

برآورد نیروهای داخلی سیستم نگهداری تونل‌ها با استفاده از روش‌های تحلیلی و عددی

حمید زارعی^{۱*}؛ کوروش شهریار^۲؛ پرویز معارف‌وند^۳؛ محمد حسین احمدی^۱
۱- دانشجوی دکترای مکانیک‌سنگ؛ دانشکده مهندسی معدن و متالورژی، دانشگاه صنعتی امیرکبیر
۲- استاد؛ دانشکده مهندسی معدن و متالورژی، دانشگاه صنعتی امیرکبیر
۳- استادیار؛ دانشکده مهندسی معدن و متالورژی، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

دریافت دست‌نوشته: ۱۳۹۴/۰۵/۰۱؛ پذیرش دست‌نوشته: ۱۳۹۴/۱۲/۲۴

چکیده	اِزگان کلیدی
تعیین نیروهای داخلی یکی از مهم‌ترین ارکان طراحی سیستم نگهداری تونل‌ها است. در این پژوهش با استفاده از روش‌های تحلیلی و عددی به برآورد نیروهای داخلی سیستم نگهداری پرداخته شده است و نتایج حاصل از روش‌های تحلیلی و عددی با هر دو فرض عدم لغزش نسبی و لغزش کامل، در حالت دو بعدی و سه بعدی با یکدیگر مقایسه شده‌اند. استحکام سیستم نگهداری در مقابل بارهای وارده نیز با استفاده از نمودار اندرکنش مورد بررسی قرار گرفت. نتایج حاصل از روش‌های تحلیلی و عددی با یکدیگر تطابق خوبی داشته و نشان دادند در بخش‌های مختلف سیستم نگهداری نیروی محوری حاصل با فرض لغزش کامل، نسبت به نیروی محوری حاصل با فرض عدم لغزش نسبی، از یکنواختی بیشتری برخوردار است و ممان خمشی حاصل با فرض لغزش نسبی به ممان خمشی حاصل با فرض عدم لغزش نسبی، به میزان تقریبی ۱۵٪ بیشتر است. همچنین نتایج نشان داد که با افزایش نسبت تنش افقی به تنش عمودی (در تنش عمودی ثابت) نیروی محوری افزایش می‌یابد و هر چه شرایط تنش از شرایط تنش هیدرواستاتیک بیشتر فاصله می‌گیرد، ممان خمشی افزایش می‌یابد. طبق نتایج با افزایش نسبت مدول الاستیک سیستم نگهداری بر مدول الاستیک زمین، نیروی محوری به صورت غیر خطی و ممان خمشی به صورت خطی افزایش می‌یابند. با افزایش شعاع تونل نیز نیروی محوری به صورت خطی افزایش و ممان خمشی به صورت غیر خطی کاهش می‌یابد.	نیروهای داخلی سیستم نگهداری تونل نیروی محوری ممان خمشی روش‌های تحلیلی و عددی مودار اندرکنش

بهره‌برداری. از میان سه مساله مذکور، مورد اول ارتباط مستقیمی با طراحی مناسب سیستم نگهداری تونل دارد. بنابراین؛ یکی از مهم‌ترین ارکان طراحی تونل‌ها، طراحی سیستم نگهداری است (Moorak & cording, 2007).
تعیین نیروهای داخلی سیستم نگهداری یکی از مهم‌ترین مشکلات طراحی تونل می‌باشد. به دلیل عدم قطعیت در تعیین خواص مقاومتی زمین، توزیع مجدد تنش (که وابسته به تغییر شکل زمین در مرحله قبل و بعد از نصب سیستم نگهداری است) و تفاوت در روش‌های اجرا، تعیین نیروهای

۱- پیش‌گفتار

تونل‌ها از مهم‌ترین سازه‌های زیرزمینی هستند که به منظور حمل‌ونقل، انتقال آب، نصب کابل‌های ارتباطی و ... مورد استفاده قرار می‌گیرند. با توسعه تأسیسات زیرزمینی، ساخت تونل‌ها در سراسر جهان رو به افزایش است. طبق نظر پک (Peck) سه مسأله اصلی که در طراحی و حفر تونل باید مد نظر قرار گیرند عبارت‌اند از: حفظ پایداری تونل در طول مدت زمان عملیات حفاری، کاهش اثرات مخرب زیست‌محیطی ناشی از حفر تونل و کارایی مناسب تونل در طول مدت زمان

* تهران، خیابان حافظ، روبروی خیابان سمیه، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، دانشکده مهندسی معدن و متالورژی، ساختمان جدید، طبقه ۱۰، اتاق ۱۰، کدپستی: ۱۵۹۱۶۳۴۳۱۱؛ شماره تلفن: ۰۲۱-۶۴۵۴۲۹۴۰؛ شماره همراه: ۰۹۳۸۸۰۳۸۸۳۳؛ رایانامه: hamid.zarei@aut.ac.ir

گرفت (Einstein & Schwartz, 1979)

روش‌های تحلیلی و تحلیلی- تجربی بر پایه تجربیات ارزشمندی توسعه داده شده‌اند و در دهه‌های گذشته با موفقیت برای طراحی سیستم نگهداری مورد استفاده قرار گرفته‌اند. از سوی دیگر به دلیل محدودیت‌های روش‌های تحلیلی و ظهور کامپیوترهای با قدرت محاسباتی بالا، استفاده از روش‌های عددی برای طراحی سیستم‌های نگهداری رو به افزایش است.

به دلیل اهمیت طراحی مناسب سیستم نگهداری، در این پژوهش با استفاده از روش تحلیلی انیشتن و شوارتز و روش عددی به برآورد نیروهای داخلی سیستم نگهداری پرداخته شده است و در ادامه با استفاده از نمودار اندرکنش ممان خمشی- نیروی محوری، استحکام سیستم نگهداری در مقابل بارهای وارده مورد بررسی قرار گرفته است. در انتها نیز تأثیر پارامترهای مختلف در میزان نیروی برآورد شده، مورد بحث قرار گرفته است. برای تعیین نیروهای داخلی سیستم نگهداری در تحقیق حاضر از خصوصیات ژئوتکنیکی بخش ابتدایی تونل سبزکوه و سیستم نگهداری اولیه تونل مذکور استفاده شده است. تحلیل‌های عددی این تحقیق برای حالت-های دوبعدی و سه بعدی با استفاده از نرم‌افزار *FLAC* صورت پذیرفته است.

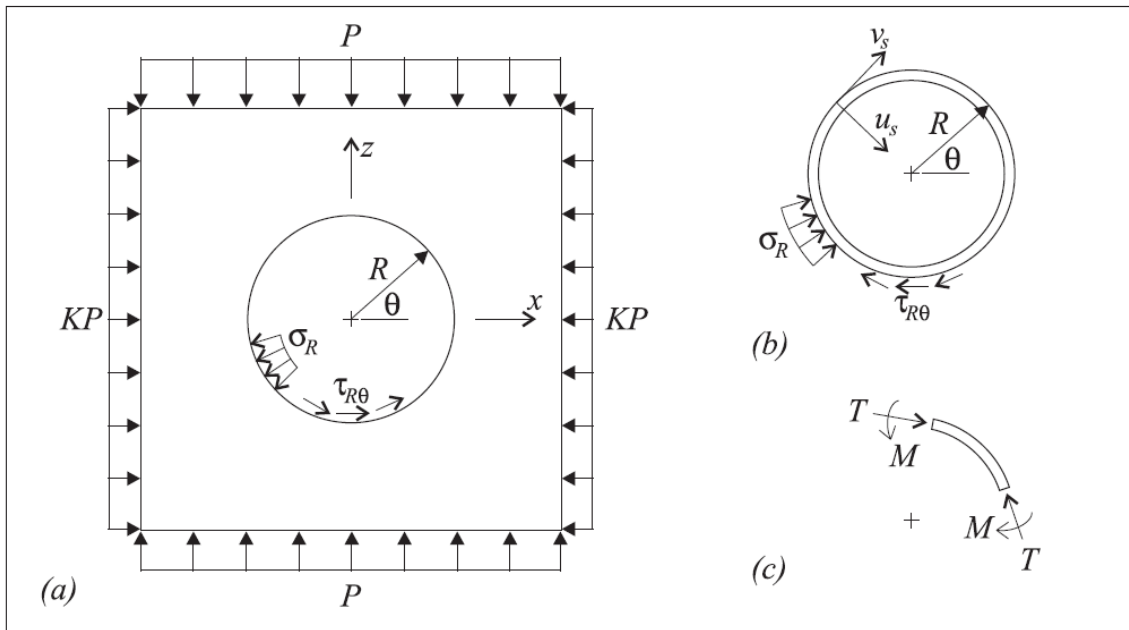
۲- روش تحلیلی انیشتن و شوارتز

انیشتن و شوارتز با فرض عدم لغزش نسبی بین سیستم نگهداری و محیط پیرامون (*no slip*)، نصب سیستم نگهداری بلافاصله بعد از حفاری و عدم در نظرگیری رهایی تنش قبل از نصب سیستم نگهداری، روابط (۱) و (۲) را برای محاسبه نیروهای داخلی سیستم نگهداری ارائه نمودند. در شکل ۱ مسأله به صورت شماتیک و با استفاده از نمادها نشان داده است. مؤلفه‌های جابجایی سیستم نگهداری شامل جابجایی مماسی (v_s) و جابجایی شعاعی (u_s)، نیروهای داخلی شامل نیروی محوری (T) و ممان خمشی (M) و تنش‌های سطح تماس سیستم نگهداری و زمین دربرگیرنده تونل (*interface contact stress*) شامل تنش عمودی (σ_R) و تنش برشی (τ_{RB}) است.

داخلی سیستم نگهداری مشکل می‌باشد. به همین دلیل اکثر تونل‌ها به صورت محافظه کارانه طراحی و اجرا می‌شوند. روش‌های موجود برای تعیین نیروهای داخلی سیستم نگهداری به ۴ دسته‌ی روش‌های تجربی و نیمه تجربی، مدل‌های حلقه و صفحه (*models ring and plate*)، مدل‌های حلقه و فنر (*ring and spring model*) و روش‌های عددی تقسیم می‌شوند (Kim & Eisenstein, 2006). جزئیات این روش‌ها به وسیله نویسندگان مختلفی بیان شده است که از این میان می‌توان به مطالعات کریگ و مویرود، اورک، دودک و اردمن، نگرو ویتاکر و فریث، کیم و آیزستین اشاره نمود (Craig & Muirwood, 1978)، (O'Rourke, 1984)، (Duddeck & Erdmann, 1985)، (Negro, 1988)، (Whittaker & Frith, 1990) و (Kim & Eisenstein, 1998).

راه‌حل‌های حل دقیق برای فهم مکانیزم توسعه تنش و تغییر شکل ناشی از حفر تونل مورد استفاده قرار می‌گیرند. علاوه بر این با استفاده از این روش‌ها می‌توان روابط پایه‌ای بین متغیرهای مختلف مانند رابطه بین میدان تنش- جابجایی و روابط بین نیروهای داخلی سیستم نگهداری و پارامترهای مکانیکی زمین و سیستم نگهداری را تعیین نمود (Carranza-Torres, Rysdahl, & Kasim, 2013)

مویرود با فرض عدم وجود تنش برشی بین زمین و سیستم نگهداری، تغییر شکل بیضوی سیستم نگهداری تونل-های دایره‌ای شکل در محیط الاستیک و شرایط کرنش صفحه‌ای، روابطی برای تعیین بیشینه نیروی محوری و ممان خمشی القایی در سیستم نگهداری ارائه نمود (Muirwood, 1975). کورتیس (Curtis) نیز در سال ۱۹۷۶ با استفاده از روشی مشابه روش مویرود و با در نظرگیری تنش برشی بین زمین و سیستم نگهداری روابطی برای تعیین بیشینه نیروی محوری و ممان خمشی القایی در سیستم نگهداری ارائه نمود (Palassi & Mohebbi, 2008). انیشتن و شوارتز با فرض شرایط کرنش صفحه‌ای، سیستم نگهداری به صورت پوسته جدار ضخیم و زمین در برگیرنده تونل به صورت الاستیک، نامحدود همسانگرد و همگن، روابطی برای برآورد نیروهای داخلی سیستم نگهداری ارائه نمودند. به دلیل سادگی، این روش به طور گسترده‌ای توسط مهندسين مورد استفاده قرار



شکل ۱- نمادهای به کار رفته در روش تحلیلی انیشتن و شوارتز (Einstein & Schwartz, 1979)

مدول الاستیک سیستم نگهداری، A_s مساحت متوسط سطح مقطع عرضی سیستم نگهداری به ازای طول خارج از صفحه واحد، I_s ممان اینرسی مقطع عرضی سیستم نگهداری به ازای طول خارج از صفحه واحد و θ موقعیت زاویه‌ای نسبت به افق است.

همچنین این محققین با فرض لغزش کامل بین سیستم نگهداری و محیط پیرامون (full slip)، روابط (۹) و (۱۰) را برای تعیین نیروهای داخلی سیستم نگهداری ارائه کردند. در فرض لغزش کامل، تنش برشی در سطح تماس سیستم نگهداری و محیط پیرامون ($\tau_{R\theta}$) برابر صفر در نظر گرفته می‌شود (Einstein & Schwartz, 1979).

$$T = \frac{PR}{2} \left\{ (1+K)(1-a_0^*) + \right. \left. \right\} \quad (9)$$

$$M = \frac{PR^2}{2} \left\{ \frac{1}{2}(1-K)[1-2a_2^*] \cos 2\theta \right\} \quad (10)$$

$$a_0^* = \frac{C^*F^*(1-v)}{C^*+F^*+C^*F^*(1-v)} \quad (11)$$

$$a_2^* = \frac{(6+F^*)(1-v)}{2F^*(1-v)+6(5-6v)} \quad (12)$$

$$T = \frac{PR}{2} \left\{ (1+K)(1-a_0^*) + \right. \left. \right\} \quad (1)$$

$$M = \frac{PR^2}{2} \left\{ \frac{1}{2}(1-K)[1+6a_2^*-2b_2^*] \sin 2\theta \right\} \quad (2)$$

$$C^* = \frac{ER(1-v_s^2)}{E_s R_s(1-v^2)} \quad (3)$$

$$F^* = \frac{ER^3(1-v_s^2)}{E_s I_s(1-v^2)} \quad (4)$$

$$\beta = \frac{(6+F^*)C^*(1-v)+2F^*}{3F^*+3C^*+2C^*F^*(1-v)} \quad (5)$$

$$b_2^* = \frac{C^*(1-v)}{2[C^*(1-v)+4v-6\beta-3\beta C^*(1-v)]} \quad (6)$$

$$a_0^* = \frac{C^*F^*(1-v)}{C^*+F^*+C^*F^*(1-v)} \quad (7)$$

$$a_2^* = \beta b_2^* \quad (8)$$

در این روابط R شعاع تونل، P تنش عمودی، K نسبت تنش افقی به تنش عمودی، E مدول الاستیک زمین دربرگیرنده تونل، v نسبت پواسون زمین در برگیرنده تونل a_0^* و b_2^* ضرایب بدون بعد، C^* نسبت تراکم‌پذیری، F^* نسبت انعطاف‌پذیری، v_s نسبت پواسون سیستم نگهداری E_s

۳- برآورد نیروهای داخلی سیستم نگهداری با

استفاده از روش‌های تحلیلی و عددی

در این بخش به بررسی و مقایسه نیروهای داخلی به دست آمده با استفاده از روش‌های تحلیلی و عددی پرداخته می‌شود. خواص ژئوتکنیکی بخش ابتدایی تونل سبزکوه برای انتخاب پارامترهای ورودی مورد استفاده قرار گرفته است. تونل انتقال آب سبزکوه به طول حدود ۱۰۶۰۰ متر و قطر حفاری ۴۵۲ متر در استان چهارمحال و بختیاری حفاری خواهد شد. بخش ابتدایی تونل سبزکوه (دهانه شمالی تونل) در فاصله تقریبی ۴۰۰ متری جنوب تا جنوب‌غربی دریاچه چغاخور واقع شده است.

در جدول ۱ پارامترهای ژئومکانیکی لایه‌های مختلف ذکر شده است. سیستم نگهداری اولیه بخش ابتدایی تونل سبزکوه مجموعه‌ای شامل قاب فولادی *IPB14* سبک با فاصله‌داری ۰٫۷۵ متر، دو لایه مش فولادی $10 \times 10 @ \phi_8$ و شاتکریت به ضخامت ۲۰ سانتی‌متر می‌باشد. در جدول ۲ مشخصات اجزای سیستم نگهداری اولیه ذکر شده است. مقطع حفاری بخش ابتدایی تونل سبزکوه به صورت نعل‌اسبی با ابعاد دهانه و ارتفاع ۵٫۵ متر می‌باشد و روباره نیز به طور میانگین برابر با ۲۲٫۵ متر می‌باشد. روش‌های تحلیلی برای مقاطع دایره‌ای شکل ارائه شده‌اند؛ به همین دلیل مقطع نعل-اسبی تونل با مقطع دایره‌ای معادل با شعاع ۲٫۹۳ متر جایگزین گردید.

همان‌طور که در شکل ۱ مشاهده می‌شود در روش

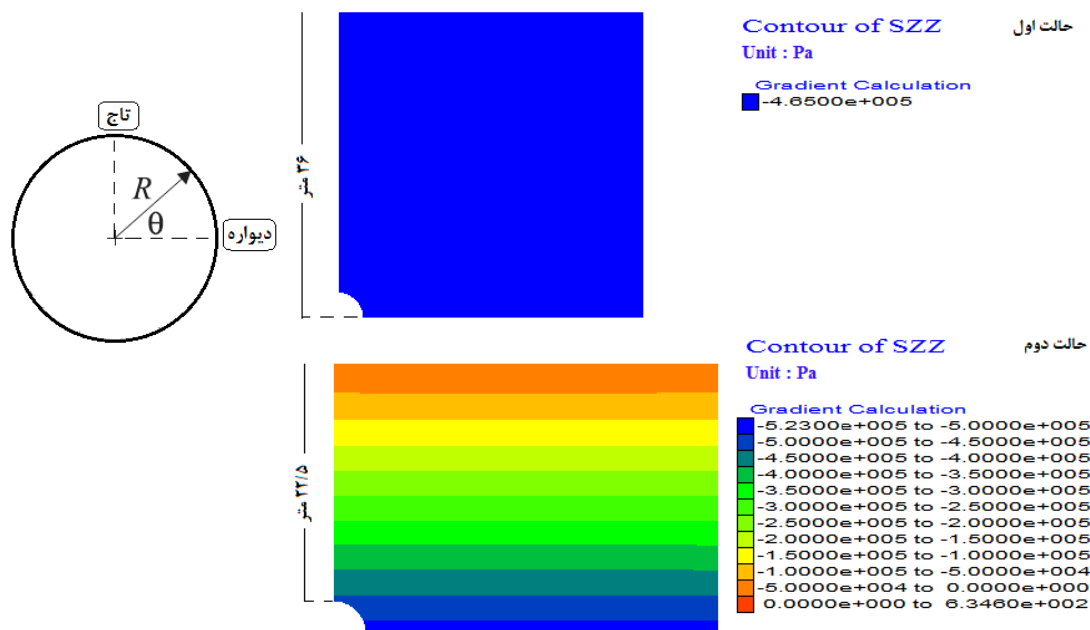
انباشتن و شوارتز تنش‌های عمودی و افقی ثابت در نظر گرفته شده‌اند. به عبارتی این محققین تونل را در اعماق زیاد در نظر گرفته و از تغییرات تنش چشم‌پوشی نموده‌اند. به همین دلیل در مدل‌سازی عددی دو حالت در نظر گرفته شد: در حالت اول برای انطباق کامل فرضیات مدل‌سازی عددی و راه‌حل تحلیلی، از تغییرات تنش چشم‌پوشی گردید. در این حالت تنش قائم در کل مدل ثابت و برابر با تنش ثقلی حاصل از روباره (۲۲٫۵ متر) لحاظ گردید. در حالت دوم، لایه‌های مختلف خاک مطابق جدول ۱ مدل‌سازی شده و تنش قائم برابر با تنش ثقلی در عمق متناظر در نظر گرفته شد. بدین ترتیب تنش قائم در حالت اول مدل‌سازی ثابت و برابر با ۴۶۵ کیلوپاسکال لحاظ گردید و در حالت دوم مدل‌سازی تنش قائم در تاج تونل برابر با ۴۶۵ کیلوپاسکال و در دیواره تونل برابر با ۵۲۳ کیلوپاسکال در نظر گرفته شد. تنش قائم در دو حالت مدل‌سازی در شکل ۲ نشان داده شده است. همچنین برای محیط در برگزیده تونل در حالت اول از مدل رفتاری الاستیک و در حالت دوم از مدل رفتاری الاستیک-پلاستیک کامل موهر-کولمب استفاده گردید. در هر دو حالت مدل‌سازی نیز نسبت تنش افقی به تنش قائم (K) برابر با ۱ - $sin \phi = 0.625$ در نظر گرفته شد. برای مدل‌سازی سیستم نگهداری معادل با سیستم نگهداری مرکب متشکل از بتن-پاشی به همراه قاب فولادی، از روابط ارائه شده در مرجع (Carranza-Torres & Diederichs, 2009) استفاده شد. بر این اساس مدول الاستیک سیستم نگهداری معادل، برابر با ۲۷ گیگاپاسکال ضخامت برابر با ۲۰ سانتی‌متر و ضریب پواسون برابر با ۰٫۲ حاصل گردید.

جدول ۱- خواص ژئومکانیکی لایه‌های مختلف بخش ابتدایی تونل سبزکوه

شماره لایه	۱	۲	۳
ضخامت و عمق لایه‌ها از سطح زمین (متر)	۰-۱۲	۱۲-۱۷	۱۷-۴۵
جنس لایه	CL-ML	SC-MC	CL
زاویه اصطکاک داخلی (درجه)	۲۲	۲۶	۲۲
چسبندگی (kPa)	۱۳	۵	۲۴
وزن مخصوص خشک ($\frac{kN}{m^3}$)	۱۸	۱۹	۱۸
مدول الاستیک (MPa)	۴۰	۵۰	۴۰

جدول ۲- اجزای مختلف سیستم نگهداری اولیه

اجزای سیستم نگهداری اولیه	مقاومت فشاری ($\frac{kg}{cm^2}$)	مدول الاستیک ($\frac{kg}{cm^2}$)
شاتکریت	۲۱۰	۲۱۸۸۲۰
قاب فولادی (ST37)	۲۴۰۰	۲×۱۰۶
مش فولادی	۴۰۰۰	۲×۱۰۶



شکل ۲- تنش‌های قائم در حالت‌های مختلف مدل‌سازی عددی

تنش در قسمت تاج تونل در همه حالت‌ها یکسان است اما در حالت ۲ مدل‌سازی با افزایش عمق، تنش نیز افزایش می‌یابد؛ بدیهی است که در این حالت نسبت به حالت‌های دیگر نیروی محوری القائی در سیستم نگهداری افزایش یابد. همچنین در همه حالت‌ها نیروی محوری القائی در سیستم نگهداری در بخش دیواره نسبت به بخش تاج بیشتر است که با توجه به بزرگی تنش عمودی نسبت به تنش افقی ($K < 1$) توجیه‌پذیر است.

نیروی محوری حاصل از روش‌های تحلیلی و عددی با فرض لغزش کامل، نسبت به نیروی محوری حاصل با فرض عدم لغزش نسبی، یکنواخت‌تر می‌باشد. همچنین با فرض لغزش کامل نیروی حاصل از روش‌های عددی نسبت به نیروی

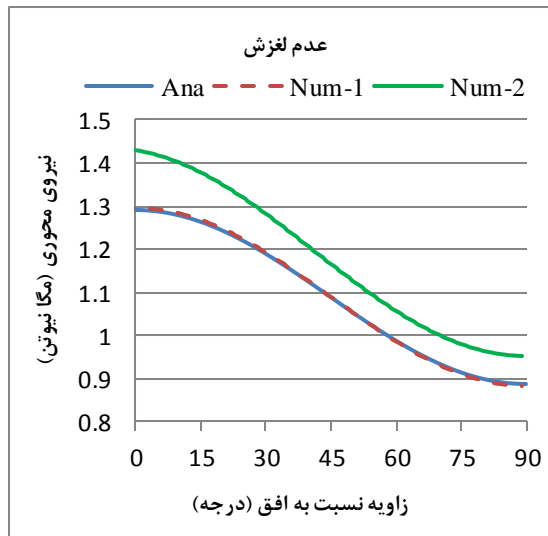
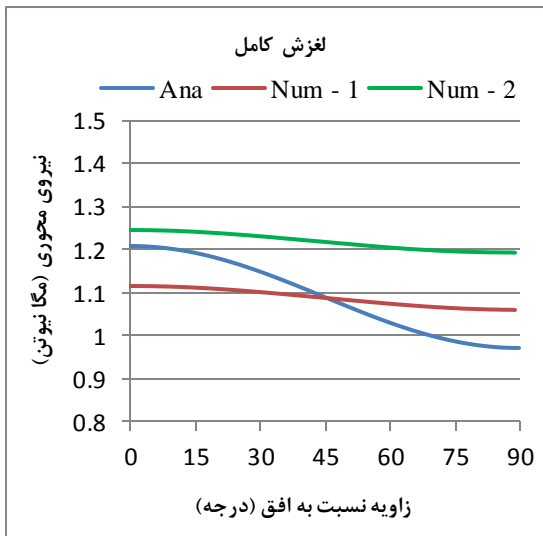
۳-۱- برآورد نیروهای داخلی در حالت دو بعدی

منظور از حالت دو بعدی، انجام عملیات حفاری و نصب سیستم نگهداری به صورت هم‌زمان و عدم در نظرگیری رهایی تنش قبل از نصب سیستم نگهداری می‌باشد. در این قسمت نتایج حاصل از روش تحلیلی انیشتن و شوارتز با هر دو فرض عدم لغزش نسبی و لغزش کامل، با نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی مقایسه شده است. در نمودارهای شکل ۳ نیروی محوری القائی در سیستم نگهداری در حالت‌های مختلف نشان داده شده است.

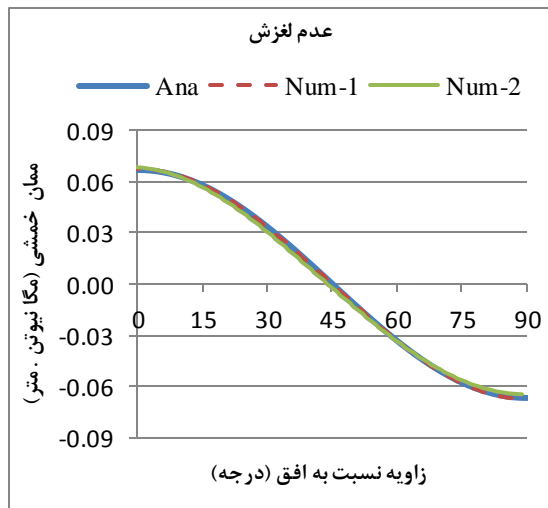
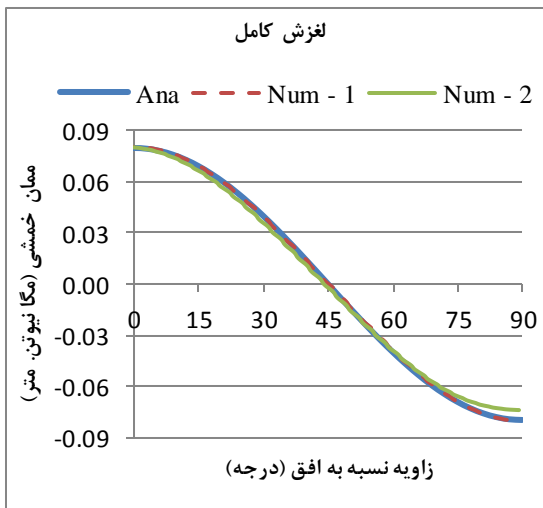
همان‌گونه که در شکل ۳ مشاهده می‌گردد با فرض عدم لغزش نسبی، نتایج روش‌های تحلیلی و حالت ۱ مدل‌سازی عددی با یکدیگر تطابق بسیار خوبی دارند و نیروی محوری در حالت ۲ مدل‌سازی نسبت به حالت‌های دیگر بیشتر می‌باشد.

به شکل ۴ با هر دو فرض عدم لغزش نسبی و لغزش کامل ممان خمشی حاصل از روش‌های مختلف تطابق بسیار خوبی با یکدیگر دارند و توزیع ممان خمشی نیز در همه حالت‌ها روند یکسانی نشان می‌دهد. در بخش‌های مختلف سیستم نگهداری، ممان خمشی حاصل از فرض لغزش کامل نسبت به ممان خمشی حاصل از فرض عدم لغزش نسبی به میزان تقریبی ۱۵٪ بیشتر است.

حاصل از روش تحلیلی از یکنواختی بیشتری برخوردار می‌باشد. با توجه به نتایج حاصل از مدل‌سازی‌های عددی می‌توان گفت با فرض لغزش کامل، نیروی محوری در بخش‌های مختلف سیستم نگهداری یکسان و برابر با میانگین نیروی محوری در بخش‌های مختلف با فرض عدم لغزش نسبی است. در نمودارهای شکل ۴ ممان خمشی القائی در سیستم نگهداری در حالت‌های مختلف نشان داده شده است. با توجه



شکل ۳- نیروی محوری القائی در سیستم نگهداری در حالت دو بعدی (Ana: روش تحلیلی، Num-1: حالت ۱ مدل‌سازی و Num-2: حالت ۲ مدل‌سازی)



شکل ۴- ممان خمشی القائی در سیستم نگهداری در حالت دو بعدی (Ana: روش تحلیلی، Num-1: حالت ۱ مدل‌سازی و Num-2: حالت ۲ مدل‌سازی)

اندازه‌گیری شده در ۵ تونل را با نیروهای پیش‌بینی شده با استفاده از فاکتورهای تأخیر مقایسه نمودند. بر این اساس میزان خطا در پیش‌بینی نیروی سیستم نگهداری در محدوده ۰.۶۸٪- (نیروی پیش‌بینی شده کمتر از مقدار واقعی) و ۰.۶۲٪ (نیروی پیش‌بینی شده بیشتر از مقدار واقعی) با مقدار میانگین ۰.۳۲٪ به دست آمد.

هاتچینسون (*Hutchinson*) در سال ۱۹۸۲ با استفاده از آنالیزهای اجزا محدود، رابطه (۱۵) را برای تعیین فاکتور تأخیر پیشنهاد کرد (*Kim & Eisenstein, 2006*).

$$\lambda_a = 0.7 - 0.57 \left(\frac{L'_a}{R} \right) \quad (15)$$

که در آن L'_a فاصله بین سینه کار قدیمی تونل (سینه-کار در گام حفاری قبلی) تا مرکز آخرین مرحله از سیستم نگهداری نصب شده است. برای توضیح بیشتر این فاصله در شکل ۶ نشان داده شده است. نتایج بررسی‌های انجام شده به وسیله کیم و آیزستین نشان داد که استفاده از فاکتور تأخیر به دست آمده از رابطه (۱۵)، به طور میانگین نیروی محوری را به میزان ۰.۲۴٪ به صورت محافظه‌کارانه برآورد می‌کند.

در بخش ابتدایی تونل سبزکوه گام پیشروی و دهله بدون نگهداری برابر با فاصله قاب‌های فولادی (۰.۷۵ متر) می‌باشد؛ بنابراین فاکتور تأخیر با استفاده از رابطه (۱۵) برابر با ۰.۶۲ حاصل گردید.

ب- تعیین فاکتور تسلیم

معادله فشار داخلی در زمین‌های با رفتار الاستوپلاستیک باید رابطه (۱۶) را اغنا کند (شکل ۵-B).

$$f_g(P_s) - f_s(P_s) - f_a(\lambda_a) = 0 \quad (16)$$

$f_g(P_s)$ جابجایی شعاعی زمین با فرض رفتار الاستوپلاستیک در فشار داخلی P_s می‌باشد که از روش‌های حل الاستوپلاستیک به دست می‌آید. $f_s(P_s)$ جابجایی شعاعی سیستم نگهداری تحت فشار P_s می‌باشد که با استفاده از رابطه (۱۷) برای سیستم نگهداری با رفتار الاستیک خطی به دست می‌آید.

$$f_s(P_s) = \frac{P_s R^2 (1 - \nu_s^2)}{E_s A_s} \quad (17)$$

$f_a(\lambda_a)$ جابجایی شعاعی دایره تونل قبل از نصب سیستم نگهداری است که به صورت رابطه (۱۸) بیان می‌شود

$$f_a(\lambda_a) = \frac{PR^2(1-\nu)}{E} (1 - \lambda_a) \quad (18)$$

۳-۲- برآورد نیروهای داخلی در حالت سه بعدی

منظور از حالت سه بعدی، در نظرگیری دهانه بدون نگهداری و رهایی تنش قبل از نصب سیستم نگهداری می‌باشد. در تعیین نیروهای داخلی سیستم نگهداری باید رهایی تنش قبل از نصب سیستم نگهداری و رفتار پلاستیک زمین مد نظر قرار گیرد. انیشتن و شوارتز کاهش نیروهای داخلی سیستم نگهداری ناشی از رهایی تنش و افزایش نیروهای داخلی ناشی از توسعه منطقه تسلیم را به ترتیب با استفاده از فاکتور تأخیر λ_a و فاکتور تسلیم λ_y در نظر گرفتند (*Kim & Eisenstein, 2006*).

الف- تعیین فاکتور تأخیر

فاکتور تأخیر را می‌توان به صورت رابطه (۱۳) بیان نمود.

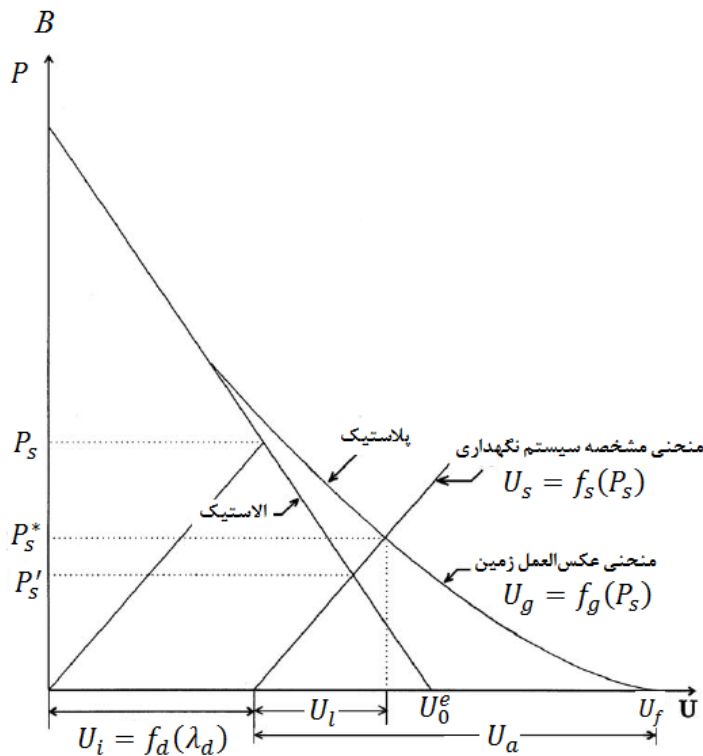
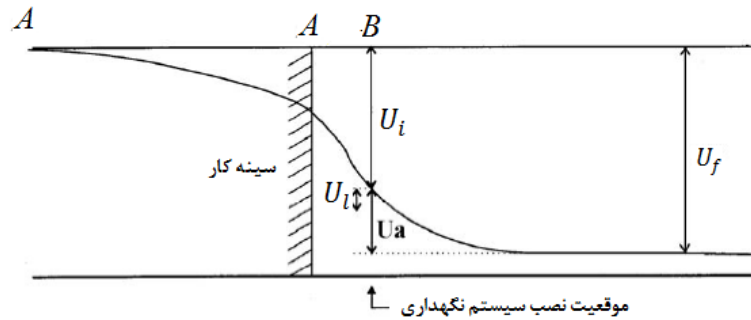
$$\frac{P'_s}{P_s} = \frac{U_0^e - U_i}{U_0^e} = \lambda_a \quad (13)$$

P_s نیروی به دست آمده از رابطه انیشتن و شوارتز در حالت دو بعدی و P'_s نیروی کاهش یافته به علت رهایی تنش است که در شکل ۵ نشان داده شده است. شکل ۵-A توزیع طولی جابجایی شعاعی تونل (در زمانی که سینه کار تا نقطه A پیش‌روی کرده است) را نشان می‌دهد. در شکل ۵-B منحنی عکس‌العمل زمین و منحنی مشخصه سیستم نگهداری رسم شده است. U_i جابجایی شعاعی زمین قبل از نصب سیستم نگهداری و U_f جابجایی نهایی زمین در صورت عدم نصب سیستم نگهداری می‌باشد. اگر سیستم نگهداری در نقطه B نصب شود، در این صورت سیستم نگهداری فقط در مقابل جابجایی به میزان U_a مقاومت خواهد کرد. به علت صلبیت بالاتر سیستم نگهداری نسبت به زمین در برگزیده تونل، جابجایی شعاعی سیستم نگهداری U_i از U_a کوچکتر خواهد بود. U_0^e جابجایی نهایی الاستیک زمین در صورت عدم نصب سیستم نگهداری است که در فاصله دور از سینه کار اتفاق می‌افتد. انیشتن و شوارتز با استفاده از آنالیزهای اجزا محدود رابطه (۱۴) را برای محاسبه فاکتور تأخیر ارائه نمودند (*Kim & Eisenstein, 2006*).

$$\lambda_a = 0.98 - 0.57 \left(\frac{L_a}{R} \right) \quad (14)$$

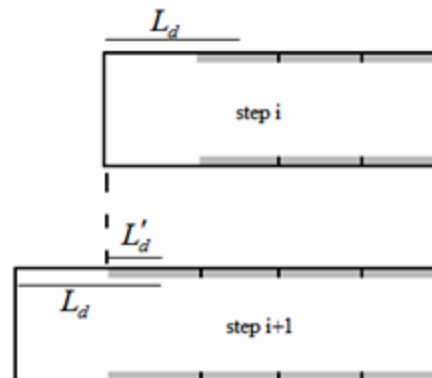
که در آن L_a طول معرف تأخیر (فاصله سینه کار از مرکز آخرین مرحله سیستم نگهداری نصب شده) است. کیم و آیزستین (*Kim & Eisenstein, 2006*) مقادیر برجای

برآورد نیروهای داخلی سیستم نگهداری تونل‌ها با استفاده از روش‌های تحلیلی و عددی: ص ۱۱-۲۷



شکل ۵- اثر تأخیر نصب سیستم نگهداری بر روی نیروی وارد بر سیستم نگهداری و منحنی عکس‌العمل زمین (Kim & Eisenstein, 2006).

فاکتور λ_y عمدتاً تابعی از مقاومت زمین است و به صورت غیرمستقیم وابسته به تأخیر نصب سیستم نگهداری و صلبیت نسبی سیستم نگهداری می‌باشد. برای محاسبه این فاکتور رابطه (۱۶) باید با دو فرض متفاوت حل شود: ابتدا P_s^* با استفاده از ویژگی‌های مقاومتی واقعی زمین و با فرض مدل رفتاری الاستو پلاستیک تعیین می‌گردد سپس P_s' با فرض مدل رفتاری الاستیک محاسبه می‌گردد و از تقسیم P_s^* بر P_s' فاکتور تسلیم محاسبه می‌شود. نیروی داخلی نهایی T از رابطه (۱۹) به دست می‌آید. در این رابطه T_l نیروی محاسبه شده از رابطه انیشتن و شوارتز در حالت دو بعدی است (Kim &



شکل ۶- طول مبین تأخیر برای محاسبه فاکتور تأخیر

(Eisenstein, 2006)

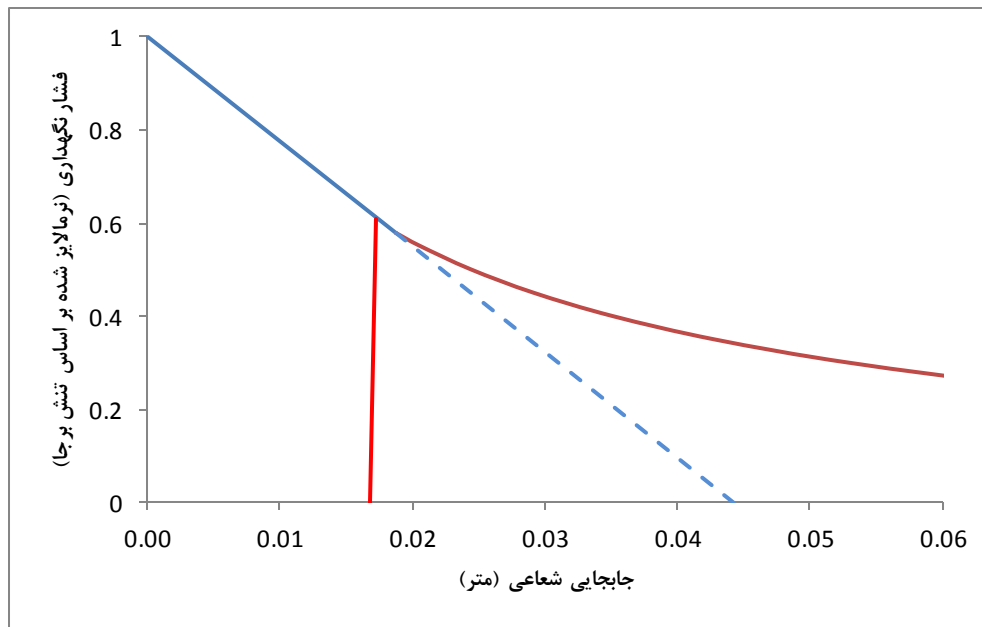
$$T = \lambda_d \cdot \lambda_y \cdot T_1 \quad (19)$$

در شکل ۷ منحنی عکس‌العمل زمین و منحنی مشخصه سیستم نگهداری مربوط به بخش ابتدایی تونل سبزکوه نشان داده شده است. همانطور که از این شکل مشخص است مجموع جابجایی رخ داده در مرحله قبل و بعد از نصب سیستم نگهداری در محدوده جابجایی الاستیک می‌باشد؛ بنابراین فاکتور تسلیم برابر با ۱ است.

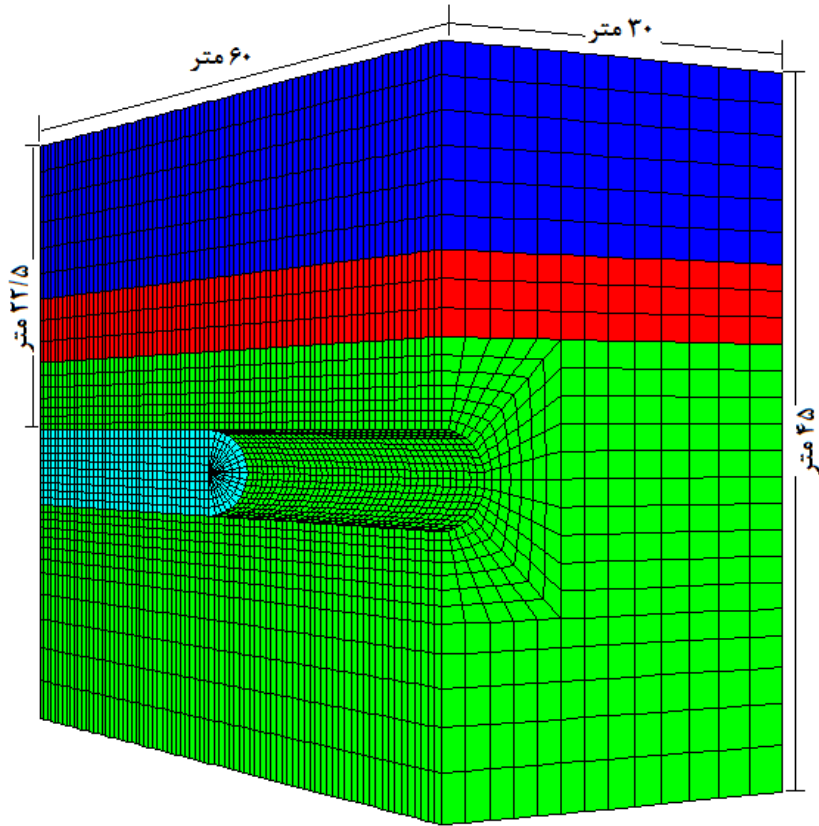
برای محاسبه نیروهای داخلی در حالت سه بعدی از دو روش استفاده گردید در روش اول نیروهای داخلی با استفاده از فاکتورهای تأخیر و تسلیم و نیروی داخلی به دست آمده در بخش قبل (حالت ۲ مدل سازی) محاسبه شدند و در روش دوم از مدل سازی عددی سه بعدی و منطبق با توالی حفاری واقعی تونل استفاده گردید. در شکل ۸ مدل ساخته شده در نرم‌افزار به همراه لایه‌بندی و ابعاد مدل نشان داده شده است. شایان ذکر است که تونل تا راستای طولی ۳۰ متر حفاری گردید و نیروهای سیستم نگهداری در مقاطع دور از سینه‌کار مورد بررسی قرار گرفتند.

در شکل ۹ نیروی محوری محاسبه شده با استفاده از هر دو روش نشان داده شده است. با توجه به این شکل نتایج حاصل از هر دو روش روند یکسانی را نشان می‌دهند و نیروی محوری حاصل از روش‌های عددی تقریباً ۲۸٪ کمتر از روش اول می‌باشد. به عبارتی نتایج حاصل از روش‌های عددی با نتایج حاصل از مطالعات موردی کیم و آیزستین (Kim & Eisenstein, 2006) هم‌خوانی قابل قبولی دارد.

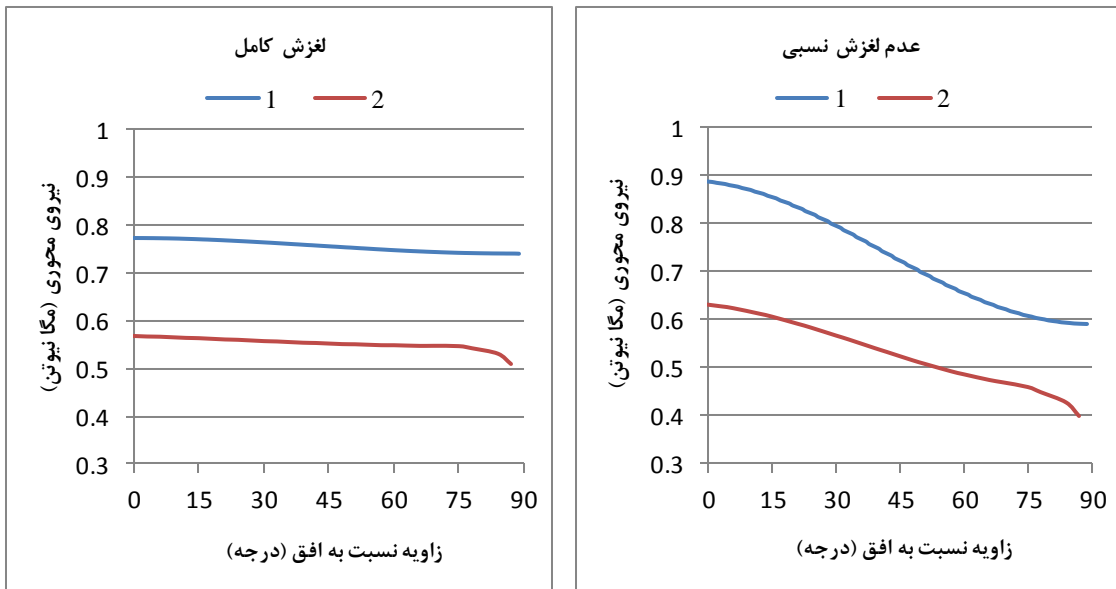
در شکل ۱۰ نیز ممان خمشی حاصل از هر دو روش نشان داده شده است. با توجه به این شکل ممان خمشی حاصل از روش‌های عددی تقریباً ۷۵٪ کمتر از نتایج حاصل از روش اول می‌باشد. تحقیقات صورت گرفته برای محاسبه فاکتور تأخیر و تسلیم، بر روی محاسبه نیروی محوری تمرکز داشته‌اند و استفاده از این فاکتورها برای محاسبه ممان خمشی چندان منطقی نمی‌باشد. سازگاری نتایج حاصل از روش‌های عددی و روش اول در محاسبه نیروی محوری مبین صحت روند مدل سازی عددی است؛ با توجه به اعتبارسنجی نتایج مدل سازی عددی در محاسبه نیروی محوری، می‌توان ممان خمشی حاصل از مدل سازی عددی را قابل قبول دانست.



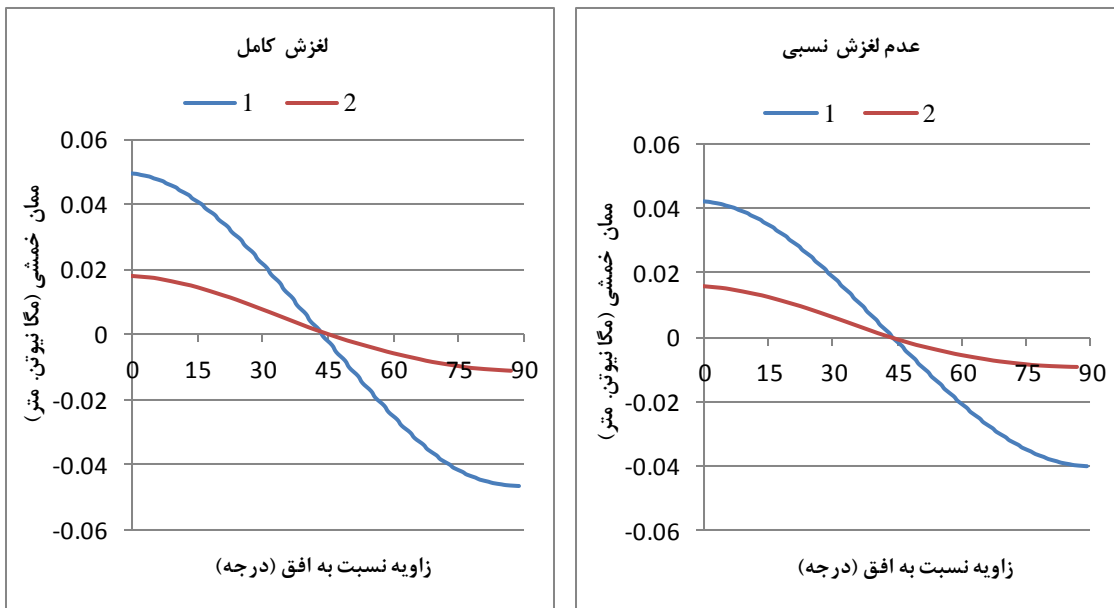
شکل ۷- منحنی عکس‌العمل زمین و منحنی مشخصه سیستم نگهداری مربوط به بخش ابتدایی تونل سبزکوه



شکل ۸- ابعاد مدل سه بعدی ساخته شده در نرم‌افزار



شکل ۹- نیروی محوری قائمی در سیستم نگهداری در حالت سه بعدی (1: با استفاده از فاکتورهای تصحیح. 2: مدل سازی عددی سه بعدی)



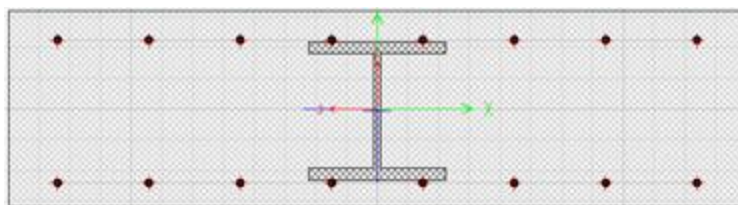
شکل ۱۰- ممان خمشی القائی در سیستم نگهداری در حالت سه بعدی (1: با استفاده از فاکتورهای تصحیح. 2: مدل‌سازی عددی سه بعدی)

به منظور در نظرگیری باربری بلند مدت سیستم نگهداری نیز از ضرایب کاهش مقاومت بتن طبق آیین‌نامه *ACI-318-99* استفاده گردید. طبق این آیین‌نامه ضریب کاهش مقاومت خمشی- کششی بتن برابر ۰٫۹، ضریب کاهش مقاومت فشاری بتن برابر ۰٫۷ و ضریب کاهش مقاومت برشی بتن برابر ۰٫۸۵ می‌باشد.

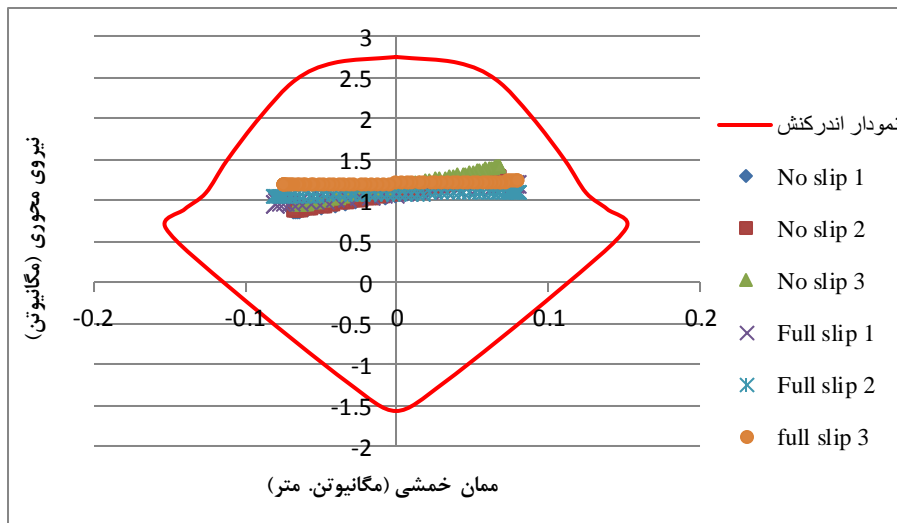
در شکل ۱۲ نمودار اندرکنش ممان خمشی- نیروی محوری سیستم نگهداری اولیه در حالات‌های مختلف نشان داده شده است. شایان ذکر است که نمودار اندرکنش برای سیستم نگهداری اولیه به طول ۱ متر رسم گردیده است. همان‌طور که واضح است تمامی زوج مؤلفه‌ها (اندرکنش‌ها) در محدوده مجاز قرار دارند که نشان می‌دهد سیستم نگهداری اولیه در مقابل بارهای وارده از استحکام کافی برخوردار است.

۴- ارزیابی ظرفیت باربری سیستم نگهداری اولیه

برای ارزیابی ظرفیت باربری سیستم نگهداری اولیه، از نمودار اندرکنش ممان خمشی- نیروی محوری استفاده گردید. برای رسم نمودار اندرکنش ممان خمشی- نیروی محوری همان- گونه که در شکل ۱۱ نشان داده شده است، مقطع سیستم نگهداری اولیه به طول ۰٫۷۵ متر با استفاده از نرم‌افزار *Sap 2000* مدل‌سازی گردید. رسم نمودار اندرکنش ممان خمشی- نیروی محوری با استفاده از روش‌های تحلیلی نیز به صورت مبسوط در مرجع (*Carranza-Torres & Diederichs, 2009*) توضیح داده شده است.



شکل ۱۱- نمایی از ۰٫۷۵ متر شاتکریت، ۲ لایه مش فولادی و قاب فولادی



شکل ۱۲- نمودار اندرکنش ممان خمشی- نیروی محوری سیستم نگهداری اولیه در حالت‌های مختلف

سیستم نگهداری ثابت است. همچنین در حالت‌های $K > 1$ ، نیروی محوری القائی در قسمت تاج سیستم نگهداری، بزرگ‌تر از نیروی محوری القائی در قسمت دیواره سیستم نگهداری است، در حالی که در حالت‌های $K < 1$ نیروی محوری القائی در قسمت دیواره بزرگ‌تر از نیروی محوری القائی در قسمت تاج است. با فرض لغزش کامل نیز با افزایش K نیروی محوری افزایش می‌یابد.

با توجه به شکل ۱۴ با هر دو فرض عدم لغزش نسبی و لغزش کامل با افزایش K (در بار عمودی ثابت) تغییرات ممان خمشی از رویه معینی پیروی نمی‌کند. به عبارتی هر چه میدان تنش از شرایط هیدرواستاتیک بیشتر فاصله می‌گیرد (افزایش K در حالت $K > 1$ و کاهش K در حالت $K < 1$) ممان خمشی القائی در سیستم نگهداری افزایش می‌یابد. با توجه به این شکل در شرایط تنش هیدرواستاتیک، ممان خمشی القائی در بخش‌های مختلف سیستم نگهداری ثابت و برابر با صفر می‌باشد. همچنین با مقایسه حالت‌های $K > 1$ و $K < 1$ مشاهده می‌شود که جهت (علامت) ممان خمشی در دیواره و تاج سیستم نگهداری تغییر یافته است زیرا در حالت $K < 1$ تنش عمودی، تنش فشاری بیشینه است در حالی که در حالت $K > 1$ تنش افقی، تنش فشاری بیشینه است.

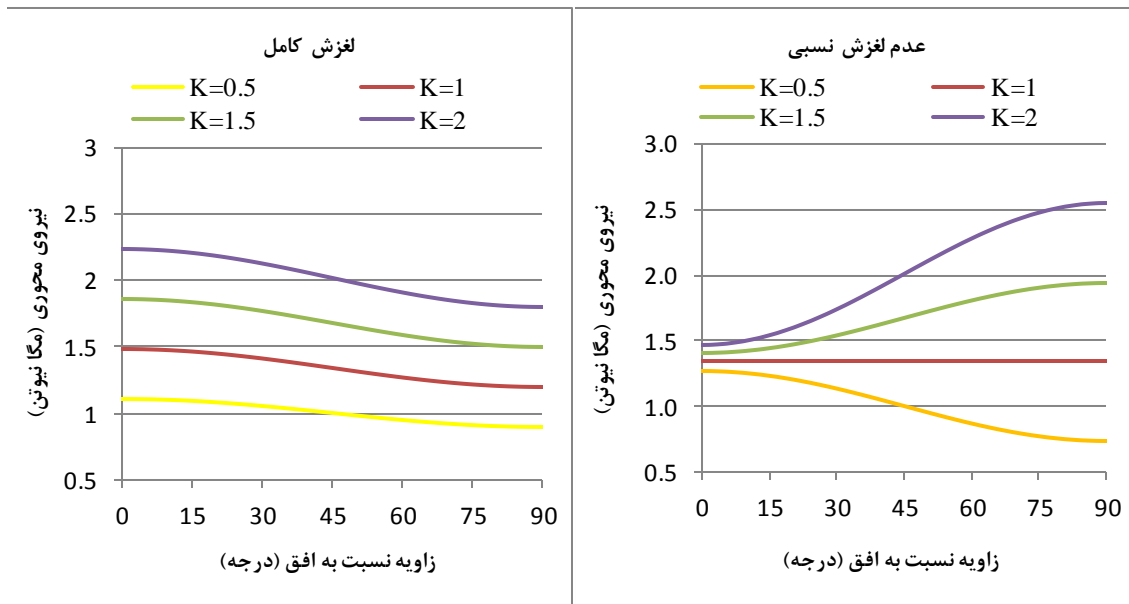
۵- بررسی پارامترهای مؤثر در نیروهای داخلی

در این بخش تأثیر پارامترهای مختلف بر روی میزان نیروهای داخلی مورد بررسی قرار می‌گیرد. برای تحلیل حساسیت از روابط انیشتن و شوآرتز در حالت دو بعدی استفاده گردید. با توجه به روند تعیین شده بین نتایج روش تحلیلی و مدل‌سازی عددی، نتایج حاصل شده در این بخش قابل تعمیم به روش‌های دیگر نیز است.

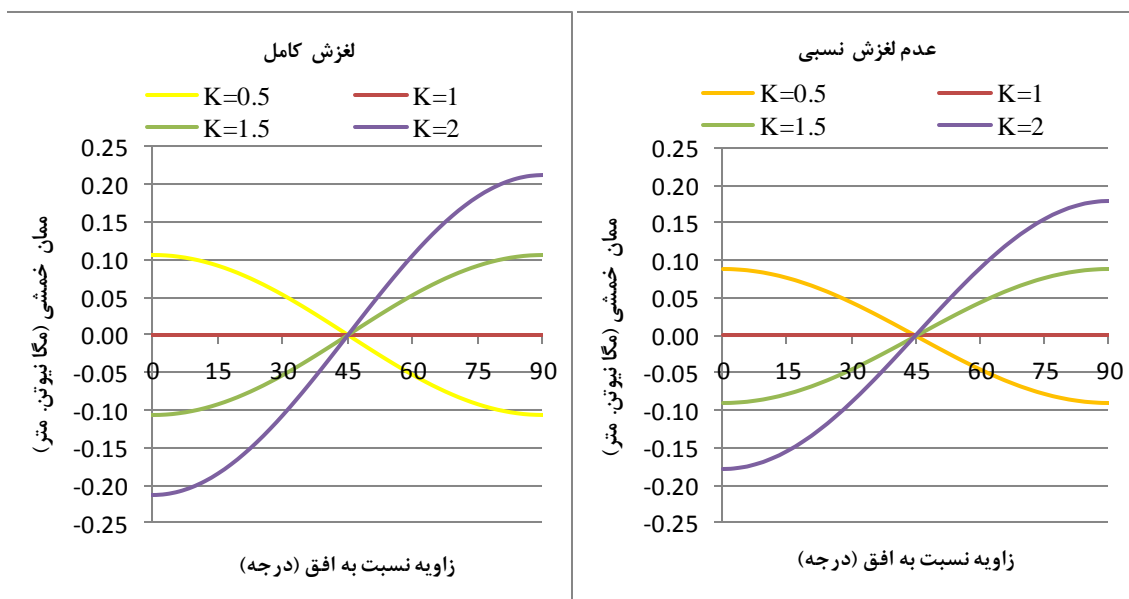
۵-۱- اثر نسبت تنش افقی بر تنش عمودی

برای تعیین اثر نسبت تنش افقی بر تنش عمودی (K)، با ثابت نگه‌داشتن تنش قائم، مقدار K از ۰٫۵ تا ۲ تغییر داده شد. در شکل ۱۳ نیروی محوری القائی در سیستم نگهداری به ازای مقادیر مختلف K و در شکل ۱۴ ممان خمشی القائی در سیستم نگهداری به ازای مقادیر مختلف K نشان داده شده است.

همان‌گونه که در شکل ۱۳ مشاهده می‌شود با فرض عدم لغزش نسبی با افزایش K (در بار عمودی ثابت) نیروی محوری القائی افزایش یافته است. بدیهی است که با افزایش K به علت افزایش تنش‌های افقی، نیروی محوری القائی در سیستم نگهداری افزایش می‌یابد. با توجه به این شکل در شرایط تنش هیدرواستاتیک، نیروی محوری القائی در بخش‌های مختلف



شکل ۱۳- نیروی محوری القائی در سیستم نگهداری به‌ازای مقادیر مختلف K



شکل ۱۴- ممان خمشی القائی در سیستم نگهداری به‌ازای مقادیر مختلف K

نیروی محوری القائی در سیستم نگهداری به‌ازای مقادیر مختلف $\frac{E_s}{E_g}$ و در شکل ۱۶ ممان خمشی القائی در سیستم نگهداری به‌ازای مقادیر مختلف $\frac{E_s}{E_g}$ نشان داده شده است. با توجه به شکل ۱۵ و شکل ۱۶ با افزایش $\frac{E_s}{E_g}$ ، نیروهای داخلی سیستم نگهداری افزایش می‌یابند. به عبارتی در صورت

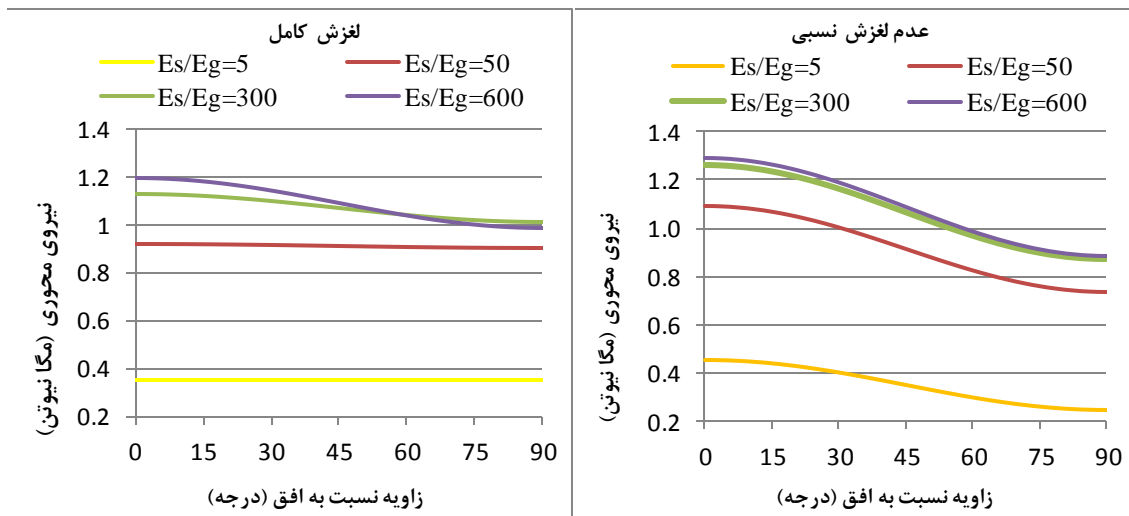
۵-۲- اثر نسبت مدول الاستیک سیستم نگهداری

بر مدول الاستیک زمین در برگیرنده تونل

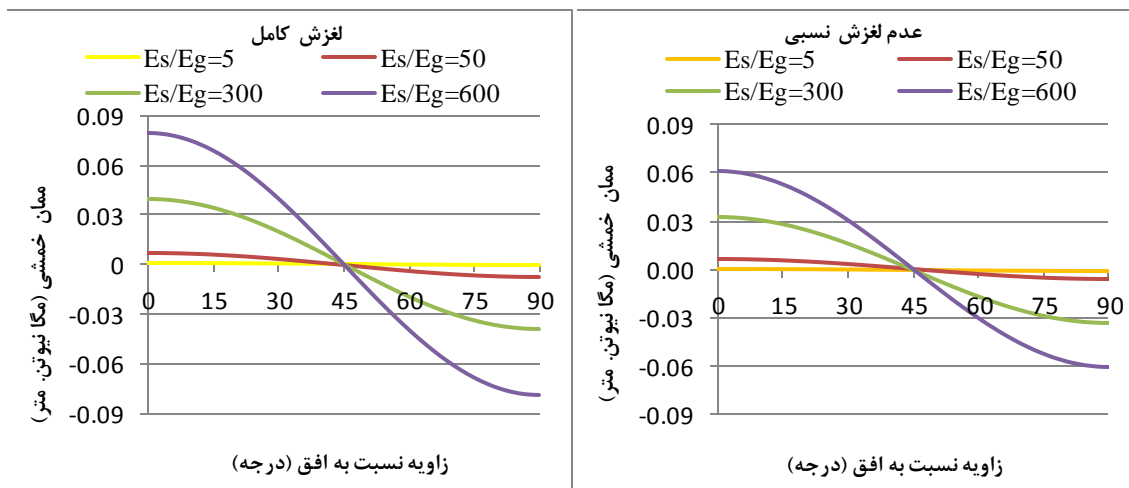
برای تعیین اثر نسبت مدول الاستیک سیستم نگهداری بر مدول الاستیک زمین در برگیرنده تونل، با ثابت بودن پارامترهای دیگر، نسبت مذکور تغییر داده شد. در شکل ۱۵

نیز سبب کاهش نیروهای داخلی سیستم نگهداری می‌گردد. شاپان ذکر است که با افزایش $\frac{E_s}{E_g}$ نیروی محوری به صورت غیرخطی (لگاریتمی) و ممان خمشی به صورت خطی افزایش می‌یابند. همچنین با فرض لغزش کامل با افزایش $\frac{E_s}{E_g}$ از یکنواختی نیروی محوری در بخش‌های مختلف کاسته می‌شود.

استفاده از سیستم نگهداری با صلبیت پایین‌تر، میزان نیروهای داخلی سیستم نگهداری کاهش می‌یابد. در عین حال کاهش مدول الاستیک سیستم نگهداری سبب افزایش جابجایی در اطراف تونل می‌گردد که ممکن است سبب بروز جابجایی‌های پلاستیک و تشکیل یا توسعه ناحیه پلاستیک در اطراف تونل گردد که به نوبه خود ممکن است سبب ایجاد ناپایداری در تونل شود. همچنین افزایش در مدول الاستیک زمین در برگرفته تونل (با استفاده از عملیات بهبود خواص زمین و ..)



شکل ۱۵- نیروی محوری القائی در سیستم نگهداری به‌ازای مقادیر مختلف $\frac{E_s}{E_g}$

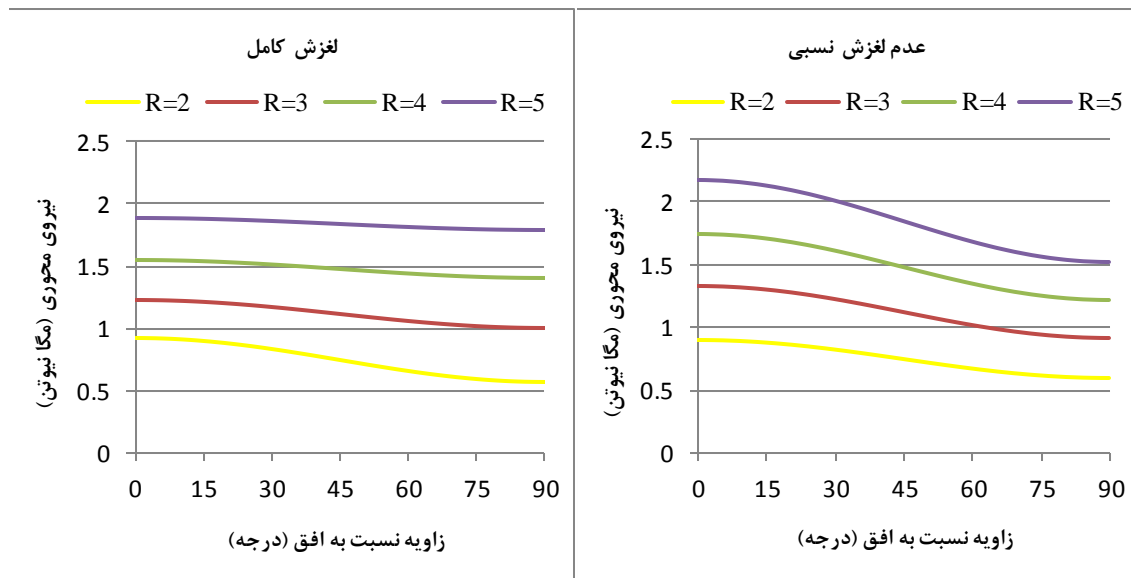


شکل ۱۶- ممان خمشی القائی در سیستم نگهداری به‌ازای مقادیر مختلف $\frac{E_s}{E_g}$

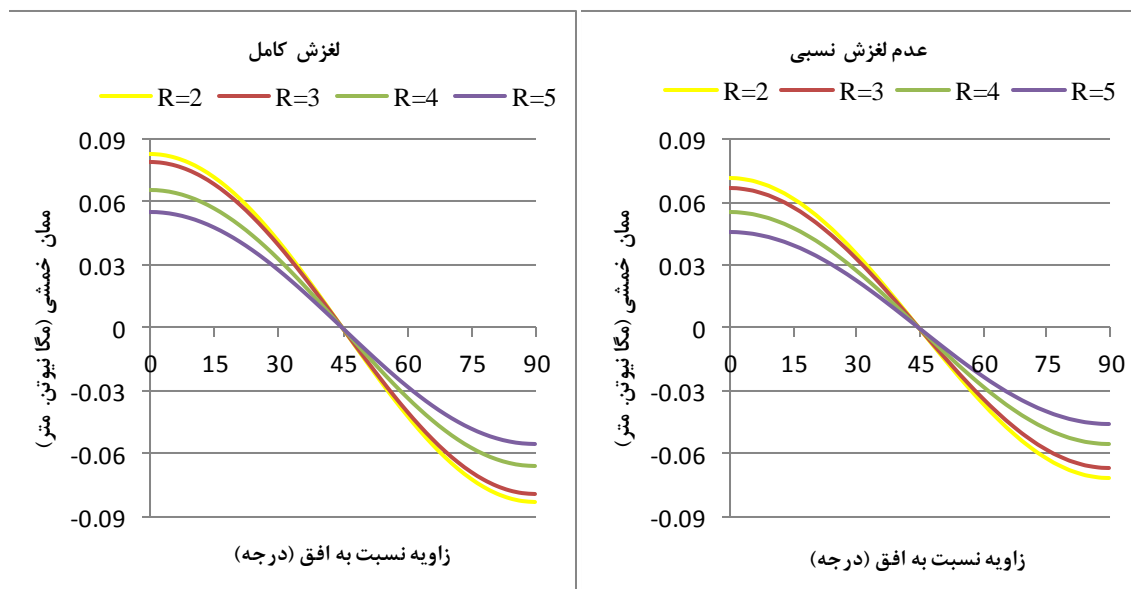
۵-۳- اثر شعاع تونل

در شکل ۱۷ نیروی محوری القائی در سیستم نگهداری به ازای شعاع‌های مختلف و در شکل ۱۸ ممان خمشی القائی در سیستم نگهداری به ازای شعاع‌های مختلف نشان داده شده است. با توجه به اشکال مذکور با افزایش شعاع تونل، نیروی

محوری به صورت خطی افزایش می‌یابد همچنین با افزایش شعاع تونل، ممان خمشی به صورت غیرخطی کاهش می‌یابد. به عبارتی افزایش شعاع سبب کاهش سختی خمشی سیستم نگهداری می‌گردد. با فرض لغزش کامل با افزایش شعاع، یکنواختی نیروی محوری در بخش‌های مختلف سیستم نگهداری افزایش می‌یابد.



شکل ۱۷- نیروی محوری القائی در سیستم نگهداری به ازای شعاع‌های مختلف



شکل ۱۸- ممان خمشی القائی در سیستم نگهداری به ازای شعاع‌های مختلف

۶- نتیجه‌گیری

نتایج تحلیل حساسیت با استفاده از روش تحلیلی نشان

داد که:

۳- با افزایش نسبت تنش افقی به تنش عمودی (در تنش عمودی ثابت) میزان نیروهای محوری افزایش می‌یابد. همچنین محل رخداد بیشینه نیروی محوری در حالت‌های $K < 1$ و $K > 1$ با یکدیگر متفاوت است. به عبارت دیگر در قسمتی از سیستم نگهداری که موازی تنش بزرگتر قرار می‌گیرد، نیروی محوری بیشتری القا می‌شود و هرچه شرایط تنش از شرایط تنش هیدرواستاتیک فاصله می‌گیرد ممان خمشی افزایش می‌یابد.

۴- با افزایش نسبت $\frac{E_s}{E_g}$ نیروی محوری به صورت غیر خطی (لگاریتمی) و ممان خمشی به صورت خطی افزایش می‌یابد.

۵- با افزایش شعاع تونل، میزان نیروی محوری به صورت خطی افزایش می‌یابد و میزان ممان خمشی به صورت غیرخطی کاهش می‌یابد.

۷- فهرست نمادها

فهرست نمادها در جدول ۳ آورده شده است.

جدول ۳- فهرست نمادها

نماد	واحد	شرح	نماد	واحد	شرح
T	N	نیروی محوری	F^*	-	نسبت انعطاف پذیری
M	$N.m$	ممان خمشی	C^*	-	نسبت تراکم پذیری
R	m	شعاع تونل	v_s	-	نسبت پواسون سیستم نگهداری
P	Pa	تنش قائم	v	-	نسبت پواسون زمین
E	Pa	مدول الاستیک زمین	K	-	نسبت تنش افقی به تنش قائم
E_s	Pa	مدول الاستیک سیستم نگهداری	θ	degree	زاویه نسبت به افق
A_s	m^2	سیستم نگهداری به ازای طول خارج از صفحه واحد	I_s	m^4	ممان اینرسی مقطع عرضی سیستم

۸- مراجع

- Moorak, S., & Cording, E. J. (2007). Ground-liner interaction in rock tunneling. *Tunnelling and underground space technology*, 22(1). DOI:10.1016/j.tust.2006.03.002.
- Kim, H. J., & Eisenstein, Z. (2006). Prediction of tunnel lining loads using correction factors. *Engineering geology*, 85(3), 302-312. DOI:10.1016/j.enggeo.2006.03.001.

- Craig, R. N., & Muirwood, A. M. (1978). *A review of tunnel lining practice in the United Kingdom*. Wokingham: Tunnels Division, Transport and Road Research Laboratory. ISSN 0305-1315.
- O'Rourke, T. D. (1984). *Guidelines for tunnel lining design*. New York: American Society of Civil Engineers. ISBN-10: 0872624021.
- Duddeck, H., & Erdmann, J. (1985). Structural design models for tunnels. *underground space*, 246-259.
- Negro Jr., A. (1988). *Design of shallow tunnels in soft ground*. Ph.D. thesis, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Canada, p. 1480.
- Whittaker, B. N., & Frith, R. C. (1990). *Tunnelling: design, stability and construction*. Instn. of Mining & Metallurgy. ISBN-10: 187070620X.
- Kim, H. J., & Eisenstein, Z. (1998). Prediction of lining loads from case histories. International Tunnelling Association. 98, pp. 299-304. Sao Paulo; Brazil : Balkema .
- Carranza-Torres, C., Rysdahl, B., & Kasim, M. (2013). On the elastic analysis of a circular lined tunnel considering the delayed installation of the support. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 61, 57-85. DOI:10.1016/j.ijrmms.2013.01.010.
- Muirwood, A. M. (1975). The circular tunnel in elastic ground. *Geotechnique*, 25(1), 115-127, DOI: 10.1680/geot.1975.25.1.115.
- Palassi, M., & Mohebbi, M. M. (2008). Design of Lining of Tunnels Excavated in Soil and Soft Rock. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 12.
- Einstein, H. H., & Schwartz, C. W. (1979). Simplified analysis for tunnel supports. *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 105, 499-518.
- Carranza-Torres, C., & Diederichs, M. (2009). Mechanical analysis of circular liners with particular reference to composite supports. For example, liners consisting of shotcrete and steel sets. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 24(5), 506-532. DOI:10.1016/j.tust.2009.02.001.
- Itasca consulting Group, Inc. *Fast Lagrangian Analysis of Couinua in 3 Dimension*. Users manual.
- CSI, Inc.; *Sap2000 Version 14*.