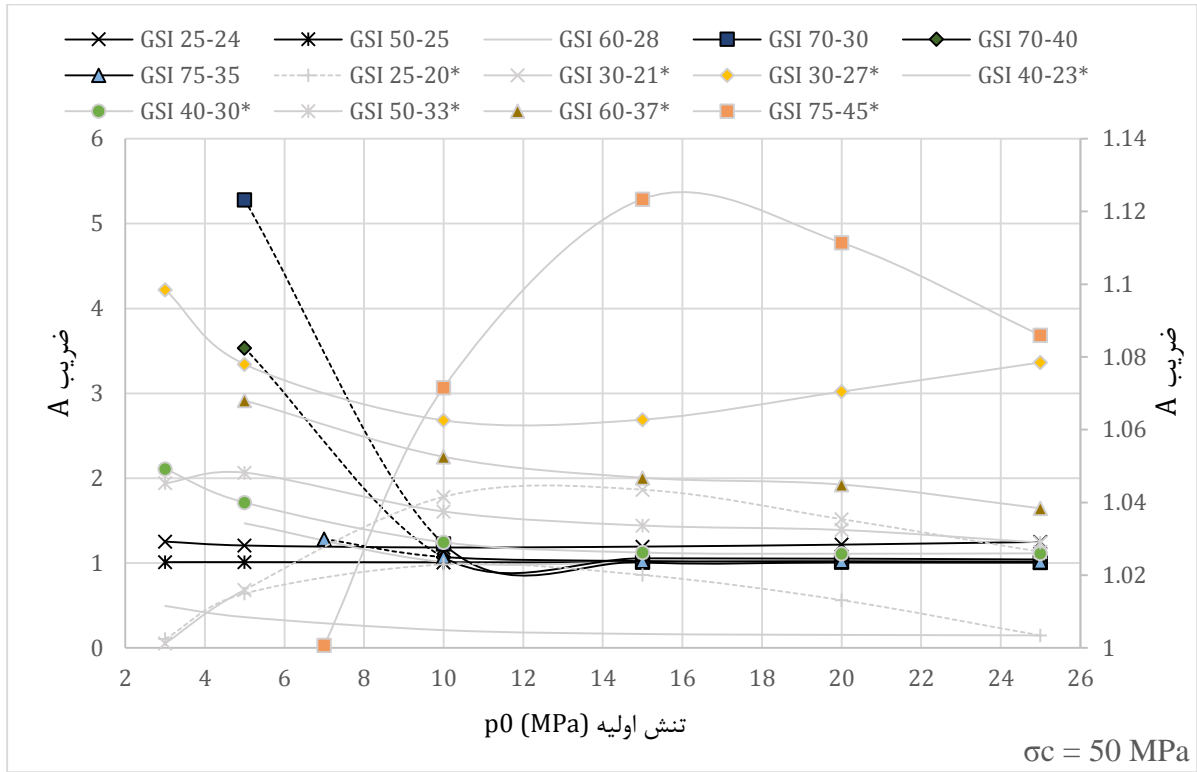
$$\dot{E}_r = \frac{2E_r}{1+v} \quad (27)$$



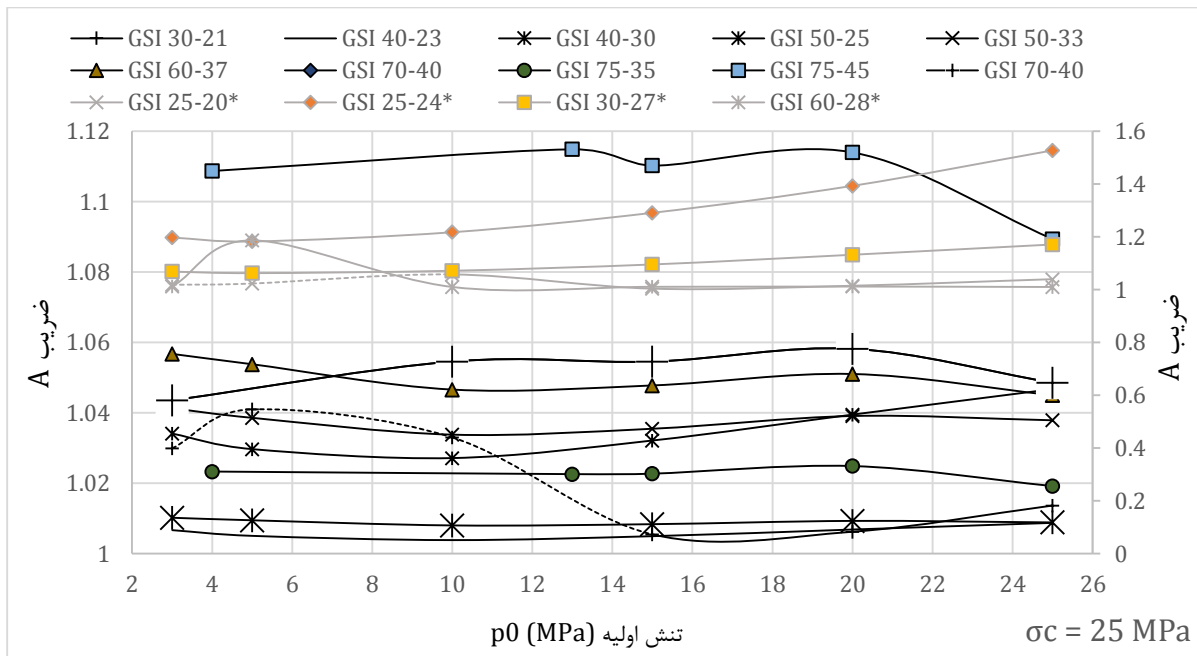
(الف)



(ب)



(ج)



(د)

شکل ۴- تعیین پارامتر A با توجه به کیفیت توده سنگ و عمق برای: الف)،  $\sigma_c = 100$  MPa، ب)  $\sigma_c = 75$  MPa، ج)  $\sigma_c = 50$  MPa، د)  $\sigma_c = 25$  MPa



اگر در روش انترپوله خطی (بین منحنی‌های دو  $GSI$  یا دو  $\sigma_c$ )، یکی از منحنی‌های نشان‌دهنده تغییرشکل دیواره تونل در مرحله نرم کرنشی (که با خط چین مشخص شده‌اند) و منحنی دیگر در مرحله مقاومت ماندگار باشد؛ مشابه موارد بالا، پارامتر  $A$  را به روش انترپوله به دست آورده و در محاسبه تغییر شکل‌ها از دو جمله اول رابطه (۲۸) استفاده می‌شود (به بخش ۴-۴ مراجعه شود).

به دلیل گستردگی مقادیر  $A$  و افزایش دقت، مقادیر این پارامتر برای لجندهای ستاره‌دار از محور قائم سمت راست قرائت می‌شود. در انتهای این بخش، ترتیب محاسبات و استفاده از روابط ذکر می‌شود:

(۱) تعیین  $M$  از رابطه (۹)

(۲) محاسبه  $\sigma_{Te}$  از رابطه (۸)

(۳)  $\omega_{s_1}$  از رابطه (۲۳)

(۴)  $\dot{E}$  از رابطه (۱۶)

(۵)  $N_{s_1}$  از رابطه (۲۲)

(۶)  $\omega_{s_2}$  از رابطه (۲۶)

(۷)  $\dot{E}_r$  از رابطه (۲۷)

(۸)  $N_{s_2}$  از رابطه (۲۵)

(۹)  $A$  از شکل (۴)

(۱۰)  $\varepsilon_{\theta}^{total}$  از رابطه (۲۸)

#### ۴- حل مثال‌ها با روش ارائه شده

##### ۴-۱- استفاده از روش پیشنهادی

در این بخش به حل چند مثال با استفاده از روش پیشنهادی پرداخته می‌شود و نتایج حاصل با نتایج ارائه شده توسط Alejano و همکاران (۲۰۱۰) مقایسه می‌شود.

اگر تونلی دایروی به قطر ۶ متر در عمق ۶۰۰ متری ( $p_0 = 15 \text{ MPa}$ ) در توده‌سنگ آهکی با سه کیفیت متفاوت ۲۵ - 30; 40 - 50; 75 -  $GSI^p - GSI^r$ : حفاری گردد، نتایج تخمین پارامتر  $A$  از شکل (۴) و همچنین محاسبه کرنش مماسی دیواره تونل در جدول (۲) آمده است. در تمامی حالات فرض می‌شود که  $\sigma_c = 75 \text{ MPa}$ ،  $m_i = 10$  و  $\nu = 0.25$  است.

همان طور که در جدول (۲) ملاحظه می‌گردد، روش پیشنهادی با دقت قابل قبولی کرنش مماسی در دیواره تونل را پیش‌بینی می‌کند و می‌توان آن را برای شرایط دیگر توده‌سنگ ارزیابی کرد. بایستی توجه شود که مقدار پارامتر  $A$  حتی‌الامکان با دقت زیاد قرائت شود زیرا نتایج این روش به تغییرات این پارامتر بسیار حساس است.

نمودارهای ارائه شده جوابگوی شرایط اغلب تونل‌های معمول از عمق ۲۰۰ متری تا ۱۰۰۰ متری، شاخص مقاومت ژئولوژیکی توده‌سنگ برای مقادیر ۲۵ تا ۷۵ و مقاومت تک محوری از ۲۵ تا ۱۰۰ مگاپاسکال است.

برای یک مقدار معین  $GSI^p$  در جدول (۱)، دو حد بالا و پایین برای مقدار  $GSI^r$  فرض شده و نمودار آنها به ازای یک مقدار مشخص  $\sigma_c$  در شکل‌های (۴) رسم شده است. برای مقادیر دیگر  $GSI^r$  بین این دو حد، از روش انترپوله خطی برای تخمین پارامتر  $A$  استفاده می‌شود. برای مثال به بخش ۴-۱ مراجعه شود. نمودارها برای چهار مقدار مقاومت تک‌محوری سنگ بکر  $\sigma_c$  ارائه شده‌اند. برای مقادیر دیگر مقاومت تک‌محوری، از روش انترپوله خطی بین شکل‌های (۴) استفاده شده و مقدار دقیق پارامتر  $A$  تخمین زده می‌شود. برای مثال به بخش ۴-۲ مراجعه شود.

اگر برای مقدار معین  $GSI^p$ ، منحنی مشخصی در شکل‌های (۴) وجود نداشته باشد (مثل مقدار ۵۵)؛ در این صورت مطابق با جدول (۱)، در مجموع چهار حد بالا و پایین برای آن وجود خواهد داشت.

با توجه به مقدار  $GSI^r$  مسأله می‌توان از دو، سه و یا هر چهار حد بالا و پایین استفاده نموده و مقادیر پارامتر  $A$  هر یک از آنها را قرائت نمود تا در نهایت، مقدار پارامتر  $A$  برای مسأله مورد نظر تخمین زده شود. برای مثال به بخش ۴-۳ مراجعه شود که در مثال اول از یک حد بالا و یک حد پایین و در مثال دوم از دو حد پایین و یک حد بالا استفاده می‌شود. در کارهای عملی می‌توان محاسبات را برای این حدود انجام داد و در نهایت، میزان کرنش از بین این مقادیر تخمین زد. این فرض چندان دور از واقعیت نیست زیرا بر اساس توصیه Marinis و Hoek (۲۰۰۰)، در کارهای عملی و پروژه‌های مهندسی نمی‌توان یک مقدار مشخص برای  $GSI$  در نظر گرفت بلکه بایستی محدوده‌ای با خطای  $\pm 5$  در تخمین آن در نظر گرفته شود.

عدم ادامه نیافتن برخی از منحنی‌ها در بعضی از اعماق به ویژه اعماق کم به این مفهوم است که توده‌سنگ در وضعیت الاستیک قرار می‌گیرد و تغییر شکل پلاستیک ندارد.

قسمت خط چین برخی از منحنی‌ها به این مفهوم است که توده‌سنگ پلاستیک اطراف تونل (یا به عبارت بهتر دیواره تونل) وارد قسمت مقاومت ماندگار منحنی تنش-کرنش سه محوری معادل (منحنی نقطه‌چین شکل (۳)) نشده است. در این صورت، کرنش از مجموع بخش الاستیک و قسمتی از بخش نرم‌شوندگی کرنش اولیه است. به عبارتی، از جمله سوم رابطه (۲۷) برای محاسبه کرنش استفاده نمی‌شود.

تونلی با مقطع دایره در عمق ۷۰۰ متری ( $p_0 = 17.5 \text{ MPa}$ ) در توده‌سنگی‌هایی با 60 و  $GSI^p = 40$  و تخمین این که مقدار منتظر 37 و  $GSI^r = 23$  خواهد بود؛ قرار است حفاری شود. اگر برای مقاومت تک محوری سنگ بکر سه مقدار  $\sigma_c = 42 \text{ MPa}$ ،  $\sigma_c = 60 \text{ MPa}$  و  $\sigma_c = 85 \text{ MPa}$  در نظر بگیریم، قرائت مقادیر پارامتر A برای  $\sigma_c$  های مربوط به شکل‌های (۴) به همراه تخمین این پارامتر برای سایر  $\sigma_c$  ها و تعیین مقدار کرنش در دیواره تونل به ازای مقادیر تخمینی پارامتر A در جدول (۳) آمده است.

تخمین مقادیر پارامتر A از روی مقادیر قرائت شده این پارامتر به روش انترپوله خطی انجام شده است و کرنش حاصل از این پارامتر تطابق خوبی با روش تحلیلی اصلاح شده Brown و همکاران (۱۹۸۳) و Park و همکاران (۲۰۰۶) دارد. بنابر این شکل‌های (۴) می‌توانند برای سایر  $\sigma_c$  ها نیز استفاده شوند.

لازم به ذکر است که Alejano و همکاران (۲۰۱۰) از روش Hoek و همکاران (۲۰۰۲) مقدار مدول الاستیسیته را تعیین کرده و در محاسبه کرنش مماسی استفاده کردند، لیکن مؤلفان این تحقیق از روش جدیدتری (Hoek و Diederichs، ۲۰۰۶) آن را تعیین کرده و در روابط Alejano و همکاران (Alejano و همکاران، ۲۰۱۰) استفاده کردند تا مقایسه نتایج این روش با نتایج روش جدید پیشنهادی امکان‌پذیر باشد.

#### ۴-۲- روش پیشنهادی و مقاومت تک محوری سنگ بکر

شکل‌های (۴) برای چهار مقدار مشخص  $\sigma_c$  تنظیم شده‌اند. در این بخش، به بررسی امکان استفاده از روش پیشنهادی در پیش-بینی همگرایی تونل برای مقادیر دیگری از  $\sigma_c$  پرداخته می‌شود.

جدول ۲- قرائت پارامتر A از شکل (۴-ج) برای  $GSI^p - GSI^r$  مشخص، تخمین آن برای مقادیر دیگر  $GSI^p - GSI^r$  و برای محاسبه کرنش مماسی دیواره تونل با روش پیشنهادی و روش تحلیلی Alejano و همکاران (Alejano و همکاران، ۲۰۱۰)

$GSI^p - GSI^r$	پارامتر A	$\varepsilon_{\theta}^{total}$ (روش پیشنهادی)	$\varepsilon_{\theta}^{total}$ روش تحلیلی
۷۴-۴۵	۱/۱۴	۵/۱۳۵-۰۴	۴/۹۴۵-۰۴
۷۵-۳۵	۱/۰۲	۵/۱۹۵-۰۴	۵/۴۸۵-۰۴
۷۵-۴۰	۱/۰۹*	۴/۵۵۵-۰۴	۴/۹۴۵-۰۴
۵۰-۳۳	۱/۰۴	۴/۴۶۵-۰۳	۴/۰۷۵-۰۳
۵۰-۲۵	۱/۰۱	۵/۰۷۵-۰۳	۴/۷۷۵-۰۳
۵۰-۳۰	۱/۰۲۵*	۴/۸۲۵-۰۳	۴/۳۲۵-۰۳
۲۵-۲۵	۱/۱۸	۴/۹۵۵-۰۲	۵/۰۰۵-۰۲

\* مقدار تخمین زده شده توسط مؤلفین

جدول ۳- قرائت پارامتر A از شکل‌های (۴) برای  $\sigma_c$  معین، تخمین آن برای مقادیر دیگر  $\sigma_c$  و محاسبه کرنش مماسی دیواره تونل با روش پیشنهادی و روش تحلیلی

$GSI^p - GSI^r$	$\sigma_c$ (MPa) شکل‌ها	پارامتر A از منحنی‌ها	$\sigma_c$ (MPa)	پارامتر A تخمینی	$\varepsilon_{\theta}^{total}$ (روش پیشنهادی)	$\varepsilon_{\theta}^{total}$ (روش تحلیلی)
	۲۵	۱/۰۴۵	۴۲	۱/۰۴۵۳	۰/۰۰۳۸	۰/۰۰۳۳۷
	۵۰	۱/۰۴۶				
۶۰-۳۷	-	-	۶۰	۱/۰۰۵	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۵
	۷۵	۱/۰۵۷				
	-	-	۸۵	۱/۰۵۵۶	۰/۰۰۲۳	۰/۰۰۰۲
	۱۰۰	۱/۰۵۵				
	۲۵	۱/۰۰۴۵	۴۲	۱/۰۰۰۴	۰/۰۰۲۴	۰/۰۰۲۳۵
	۵۰	۱/۰۰۳۶				
۴۰-۲۳	-	-	۶۰	۱/۰۰۰۴	۰/۰۰۱۸	۰/۰۰۱۷۳
	۷۵	۱/۰۰۴۵				
	-	-	۸۵	۱/۰۰۰۴۹	۰/۰۰۱۴	۰/۰۰۱۳۶
	۱۰۰	۱/۰۰۵۵				

### ۳-۴- روش پیشنهادی و شاخص مقاومت ژئولوژیکی توده-سنگ اولیه

در این بخش، به بررسی چگونگی استفاده از روش پیشنهادی برای مقادیری از شاخص مقاومت ژئولوژیکی توده‌سنگ اولیه است که در شکل‌های (۴) نموداری برای آنها پیش‌بینی نشده است. اگر تونلی در عمق ۴۵۰ متری ( $p_0 = 11.25 \text{ MPa}$ ) در توده-سنگی با  $GSI^P = 45$  و  $63$  و تخمین مقدار متناظر  $GSI^r = 28$  و  $35$  احداث شود؛ مقدار کرنش‌های آن با استفاده از روش پیشنهادی و روش تحلیلی اصلاح شده Brown و همکاران (۱۹۸۳) و Bituporn و Park (۲۰۰۶) به صورت جدول (۴) می‌شود. مقاومت تک محوری سنگ بکر  $\sigma_c = 50 \text{ MPa}$  است. در این مثال‌ها، منحنی مشخصی در شکل‌های (۴) برای  $GSI^P = 45$  و  $63$  وجود ندارد. لیکن برای هر یک از این مقادیر  $GSI^P$  در مجموع چهار منحنی حد بالا و پایین می‌توان یافت. انتخاب هر یک از این حدود بستگی به مقدار  $GSI^r$  مسأله دارد. به طور مثال برای  $GSI^P = 45$  این چهار حد به صورت زیر است:  $GSI^P - GSI^r: 40 - 23, 40 - 27, 50 - 27, 50 - 33$  مقایسه کرنش‌های حاصل از روش پیشنهادی با روش تحلیلی، صحت این روش را نشان می‌دهد.

### ۴-۴- روش پیشنهادی و استفاده از نمودارها برای یک حالت خاص

با توجه به این که  $GSI^r = 28$  است بهترین حدود برای مسأله مورد نظر  $23 - 40$  و  $33 - 50$  خواهد بود. زیرا برای  $GSI^P = 45$  که: میانگین  $40$  و  $50$  است،  $GSI^r$  آن نیز میانگین  $23$  و  $33$  می‌شود. برای مثال دوم نیز در مجموع چهار حد می‌توان انتخاب کرد که عبارت از:

$$GSI^P - GSI^r: 60 - 28, 60 - 37, 70 - 30, 70 - 40$$

میانگین دو حد پایین برابر است با  $GSI^P - GSI^r: 60 - 32.5$ . به نظر می‌رسد انتخاب میانگین حد پایین و ترکیب آن با حد بالای  $GSI^P - GSI^r: 70 - 40$  به روش انتروپوله خطی می‌تواند جوابگوی مسئله باشد. بر این اساس، پارامتر  $A$  نیز برای این مثال محاسبه شده است (جدول (۴)).

اگر یکی از منحنی‌ها به عنوان یکی از حدود بالا (یا پایین) مسأله‌ای نشان دهد که تغییر شکل دیواره تونل در مرحله نرم کرنشی اولیه متوقف شده است (که با خط چین در شکل‌های (۴) مشخص شده‌اند)، پارامتر  $A$  به روش انتروپوله به دست آورده و در محاسبه تغییر شکل‌ها از دو جمله اول رابطه (۲۷) استفاده می‌شود.

جدول ۴- قرائت پارامتر  $A$  از شکل (۴-ب) برای  $GSI^P - GSI^r$  مشخص، تخمین آن برای مقادیر دیگر  $GSI^P - GSI^r$  و محاسبه کرنش مماسی

#### دیواره تونل با روش پیشنهادی و روش تحلیلی

$GSI^P - GSI^r$ منحنی‌ها	پارامتر $A$ از منحنی‌ها	$GSI^P - GSI^r$ مسأله	پارامتر $A$ تخمینی	$\epsilon_{\theta}^{\text{total}}$ (روش پیشنهادی)	$\epsilon_{\theta}^{\text{total}}$ (روش تحلیلی)
۴۰-۲۳	۱/۰۰۵	۴۵-۲۸	۱/۰۲	۰/۰۰۶۵	۰/۰۰۵۶
۵۰-۳۳	۱/۰۳۶				
۶۰-۲۸	۱/۰۱۰	۶۳-۳۵	۱/۰۴	۰/۰۰۱۲	۰/۰۰۱۱
۶۰-۳۷	۱/۰۴۹				
۷۰-۴۰	۱/۰۶۵				

جدول ۵- قرائت پارامتر  $A$  از شکل (۴-د) برای  $GSI^P - GSI^r$  مشخص، تخمین آن برای مقادیر دیگر  $GSI^P - GSI^r$  و محاسبه کرنش مماسی

#### دیواره تونل با روش پیشنهادی و روش تحلیلی

$GSI^P - GSI^r$ منحنی‌ها	پارامتر $A$ از منحنی‌ها	$GSI^P - GSI^r$ مسأله	پارامتر $A$ تخمینی	$\epsilon_{\theta}^{\text{total}}$ (روش پیشنهادی)	$\epsilon_{\theta}^{\text{total}}$ (روش تحلیلی)
۴۰-۲۳	۱/۰۰۵	۴۵-۲۸	۱/۰۲	۰/۰۰۶۵	۰/۰۰۵۶
۵۰-۳۳	۱/۰۳۶				
۶۰-۲۸	۱/۰۱۰	۶۳-۳۵	۱/۰۴	۰/۰۰۱۲	۰/۰۰۱۱
۶۰-۳۷	۱/۰۴۹				
۷۰-۴۰	۱/۰۶۵				

## ۶- مراجع

- Alejano LR, Alonso E, Rodriguez-Dono A, Fdez-Manin G, Application of the convergence-confinement method to tunnels in rock masses exhibiting Hoek-Brown strain-softening behaviour. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 2010, 47: 150-160.
- Alejano LR, Alonso E, Considerations of the dilatancy angle in rocks and rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 42 (4), 2005, 481-507.
- Alejano LR, Rodriguez-Dono A, Alonso E, Fdez-Manin G, Ground reaction curves for tunnels excavated in different quality rock masses showing several types of post-failure behavior, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2009, 24:689-705.
- Alonso E, Alejano LR, Varas F, Fdez-Manin G, Carranza-Torres C, Ground response curves for rock masses exhibiting strain softening behavior. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*. 27, 2003, 1153-1185.
- Brown ET, Bray JW, Ladanyi B, Hoek E. Ground response curves for rock tunnels, *Journal of Geotechnical Engineering*, 1983, 109, 15-39.
- Carranza-Torres C, Fairhurst C, The elasto-plastic response of underground excavations in rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1999, 36 (5), 777-809.
- Cai M, Kaiser PK, Uno H, Tasaka Y, Minamic M, Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed rock masses using the GSI system, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, 2004, 41 (1), 3-19.
- Cai M, Kaiser PK, Tasakab Y, Minamic M, Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2007, 44, 247-65.
- Gonzalez-Cao J, Varas F, Bastante FG, Alejano LR, Ground reaction curves for circular excavations in non-homogeneous, axisymmetric strain-softening rock masses, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2013, 5, 431-442.
- Hoek E, Brown ET, *Underground Excavations in Rock*, the Institution of Mining and Metallurgy, London, 1980.
- Hoek E, Carranza-Torres CT, Corkum B, Hoek-Brown failure criterion-2002 edition. In: *Proceedings of the fifth North American rock mechanics symposium*, Toronto, Canada, vol. 1, 2002, 267-73.
- Hoek E, Diederichs MS, Empirical estimates of rock mass modulus, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2006, 43, 203-15.
- Lee Y-K, Pietruszczak S, A new numerical procedure for elasto-plastic analysis of a circular opening excavated in a strain-softening rock mass. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2008; 23:588-599.

در جدول (۵)، حد بالای  $GSI^r - GSI^p$ : 75 - 35 برای  $p_0 = 13 MPa$  و  $\sigma_c = 100 MPa$  در مرحله نرم‌شوندگی کرنش اولیه است. پارامتر  $A$  برای مسأله  $GSI^r - GSI^p$ : 73 - 33 به روش انترپوله خطی حساب شده و تغییر شکل دیواره تونل در جدول (۵) آمده است.

## ۵- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در این مطالعه، روش تحلیلی جدیدی برای تخمین سریع و اولیه کرنش دیواره تونل‌های دایره‌ای در توده‌سنگ همگن و ایزوتروپیک تحت تنش اولیه هیدروستاتیک ارائه شد. در این روش، از روابط هندسی در منحنی تنش-کرنش ایده‌آل توده‌سنگ استفاده می‌شود به این ترتیب که، کرنش‌های الاستیک و پلاستیک به ترتیب از تقسیم تنش‌های ناشی از حفاری (بارگذاری) بر شیب بخش‌های الاستیک و پلاستیک منحنی به دست می‌آید. بخش پلاستیک به دو قسمت نرم‌شوندگی اولیه و قسمت نرم‌شوندگی ثانویه (مقاومت ماندگار) تقسیم می‌شود که شیب هر قسمت تابعی از عمق تونل و شاخص مقاومت ژئولوژیکی آن قسمت است. زمان انتقال از قسمت اول بخش پلاستیک به قسمت دوم بر حسب تنش و با ضریبی از مقاومت ماندگار توده‌سنگ در آزمایش سه محوری معادل برآورد شد. این ضریب به صورت نمودارهایی بر حسب عمق تونل، مقاومت تک محوری سنگ بکر و شاخص مقاومت ژئولوژیکی اولیه و ثانویه توده‌سنگ ارائه شده است و از یکسان کردن نتایج روش ارائه شده با نتایج یکی از مدل‌های تحلیلی (که با فرض رفتار نرم‌شوندگی کرنش، معیار خرابی هوک و براون و وجود قانون جریان همراه توسعه یافته است) به دست آمده است. سادگی روش و عدم نیاز به محاسبات پیچیده و برنامه‌نویسی کامپیوتری آزمایش‌های این روش جدید است.

نمودارهای ارائه شده و به طور کلی روش پیشنهادی، جوابگوی شرایط اغلب تونل‌های معمول از جمله عمق ۲۰۰ متری تا ۱۰۰۰ متری، شاخص مقاومت ژئولوژیکی توده‌سنگ برای مقادیر ۲۵ تا ۷۵ و مقاومت تک محوری از ۲۵ تا ۱۰۰ مگاپاسکال است (که البته محدودیت برای این روش محسوب می‌شود). همچنین برای شرایطی که تغییر شکل دیواره تونل در حد الاستیک باقی‌مانده و یا این که تغییر شکل پلاستیک وارد مرحله نرم‌شوندگی ثانویه نشده باشد، در این نمودارها پیش‌بینی شده است. مثال‌های حل شده و مقایسه نتایج آن نشانگر قابل اعتماد بودن روش تحلیلی پیشنهادی است.

- Marinos P, Hoek E, GSI-A geologically friendly tool for rock mass strength estimation. In ISRM international symposium, International Society for Rock Mechanics, Melbourne, 2000.
- Park KH, Kim YJ, Analytical solution for a circular opening in an elastic-brittle-plastic rock. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2006, 43, 616-622.
- Park KH, Bituporn T, Lee J-G, A simple procedure for ground response curve of circular tunnel in elastic-strain softening rock masses, Tunnelling and Underground Space Technology 2006; 43, 616-622.
- Ranjbarnia M, Fahimifar A, Oreste P, Analysis of non-linear strain-softening behavior around tunnels. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering, 2014, 168:16-30.
- Sharan SK, Elastic-brittle-plastic analysis of circular openings in Hoek-Brown media. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 2003, 40, 817-24.
- Sharan SK, Exact and approximate solutions for displacements around circular openings in elastic-brittle-plastic Hoek-Brown rock. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 2005, 42, 542-9.
- Wang Y, Ground response of circular tunnel in poorly consolidated rock Journal of Geotechnical Engineering 1996, 122, 703-8.
- Wang S, Yin X, Tang H, Ge X, A new approach for analyzing circular tunnel in strain-softening rock masses, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2010, 47, 170-178.

## EXTENDED ABSTRACT

# Application of the Stress-Strain Curve of Rock Mass to Estimate the Convergence of Deep Circular Tunnels

Masoud Ranjbarnia\*, Nima Rahimpour

Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz 5166616471

Received: 15 September 2016; Accepted: 21 May 2017

### Keywords:

Analytical approach, Circular tunnel, Tunnel Convergence, Stress-strain curve

## 1. Introduction

The prediction of tunnel convergence at great depth is the important factor in tunneling design. A large number of analytical solutions have been presented for circular tunnels. However; it is not an easy task to use them in practice due to their either complexity or difficulty of stepwise computations, particularly when the stress-strain behavior of rock mass is the strain softening.

Therefore; in this study, a simple analytical approach is presented to estimate circular tunnel convergence using the stress-strain curve of rock mass located on tunnel wall. This curve is obtained based on values of the principle stresses as well as their variation on tunnel wall due to tunnel face advancement.

## 2. Methodology

### 2.1. Assumptions

Tunnel cross section is circular and excavated in homogeneous rock mass subjected to hydrostatic stress field i.e.  $p_0$ . Due to the excavation, the stress field is redistributed to the radial and tangential stresses with respect to the opening. Advancement of tunnel face leads the value of radial stress (as the minor principle stress) to become lower, and vice versa; the value of tangential stress (as the major principle stress) to increase until the difference between two principle stresses become so greater that the rock mass is broken i.e. (Brown et al. 1983)

$$\sigma_{1,3} = p_0 \pm M\sigma_c \quad (1)$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2M\sigma_c \quad (2)$$

where

$$M = \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{m_p}{4} \right)^2 + m_p \frac{p_0}{\sigma_c} + s_p \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{m_p}{8} \quad (3)$$

where  $\sigma_c$  is the uniaxial strength of intact rock,  $m_p$  and  $s_p$  are rock mass constants before failure, and can be obtained by initial quality of rock mass introduced by proper Geological Strength Index (GSI).

After rock mass failure, the relation between the principle stresses obeys Hoek-Brown failure criterion (Hoek and Diederichs, 2006).

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2)^{0.5} \quad (4)$$

where  $m$  and  $s$  depends on the extent which the rock mass has been broken.

\* Corresponding Author

E-mail addresses: m.ranjbarnia@tabrizu.ac.ir (Masoud Ranjbarnia), nimarahimpour93@ms.tabrizu.ac.ir (Nima Rahimpour).

### 2.2. The analytical approach

Further advancement of tunnel face leads in further reduction of radial stress on tunnel wall, and at the same time; tunnel convergence increases meaning the quality of rock mass deteriorate (and so forth the values of  $m$  and  $s$ ). Hence; the value of  $\sigma_1 - \sigma_3$  reduces. This process is continued till to full diminishing of radial stress. In this condition

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sqrt{s\sigma_c} \tag{5}$$

Using associated flow rule, the stresses- strain curve of tunnel wall is such as shown in Fig. 1.

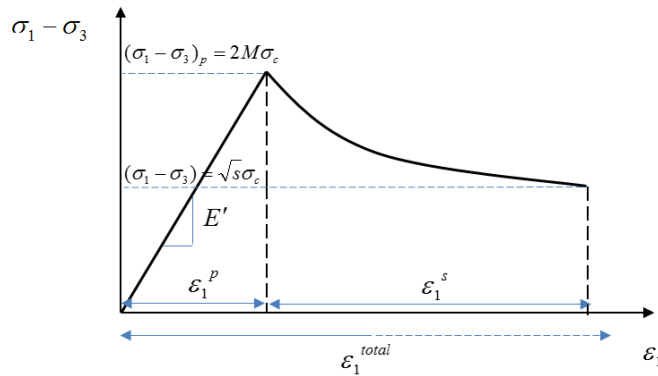


Fig. 1. The stress- strain curve of rock mass on tunnel wall

The trend of stress-strain curve in the plastic regime is related to both the quality of rock mass (directly) and the tunnel depth defined by confinement stress (indirectly) (Alejano et al., 2010). Considering that GSI has more influence than the minor stress (Alejano et al., 2010), the slope of stress-strain curve is continuously reducing (Ranjbarnia et al., 2014).

In this study, for the simplicity, the non-linear post peak curve (the solid one) is approximated by two linear curves (the dashed lines) so called “the first strain softening” and “the second strain softening” stages (Fig. 2).

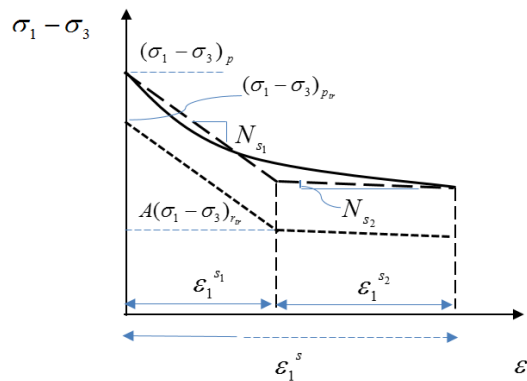


Fig. 2. Approximation of nonlinear curve by two linear (dashed or dotted lines) curves

The slope of first stage can be calculated by Equation (6) (Alejano et al., 2010)

$$N_{s_1} = -\omega_{s_1} \cdot \dot{E} \tag{6}$$

Where

$$\omega_{s_1} = 0.0046e^{0.0768GSI^p} \left( \frac{\sigma_3}{\sqrt{s_p} \sigma_c} \right)^{-1} \quad \text{for } \frac{\sigma_3}{\sqrt{s_p} \sigma_c} > 0.1 \tag{7a}$$

$$\omega_{s_1} = 0.0046e^{0.0768GSI^p} \left( \frac{\sigma_3}{2\sqrt{s_p} \sigma_c} + 0.05 \right)^{-1} \quad \text{for } \frac{\sigma_3}{\sqrt{s_p} \sigma_c} \leq 0.1 \tag{7b}$$

$$\dot{E} = \frac{2E}{1 + \nu} \tag{8}$$

where  $E$  and  $\nu$  are the elasticity Modulus and Poisson's ratio of rock mass before failure, respectively;  $GSI^p$  refers to the value of GSI before failure, and  $\sigma_3$  is the confinement stress. After failure, as the magnitude of confinement stress in tunneling excavation (corresponding to solid curve and dashed line) varies from  $p_0 - M\sigma_c$  to zero, the average value is considered in above equations. This assumption leads the dashed lines to move to dotted line location in Fig. 2.

The insignificant slope of the second stage can be obtained by equations (6)-(8), but using  $GSI^r$ ,  $E_r$  and  $s_r$ .  $GSI^r$  is associated to completely broken rock mass, and can be estimated according to  $GSI^p$  (Cai et al., 2007). The value of  $E_r$  and  $s_r$  are calculated by  $GSI^r$  (Hoek and Diederichs, 2006).

Total tunnel wall strain is calculated from both the "elastic" and "plastic" parts of stress-strain curve. The major elastic strain is (Brown et al., 1983)

$$\varepsilon_1^e = \frac{M\sigma_c}{2G} \tag{9}$$

where  $G$  is the shear Modulus of rock mass. From Figure (2), the major strain of the softening parts are

$$\varepsilon_1^{s_1} + \varepsilon_1^{s_2} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{s_1} - A(\sigma_1 - \sigma_3)_{s_2}}{N_{s_1}} + \frac{(A - 1)(\sigma_1 - \sigma_3)_{s_2}}{N_{s_2}} \tag{10}$$

Thus, the total major strain after manipulation is

$$\varepsilon_1^{total} = \frac{M\sigma_c}{2G} + \frac{\sqrt{m_p\sigma_c 0.5(p_0 - M\sigma_c) + s_p\sigma_c^2} - A\sqrt{m_r\sigma_c 0.5(p_0 - M\sigma_c) + s_r\sigma_c^2}}{N_{s_1}} + \frac{(A - 1)\sqrt{m_r\sigma_c 0.5(p_0 - M\sigma_c) + s_r\sigma_c^2}}{N_{s_2}} \tag{11}$$

Where  $A$  is a key parameter found from the graphs prepared in terms of different tunnel depths and qualities of rock masses. These graphs are obtained by matching the total major strain by equation (11) and that of the authentic analytical approach for different cases. These graphs are available in original paper.

### 3. Results and discussion

Table (1) compares the calculated major total strains by proposed approach with those obtained by Alejano et al. (2010). The circular tunnel with 6 meters diameter is excavated at depth of 600 meters in three different qualities of rock mass. The other rock mass data are  $\nu = 0.25$  and  $\sigma_c = 75$  MPa.

**Table 1.** Calculation the total major strain by proposed method to compare with those obtained by Alejano et al. (2010)

$GSI^p - GSI^r$	Parameter $A$	$\varepsilon_\theta^{total}$ by proposed approach	$\varepsilon_\theta^{total}$ by Alejano et al. (2010)
75-40	1.09	4.55E-04	4.94E-04
50-30	1.025	4.82E-04	4.32E-04
25-25	1.18	4.95E-02	5.00E-02

### 4. Conclusions

The convergence of circular tunnel excavated at great depths (i.e. from 200 meters to 1000 meters) in different quality of rock mass can be calculated using the simple equations along with graphs. Comparing the results of proposed approach with those of the other analytical approaches shows the effectiveness of the proposed method.

### 5. References

Alejano LR, Rodriguez-Dono A, Alonso E, Fdez-Manin G, Ground reaction curves for tunnels excavated in different quality rock masses showing several types of post-failure behavior, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2009, 24:689-705.

Brown ET, Bray JW, Ladanyi B, Hoek E, "Ground response curves for rock tunnels", *Journal of Geotechnical Engineering*, 1983, 109, 15-39.

Cai M, Kaiser PK, Tasakab Y, Minamic M, "Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2007, 44, 247-65.

Hoek E, Diederichs MS, "Empirical estimates of rock mass modulus", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2006, 43, 203-15.

Ranjbarnia M, Fahimifar A, Oreste P, "Analysis of non-linear strain-softening behavior around tunnels", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineerin*, 2014, 168, 16-30.