

اعتبارسنجی عددی راه‌حل‌های تحلیلی طراحی لرزه‌ای پوشش نهایی تونل‌ها (مقطع مدور) (مطالعه موردی: خط ۶ مترو تهران)

علیرضا رشیددل^۱؛ میررئوف هادئی^{۲*}؛ رضا رحمان‌نژاد^۳

۱- دانش‌آموخته‌ی کارشناسی ارشد مهندسی معدن؛ گرایش تونل و فضاهای زیرزمینی؛ دانشکده‌ی مهندسی؛ دانشگاه ارومیه؛ ارومیه؛ ایران

۲- استادیار؛ گروه مهندسی معدن؛ دانشکده‌ی فنی و مهندسی؛ دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)؛ قزوین؛ ایران

۳- استاد؛ گروه مهندسی معدن؛ دانشکده‌ی فنی و مهندسی؛ دانشگاه شهید باهنر کرمان؛ کرمان؛ ایران

پذیرش: ۱۳۹۶/۰۱

دریافت: ۱۳۹۵/۰۵

چکیده

در اغلب پروژه‌های تونلی برای برآورد اولیه پاسخ دینامیکی تونل‌ها در برابر بارگذاری لرزه‌ای از روش‌های تحلیلی فرم بسته استفاده می‌شود. در بخش اول مقاله برای بررسی اعتبار روش‌های تحلیلی که توسط ونگ (Wang)، پنزین (Penzien)، پارک و همکاران (Park, et al) ارائه شده است ابتدا پوشش نهایی خط ۶ مترو تهران با استفاده از روش‌های تحلیلی تحت بارگذاری لرزه‌ای بیضی شدگی قرار گرفت سپس اعتبار سنجی روش‌های تحلیلی از طریق روش شبه استاتیکی در کد تفاضل محدود $Flac^{2D}$ تحت فرضیات یکسان با روش تحلیلی انجام شد. در هر دو روش عددی و تحلیلی برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی خاک از خواص معادل خطی خاک حاصل از تحلیل پاسخ زمین در نرم‌افزار EERA استفاده شد. اعتبار سنجی نتایج نشان داد که روش پنزین تحت شرایط عدم لغزش در برآورد نیروی محوری اختلاف بسیار زیادی با مدل‌سازی عددی دارد و نیروی محوری را بسیار دست پایین می‌گیرد. همچنین روش ونگ و روش پارک و همکاران تحت شرایط عدم لغزش در برآورد نیروی محوری از دقت بسیار بالایی برخوردار بوده و تقریباً نتایج یکسانی را با مدل‌سازی عددی نشان می‌دهند. در بخش دیگر مقاله برای نشان دادن اهمیت اندرکنش واقعی بین پوشش تونل و زمین، یک بررسی عددی لرزه‌ای شبه استاتیکی تحت شرایط اندرکنشی واقعی انجام شد. نتایج نشان می‌دهد که شرایط واقعی اندرکنشی در برآورد نیروی محوری نقش بسیار مهمی را دارد و یکی از مهم‌ترین محدودیت‌های روش‌های تحلیلی بارگذاری لرزه‌ای تونل‌ها عدم شبیه‌سازی شرایط لغزشی واقعی بین پوشش تونل و خاک است.

اعتبار سنجی عددی، حل تحلیلی، بارگذاری لرزه‌ای، اندرکنش پوشش و خاک، نیروی محوری، ممان خمشی

واژگان کلیدی

* نویسنده مسئول مکاتبات؛ آدرس: قزوین، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، دانشکده‌ی فنی و مهندسی، گروه مهندسی معدن؛ کد پستی: ۳۴۱۴۸۹۶۸۱۸

شماره تلفن: ۰۱۱۸۹-۳۳۹۰۱۲۸؛ آدرس پست الکترونیک: Hadei@ENG.ikiu.ac.ir

۱- مقدمه

با وجود اینکه معمولاً تونل‌ها بهتر از سازه‌های سطحی در طول زلزله عمل می‌کنند، خسارت‌هایی که به برخی از این سازه‌های مهم طی رخدادهای لرزه‌ای سابق وارد شده است عبارت‌اند از: زلزله کوبه (Kobe) ژاپن ۱۹۹۵، زلزله چی چی (Chi Chi) تایوان ۱۹۹۹، زلزله بولو (Bolu) ترکیه ۱۹۹۹، زلزله بالاده ایران ۲۰۰۴، زلزله وینچوان (Wenchuan) و سیچوان (Sichuan) چین ۲۰۰۸ و اخیراً در سال ۲۰۱۴ زلزله وال پارایسو (Valparaiso) شیلی، از این رو باید نکات مهم بارگذاری لرزه‌ای در طراحی سازه‌های زیرزمینی در نظر گرفته شود [۱]. علاوه بر این باید متذکر شد که تونل‌ها در هر کشور جزء پروژه‌های مهم ملی و سرمایه‌های زیربنایی یک کشور محسوب می‌شوند و هزینه‌های فراوانی برای ساخت این سازه‌ها صرف می‌شود؛ بنابراین اهمیت بررسی لرزه‌ای این سازه‌ها دوجندان است [۲]. همچنین با توجه به اینکه کشور ایران در منطقه‌ای مستعد فعالیت‌های تکتونیکی و متعاقباً زلزله قرار دارد بنابراین طراحی لرزه‌ای برای این سازه‌های پرهزینه نباید نادیده گرفته شود. برای طراحی لرزه‌ای تونل‌ها در آئین‌نامه‌های مختلف روش‌های مختلفی همچون روش‌های عددی تحلیل تاریخچه زمانی و شبه استاتیکی، روش تحلیلی فرم بسته، مدل‌سازی فیزیکی و روش‌های تجربی وجود دارد. با توجه به اینکه راه‌حل‌های تحلیلی محاسبات بسیار سریع و آسانی برای به دست آوردن نیروهای محوری و ممان خمشی پوشش تونل را در بردارند ابزارهای جذابی برای طراحی اولیه محسوب می‌شوند در اکثر پروژه‌ها برای برآورد اولیه و سریع از روش تحلیلی فرم بسته استفاده می‌شود، بنابراین باید کارایی روابط فرم بسته مختلف، تحت اعتبارسنجی مشخص گردد.

مویر وود (Muir Wood) (۱۹۷۵) با استفاده از روابط تحلیلی تغییرشکل بیضی شدگی، پوشش مدور تونل را در حالت الاستیک در مقابل بارهای استاتیکی با یک سری ساده‌سازی‌هایی بررسی کرد. او در کار خود ابتدا نیروهای برشی بین پوشش و زمین را در نظر نگرفت و سپس با استفاده از یک روش صریح لحاظ کرد. ممان خمشی پوشش تونل به ضریب صلبیت (R_s) و بارگذاری شعاعی پوشش تونل به ضریب فشردگی (R_c) ارتباط داده شد. در نهایت تأثیر درزه‌های طولی پوشش سگمندی با استفاده از ممان اینرسی مؤثر پوشش تونل (I_e) اتخاذ شد [۳]. با استفاده از راه‌حل تحلیلی انیشتین و

شوارتز (Einstein and Schwartz) (۱۹۷۹) در دو حالت عدم لغزش و لغزش کامل، پوشش تونل را به صورت یک پوسته جدار ضخیم و زمین اطراف را به صورت الاستیک، همگن و همسانگرد برای به دست آوردن نیروهای داخلی پوشش تونل در حالت بارگذاری استاتیکی بر اساس روش صلبیت نسبی در نظر گرفتند [۴]. شاید ونگ (Wang) (۱۹۹۳) اولین شخصی باشد که راه‌حل فرم بسته برای نیروهای داخلی سازه‌ای پوشش تونل در دو حالت عدم لغزش و لغزش کامل تحت شرایط بارگذاری لرزه‌ای ارائه داد. راه‌حلی برای محاسبه ممان‌های خمشی تحت شرایط عدم لغزش به وسیله ونگ (۱۹۹۳) ایجاد نشد. وی توصیه نمود که راه‌حل‌های شرایط لغزش کامل برای شرایط عدم لغزش استفاده شود [۵]. پنزین و وو (Penzien and Wu) (۱۹۹۸) راه‌حل‌های فرم بسته الاستیک را برای نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی در پوشش تونل در اثر تغییرشکل تاشدگی ارائه کردند [۶]. سپس پنزین (Penzien) (۲۰۰۰) یک روش تحلیلی برای ارزیابی تغییر شکل‌های تاشدگی تونل‌های مستطیلی و دایره‌ای ارائه کرد که کارهای منتشرشده قبلی را تکمیل کرد [۷ و ۸]. هاشاش و همکاران (Hashash, et al) (۲۰۰۱) با همکاری گروهی از اعضای انجمن بین‌المللی تونل (ITA) مقاله‌ای برای تحلیل و طراحی تونل‌ها تحت بارگذاری لرزه‌ای با تمرکز خاص بر اجرا در ایالت متحده آمریکا با روش‌های تحلیلی ونگ (۱۹۹۳) و پنزین (۲۰۰۰) ارائه کردند [۸]. بابت (Bobet) (۲۰۰۳) نیز یک سری راه‌حل‌های تحلیلی متفاوتی برای ممان و نیروی محوری پوشش مدور تونل تحت بارگذاری لرزه‌ای بر اساس راه‌حل‌های بارگذاری استاتیکی انیشتین و اسچوارتز (۱۹۷۹) ارائه کرد [۹]. سپس هاشاش و همکاران (۲۰۰۵) با توجه به اختلافاتی که روش‌های تحلیلی ونگ (۱۹۹۳) و پنزین (۲۰۰۰) در تخمین نیروی محوری پوشش تونل داشتند، یک سری بررسی‌های عددی دوبعدی با استفاده از نرم‌افزار المان محدود Plaxis با فرضیات برابر با روش تحلیلی تحت شرایط کرنش مسطح با در نظر گرفتن رفتار الاستیک پوشش و زمین برای ۳ حالت از خواص زمین (مدول یانگ و ضریب پواسون متفاوت) انجام دادند. در بررسی‌های آن‌ها فقط حالت بدون لغزش با استفاده از نرم‌افزار Plaxis شبیه‌سازی شد. نتایج روش عددی و روش تحلیلی پنزین (۲۰۰۰) در حالت بدون لغزش اختلاف بالای ۷۰٪ در ۲ حالت خواص زمین برای نیروی محوری ماکزیمم

نتایج نشان داد که شکل حفریه، تأثیر کمی بر روی تغییرشکل سازه دارد و شرایط لغزش کامل منجر به تغییرشکل کمتری می‌شود و زمانی که سازه نسبت به زمین انعطاف‌پذیرتر است شرایط زهکشی نشده منجر به کاهش اعوجاج می‌شود [۱۴]. کانتوا و همکاران (Kontoe, et al) (۲۰۱۴) ابتدا چهار راه‌حل تحلیلی شناخته‌شده را تحت شرایط عدم لغزش و لغزش کامل با استفاده از یک روش شبه استاتیکی در نرم‌افزار المان محدود ICFEP تحت شرایط یکسان با راه‌حل تحلیلی مورد اعتبارسنجی قرار دادند سپس تحت شرایط لغزشی متنوعی راه-حل پارک را با روش عددی مورد ارزیابی قرار دادند، راه‌حل‌های دیگر به علت عدم توانایی شبیه‌سازی شرایط لغزشی مابین لغزش کامل و عدم لغزش در این بخش بکار برده نشد. آنها به این نتیجه رسیدند روش پارک تحت شرایط لغزشی گوناگون تطابق خوبی با روش عددی دارد. در قسمت دیگر تحقیقاتشان بر روی خواص خطی معادل خاک در راه‌حل‌های تحلیلی به‌عنوان یک روش تقریبی برای شبیه‌سازی رفتار غیرخطی خاک پرداختند [۱۵]. اخیراً دو و همکاران (Do, et al) (۲۰۱۵) از طریق نرم‌افزار FLAC^{3D} با فرضیات یکسان با راه-حل‌های تحلیلی ونگ (۱۹۹۳) به بررسی اعتبار این راه‌حل‌ها پرداختند. نتایج بررسی عددی آنها با نتایج راه‌حل تحلیلی ونگ (۱۹۹۳) در حالت بدون لغزش اختلاف ۰/۸۳٪ نیروی محوری را نشان داد. در حالت لغزش کامل اختلاف ۲۰/۰۸٪ نیروی محوری و اختلاف ۲/۵۵٪ ممان خمشی را نشان داد [۱].

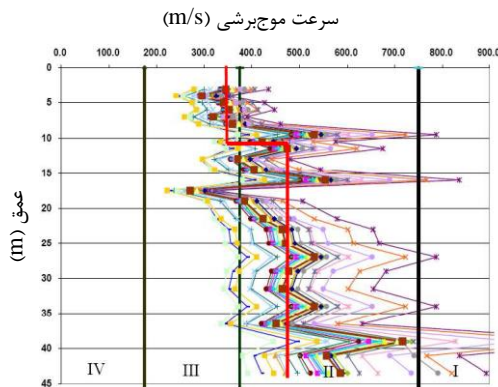
در این پژوهش خط ۶ مترو تهران به‌عنوان یک محیط خاکی نرم شهری که نیازمند بررسی لرزه‌ای است با استفاده از روش-های تحلیلی لرزه‌ای بررسی شده و سپس با استفاده از نرم‌افزار FLAC^{2D} تحت شرایط اندرکنشی عدم لغزش و لغزش کامل با فرضیات یکسان راه‌حل تحلیلی مدل‌سازی شده است و با نتایج راه‌حل تحلیلی مقایسه شده است.

علت انتخاب خط ۶ مترو تهران برای مطالعه موردی این بوده است که تسهیلات زیرزمینی ساخته‌شده در خاک‌ها در مقایسه با فضاهای ساخته‌شده در توده‌ی سنگ باکیفیت مناسب، خسارت بیشتری را در طول زلزله متحمل شده‌اند [۵ و ۱۵]. همچنین هدف از این مقاله بررسی درصد اختلاف نتایج نیروهای داخلی سازه‌ای روش‌های تحلیلی فرم بسته و روش عددی در یک محیط خاکی شهری می‌باشد که بتوان دقیق-

را نشان داد. درحالی‌که این اختلاف در حالت بدون لغزش برای روش عددی و روش تحلیلی ونگ (۱۹۹۳) زیر ۱٪ است [۱۰]. پاکباز و یاری‌وند (Pakbaz & Yareevand) (۲۰۰۵) تحلیل‌های عددی تمام دینامیکی دوبعدی با استفاده از نرم‌افزار CA₂ به‌منظور برآورد تأثیر یک زلزله روی تونل‌های مدور، در یک محیط الاستو-پلاستیک انجام دادند. نتایج عددی با نتایج راه-حل تحلیلی ونگ (۱۹۹۳) مقایسه شد. آنها پیشنهاد دادند که رابطه ممان خمشی ماکزیمم روش تحلیلی ونگ (۱۹۹۳) در حالت لغزش کامل در نسبت انعطاف‌پذیری (F) بالاتر از ۲۰ باید در ۰/۶ ضرب گردد [۱۱]. صدارت و همکاران (Sederat, et al) (۲۰۰۹) با استفاده از نرم‌افزار المان محدود Adina تحلیل‌های شبه استاتیکی را با فرضیات یکسان و غیر یکسان راه‌حل تحلیلی ونگ (۱۹۹۳) و پنزین و وو (۱۹۹۸) انجام دادند. در فرضیات غیر یکسان، آنها برای سطح تماس زمین و پوشش ضرایب اصطکاکی مختلفی را در نظر گرفتند. نتایج تحلیل شبه استاتیکی با فرضیات یکسان راه‌حل تحلیلی ونگ (۱۹۹۳) در حالت بدون لغزش اختلاف ۲/۵٪ در نیروی محوری و اختلاف ۲۷٪ در ممان خمشی را نشان داد. در تحقیقات آنها نتایج تحلیل شبه استاتیکی با فرضیات یکسان راه‌حل تحلیلی پنزین و وو (۱۹۹۸) در حالت بدون لغزش اختلاف ۵۰/۲۸٪ در نیروی محوری و اختلاف ۲۷٪ در ممان خمشی را نشان داد. بخش دیگر نتایج آنها به تأثیر خواص سطح مشترک روی نیروهای سازه‌ای ایجادشده در پوشش تونل تأکید کرد. نتایج نشان داد که شرایط عدم لغزش بدترین حالت از نیروهای نرمال اعمال‌شده در پوشش را ایجاد می‌کند [۱۲]. پارک و همکاران (Park, et al) (۲۰۰۹) اختلافات میان راه‌حل‌های تحلیلی لرزه‌ای در خروجی ممان و نیروی محوری تحت شرایط بدون لغزش برای تونل‌های مدور را بررسی کردند. آنها با توجه به ارتباط بین جابجایی‌ها و نیروهای اندرکنشی سطح مشترک خاک - پوشش و تأثیر لغزش در سطح مشترک خاک - پوشش با استفاده از یک ضریب انعطاف‌پذیری برشی راه‌حل‌های جدیدی را تحت شرایط اندرکنشی مختلف برای بیضی‌شدگی تونل‌های مدور ارائه کردند [۱۳]. بابت (Bobet) (۲۰۱۰) یکسری راه‌حل‌های تحلیلی برای حفریه‌های زیرزمینی با مقطع عرضی مستطیلی و مدور را در یک محیط الاستیک نامحدود که در معرض تنش‌های برشی میدان آزاد تحت شرایط بارگذاری زهکشی شده و زهکشی نشده قرار دارند را ایجاد کرد.

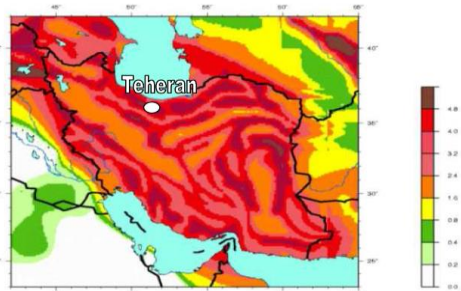
۲-۱- طبقه‌بندی نوع زمین از دیدگاه لرزه‌ای

بررسی اعداد به‌دست‌آمده از آزمایش نفوذ استاندارد در انتهای گمانه BH-SL612 و تحلیل این اعداد بر اساس روابط همبستگی توسط مراجع مختلف که نتایج آن در شکل ۱ ارائه گردیده است نشان می‌دهد که متوسط سرعت موج‌برشی برای محدوده عمق قرارگیری تونل در حدود ۴۹۰ متر بر ثانیه می‌باشد. با توجه به آیین‌نامه طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله (۲۸۰۰) ویرایش سوم (۱۳۸۴) خاک زمین این ناحیه از نوع II می‌باشد [۱۸].



شکل ۱: مقادیر سرعت موج‌برشی در برابر عمق برای گمانه BH-SL612 [۱۸].

طبق گزارش‌ها تحلیل خطر سایت مترو خط ۶ و سازمان زمین‌شناسی ایالت متحده [۱۹] تهران در منطقه‌ای قرار دارد که مطابق شکل ۲ احتمال وقوع زلزله با شتاب ماکزیمم زمین برابر $4/8 \text{ m/s}^2$ ، هر ۵۰ سال یک‌بار در آن محتمل است. مطابق جدول ۱ در این محاسبات شتاب حداکثر سطح زمین برابر $5/6 \text{ m/s}^2$ در نظر گرفته شده است که به معنای یک زلزله به بزرگی ۸ ریشتر در فاصله ۱۰ کیلومتر از مرکز زلزله می‌باشد [۲۰]. در جدول ۲ مقادیر پارامترهای لرزه‌ای موردنیاز برای بررسی لرزه‌ای تونل برای گمانه BH-SL612 شده است و همچنین در جدول ۳ پارامترهای سازه تونل برای بررسی لرزه‌ای تونل درج شده است.



شکل ۲: شتاب بیشینه زمین با ۱۰٪ احتمال وقوع در ۵۰ سال [۲۰].

ترین راه‌حل فرم بسته از نظر فرضیاتی که ارائه کرده‌اند شناسایی کرد و برای برآورد اولیه در تحلیل لرزه‌ای تونل‌های شهری مترو استفاده کرد. در نتیجه نتایج این تحقیق برای استفاده در یک محیط خاکی سفت شهری معتبر خواهد بود. در بخش دیگر برای مشخص کردن اهمیت مدل‌سازی شرایط واقعی اندرکنشی بین خاک و پوشش، در روش عددی از المان فصل مشترک با شرایط واقعی اندرکنشی استفاده گردید و با شرایط اندرکنشی عدم لغزش و لغزش کامل راه‌حل‌های تحلیلی مقایسه شد.

یکی از اهداف غیرمستقیم این مقاله نیز رسیدن به مدل عددی شبه استاتیکی بدون وجود محدودیت‌های روش‌های تحلیلی طراحی لرزه‌ای تونل‌ها می‌باشد. از جمله محدودیت‌های تأثیرگذار راه‌حل‌های تحلیلی: عدم در نظر گرفتن شرایط واقعی اندرکنشی بین پوشش تونل و محیط، قابل‌استفاده بودن تنها برای تونل‌هایی با مقاطع عرضی مدور و عدم در نظر گرفتن مدل رفتاری غیرخطی برای محیط می‌باشد.

۲- مورد مطالعاتی مبنا

خط ۶ مترو تهران یکی از خطوط حیاتی و طولانی مترو تهران است که جنوب شرقی تهران را به شمال غربی آن متصل می‌نماید. در طرح اولیه آن طول خط بالغ بر ۳۰ کیلومتر و شامل ۲۸ ایستگاه بوده که ۹ ایستگاه با خطوط ۱ و ۲ و ۳ و ۴ و ۷ و ۸ و ۹ مترو تقاطع خواهد داشت [۱۶]. اخیراً با توسعه‌ی قسمت جنوبی خط ۶، طول این خط ۳۸ کیلومتر و دارای ۳۱ ایستگاه شده است و در حال حاضر رکورددار طولانی‌ترین خط متروی خاورمیانه است.

حفاری تونل در بخش‌های مختلف مسیر هر پروژه‌ای می‌تواند به روش‌های متفاوتی انجام گیرد. عواملی چون شرایط توپوگرافی منطقه، طول مسیر حفاری، تغییرات خط پروژه، شرایط اجرایی، سرعت انجام کار، سطح آب زیرزمینی، تداخل با تأسیسات شهری زیرزمینی، وجود ساختمان‌های تجاری و مسکونی از عوامل محدودکننده انتخاب روش حفاری تونل می‌باشند که بخش‌های مختلف مسیر را تحت شعاع قرار می‌دهند. در همین راستا با بررسی گزینه‌های مختلف اجرای تونل در مسیر پروژه، مقرر گردید حفاری قطعه جنوبی تونل خط ۶ متروی تهران به روش مکانیزه سپری (با استفاده از دستگاه TBM) و قطعه‌های میانی و شمالی آن به روش جدید اتریشی (NATM) انجام شود [۱۷].

جدول ۱: پارامترهای تحلیل خطر زلزله سایت مترو خط ۶ [۲۰].

8	بزرگی زلزله
0.56g	PGA سطح زمین
10	فاصله‌ی گسل‌های لرزه‌ای (Km)

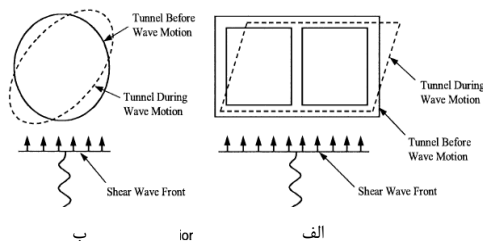
جدول ۲: خواص دینامیکی خاک گمانه BH-SL612 برای بررسی لرزه‌ای تونل [۸، ۱۸، ۲۱ و ۲۲].

$a_s = 5.6 \times 0.7 = 3.92$	($\frac{m}{s^2}$) (Hashash, et al., 2001 مقاله ۴ مطابق جدول ۴ در عمق تونل (ضریب ۰.۷ مطابق جدول ۴ در مقاله Hashash, et al., 2001))
$C_s = 490$	($\frac{m}{s}$) سرعت ظاهری انتشار موج برشی در عمق قرارگیری تونل برای گمانه BH-SL612 (خاک سفت)
$V_s = a_s \frac{140+180}{2} = 0.64$	($\frac{m}{s}$) سرعت حداکثر ذره مرتبط با موج برشی (مطابق جدول ۲ در مقاله Hashash, et al., 2001)
$\gamma_{max} = \frac{V_s}{C_s} = 0.0013$	حداکثر کرنش برشی میدان آزاد زمین به دست آمده با روش تحلیلی
$h = 60$	ارتفاع خاک روی سنگ‌بستر (m)
$\rho_{dry} = 1.7$	چگالی خشک ($\frac{Mg}{m^3}$)
$G_{dyn} = 380.5$	مدول برشی کرنش سازگار حاصل از EERA (MPa) (FHWA)
$\nu_{dyn} = 0.48$	ضریب پواسون دینامیکی برای خاک چسبنده SC, GC (Ohsaki & Iwasaki, 1973)
$E_{dyn} = 2G_{dyn} (1 + \nu_{dyn}) = 1126.2$	مدول الاستیسیته دینامیکی (MPa)
$K_{dyn} = \frac{E_{dyn}}{3(1-2\nu_{dyn})} = 9385$	مدول بالک دینامیکی (MPa)

جدول ۳: پارامترهای مورد نیاز پوشش خط ۶ مترو تهران برای بررسی لرزه‌ای تونل [۲۰].

r (m)	ν_l	t (m)	E_l (MPa)	I_l ($\frac{m^4}{m}$)
4.425	0.2	0.35	27.8×10^3	0.00357

بارگذاری لرزه‌ای دارد، به جز حالتی که تونل که به وسیله‌ی گسل بریده شده است، تغییرشکل بیضوی یا کشیدگی ایجاد شده به وسیله‌ی انتشار عمودی امواج لرزه‌ای برشی است [۱۰].



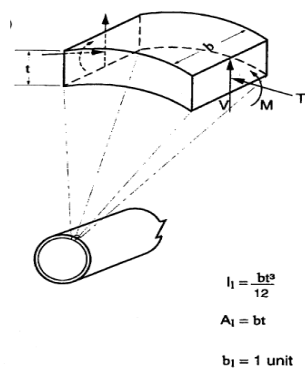
شکل ۳: الف) تغییرشکل دندانهای (ب) تغییرشکل بیضوی [۸].

نیروها و لنگرهای القاشده در سازه‌ی تونل ناشی از امواج لرزه‌ای به دو گروه عمده تقسیم می‌شوند: دسته اول ناشی از انتشار امواج در محور تونل و دسته دوم ناشی از انتشار امواج عمود بر

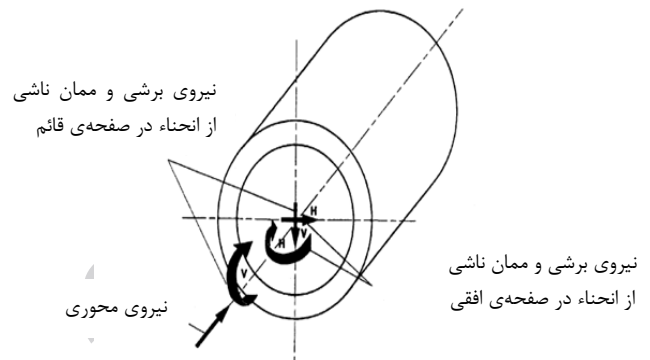
۳- تشریح مسئله و روش پژوهش

هنگامی که امواج لرزه‌ای حجمی از نوع فشاری و برشی در داخل توده‌ی زمین حرکت می‌کنند، با تغییرشکلی که توده زمین در اثر عبور امواج می‌دهد، هر سازه در داخل زمین نیز بسته به نسبت انعطاف‌پذیری^۳ (F) و تراکم‌پذیری^۴ (C) سازه و حداکثر کرنش برشی زمین (γ_{max}) تغییرشکل خواهد داد. پاسخ تونل به حرکات لرزشی زمین لرزه ممکن است بر حسب سه نوع تغییرشکل اصلی نشان داده شود: تغییرشکل محوری^۵، انحنایی^۶، بیضی‌شدگی^۷ / دندانهای^۸ [۵]. زمانی که امواج برشی به صورت عمود یا تقریباً عمود بر محور تونل منتشر می‌شوند، مطابق شکل ۳ تغییرشکل بیضوی یا دندانهای را بسته به شکل مقطع عرضی در پوشش تونل ایجاد می‌کنند [۸]. اجزایی که قابل توجه‌ترین تأثیر را بر روی رفتار پوشش تونل تحت

دارای محاسبات بیشتری می‌باشد. در روش اول که از آن با نام روش تغییرشکل میدان آزاد زمین^۹ یاد شده است مقدار کرنش زمین ناشی از امواج لرزه‌ای، در غیاب سازه و یا حفاری تعیین می‌گردد و اندرکنش سازه و محیط لحاظ نمی‌شود. پس این روش بسته به صلبیت سازه نسبت به زمین، ممکن است تغییرشکل‌های سازه را دست بالا و یا دست پایین تخمین بزند، به‌عنوان تخمین اولیه از تغییرشکل سازه می‌تواند استفاده شود [۸]. در روش دوم که روش اندرکنشی^{۱۰} نامیده می‌شود اندرکنش محیط و سازه در محاسبات لحاظ می‌گردد.



محور طولی تونل (بیضی شدگی تونل‌های مدور) هستند (شکل ۴) [۸]. با توجه به اینکه انتشار امواج برشی عمود بر محور طولی تونل بحرانی‌ترین وضعیت را از نظر نیروهای داخلی سازه-ای و تغییرشکل پوشش تونل ایجاد می‌کنند [۵]؛ بنابراین در این پژوهش پاسخ تونل در مقابل انتشار امواج برشی عمود بر محور طولی تونل (بیضی شدگی تونل) در نظر گرفته شده است. در روش‌های تحلیلی دو روش برای برآورد نیروهای القاشدهی ناشی از انتشار امواج عمود بر محور طولی تونل پیشنهاد شده است. یکی از این روش‌ها ساده‌تر و تقریبی و دیگری دقیق‌تر و



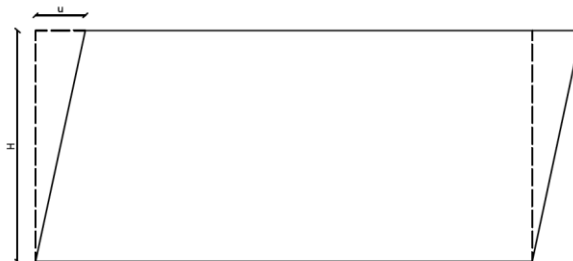
نیروها و لنگرهای ناشی از انتشار امواج در راستای طولی تونل | نیروها و لنگرهای ناشی از انتشار امواج عمود بر راستای طولی تونل

شکل ۴: وضعیت ایجاد نیروها و لنگرهای ناشی از امواج لرزه‌ای [۸].

می‌تواند به‌صورت روش نیرو که در آن نیروهای اینرسی القاشدهی لرزه‌ای همانند نیروی حجمی ثابت وارد می‌شوند، یا روش تغییرشکل که در شکل ۵ به تصویر کشیده شده است انجام شود [۱۵].

در پژوهش حاضر راه‌حل‌های تحلیلی اندرکنشی بیضی شدگی تونل‌های مدور، ونگ (۱۹۹۳) و پنزین (۲۰۰۰)، پارک و همکاران (۲۰۰۹) تحت شرایط عدم لغزش و لغزش کامل با استفاده از نرم‌افزار تفاضل محدود $FLAC^{2D}$ طبق فرضیات یکسان مورد اعتبار سنجی قرار گرفت. آنالیز شبه استاتیکی هم

$$u = \gamma_{max} H$$



شکل ۵: شکل شماتیکی از آنالیز شبه استاتیکی به روش تغییرشکل سازگار با شرایط برش ساده [۱۵].

۳-۱- روش‌های تحلیلی فرم بسته

۳-۱-۱- روش تغییرشکل میدان آزاد

ساده‌ترین روش تخمین تغییرشکل بیضی شدگی این است که فرض کنیم تغییرشکل‌ها در تونل‌های مدور منطبق با تغییرشکل میدان آزاد زمین است که به‌موجب آن اندرکنش پوشش و زمین نادیده گرفته می‌شود یا به‌عبارت‌دیگر تونل فاقد نگهداری در نظر گرفته می‌شود. در این روش با فرض داشتن مقطع حفاری مدور، مقدار کرنش قطری زمین حین زلزله بدون فرض وجود حفاری تونل^{۱۱} تنها وابسته به مقدار حداکثر کرنش برشی آزاد (γ_{max}) زمین است که مقدار آن از رابطه (۱) تعیین می‌شود. این مقدار با فرض وجود حفاری تونل^{۱۲} در زمین افزایش‌یافته و در صورت دایروی بودن مقطع حفاری، سبب اعوجاج مقطع می‌گردد و مقدار آن از رابطه (۲) محاسبه می‌گردد [۱۰]. (با فرض وجود حفاری، کرنش حدود دو تا سه برابر حالت بدون فرض حفاری می‌باشد [۵]).

$$\frac{\Delta d_{free-field}}{d} = \pm \frac{\gamma_{max}}{2} \quad (1)$$

$$\frac{\Delta d_{free-field}}{d} = \pm 2\gamma_{max}(1-\nu_m) \quad (2)$$

چنانچه سختی تونل نسبت به سختی محیط پیرامونی بسیار ناچیز باشد فرض وجود حفره در محاسبه‌ی تغییرشکل برشی بیشتر به واقعیت نزدیک خواهد بود. چنانچه سختی تونل معادل سختی محیط پیرامونی باشد فرض عدم وجود حفاری در محاسبه تغییرشکل برشی بیشتر به واقعیت نزدیک خواهد بود. در حالتی که صلبیت تونل نسبت به محیط اطرافش قابل‌توجه باشد مقادیر تغییرشکل‌های برشی از حالت حفاری نشده نیز کمتر خواهد بود. با توجه به اینکه در اکثر تونل‌ها صلبیت پوشش نسبت به محیط اطرافش قابل‌توجه است در نتیجه در بیش‌تر موارد باید اندرکنش پوشش و زمین در نظر گرفته شود. همچنین نیروها و لنگرهای ناشی از انتشار امواج عمود بر محور تونل شدیداً متأثر از نسبت سختی تونل به محیط اطرافش می‌باشد در نتیجه به‌منظور تعیین نیروهای مربوطه از روش اندرکنشی استفاده شود مناسب است؛ به‌عبارت‌دیگر روش تغییرشکل میدان آزاد زمین برای یک سازه‌ی تونل مناسب است که نسبت به محیط اطراف خود انعطاف‌پذیر باشد، همانند همه تونل‌هایی که در سنگ‌ها و خاک‌های سفت حفر می‌شوند. در این حالت، معقول است که فرض کنیم تونل با توجه به محیط اطرافش تغییرشکل می‌دهد. برای مواقعی که سازه‌های

صلب در خاک نرم واقع شده‌اند، مناسب نیست، چون تحت این شرایط ممکن است تغییرشکل‌های محاسبه‌شده زمین به دلیل ماهیت نرم خاک بسیار بزرگ‌تر از آن باشند که برای سازه‌های صلب در نظر گرفته می‌شوند. هنگامی که کرنش محاسبه‌شده برای زمین از کرنش مجاز مصالح پوشش تونل بیش‌تر می‌شود، مهندسان به‌ندرت طرح را به اجرا می‌گذارند [۵]. به‌طورکلی این روش ساده تخمین سطح بالایی از کرنش‌های ایجادشده در سازه‌ها در اثر عبور امواج ارائه می‌دهد. بزرگ‌ترین مزیت این روش نیاز به کم‌ترین داده‌ی ورودی است.

۳-۱-۲- روش اندرکنشی

زمانی که سازه تونل نسبت به خاک اطراف خود صلبیت بیشتری داشته باشد، سازه تونل به‌جای اینکه نسبت به تغییرشکل‌های ایجادشده از طرف زمین هماهنگ عمل کند، در مقابل آن مقاومت می‌کند. از این‌رو در این روش با در نظر گرفتن نسبت سختی سازه جایگزین با توده زمین حذف‌شده از محیط، می‌توان تقریب خوبی از اندرکنش سازه - محیط و اعوجاج اعمال‌شده به سازه در اثر بروز زلزله به دست آورد. تحلیل اندرکنش تونل - زمین که هم صلبیت تونل و هم صلبیت زمین را در نظر می‌گیرد، نقش کلیدی در یافتن پاسخ لرزه‌ای تونل دارد. [۵]

۳-۱-۲-۱- راه‌حل تحلیلی ونگ

اولین روش تحلیلی اندرکنشی، روش پیشنهادی ونگ (۱۹۹۳) می‌باشد. در این روش صلبیت تونل نسبت به زمین اطراف بر اساس نسبت‌های فشردگی و انعطاف‌پذیری (F, C) ارائه‌شده به‌وسیله‌ی پک و همکاران ($peck et al$) (۱۹۷۲) مطابق روابط (۳) و (۴) در نظر گرفته می‌شود که به ترتیب معیاری از صلبیت کششی و صلبیت خمشی محیط نسبت به پوشش را ارائه می‌دهد [۸ و ۱۵].

$$C = \frac{E_m(1-\nu_l^2)r}{E_{lt}(1+\nu_m)(1-2\nu_m)} \quad (3)$$

$$F = \frac{E_m(1-\nu_l^2)r^3}{6E_{lt}(1+\nu_m)} \quad (4)$$

مطابق با مطالعات پک و همکاران (۱۹۷۲) اگر نسبت انعطاف-پذیری کمتر از ۲۰ باشد، پوشش تونل صلب بوده و اندرکنش بین پوشش و زمین باید در نظر گرفته شود.

نیروی محوری و لنگر خمشی حداکثر در سازه تونل علاوه بر اینکه تابع نسبت‌های فشردگی و انعطاف‌پذیری می‌باشند، تابع وضعیت لغزش تونل نسبت به محیط اطراف نیز

تونل‌ها، وضعیت سطح مشترک سازه تونل و خاک پیرامونی بین حالت لغزش کامل و حالت بدون لغزش می‌باشد، بنابراین بایستی هر دو حالت برای به دست آوردن نیروهای داخلی بحرانی پوشش و تغییرشکل‌ها بررسی شود. اگرچه ممکن است فرضیات حالت لغزش کامل تحت برش ساده، به صورت قابل توجهی نیروهای محوری ماکزیمم را دست پایین تخمین بزند؛ بنابراین توصیه می‌شود که فرضیات حالت عدم لغزش کامل بین سازه‌ی تونل و خاک پیرامونی در ارزیابی پاسخ نیروی محوری مطابق رابطه (۸) در نظر گرفته شود [۸].

$$T_{\max} = \pm K_2 \tau_{\max} r = \pm K_2 \frac{E_m}{2(1+\nu_m)} r \gamma_{\max}$$

$$K_2 = 1 + \frac{F[(1-2\nu_m) - (1-2\nu_m)C] - \frac{1}{2}(1-2\nu_m)^2 + 2}{F[(3-2\nu_m) + (1-2\nu_m)C] + C[\frac{5}{2} - 8\nu_m + 6\nu_m^2] + 6 - 8\nu_m} \quad (9)$$

لغزش کامل و عدم لغزش به روش ونگ (۱۹۹۳) برای خط ۶ مترو تهران ارائه شده است.

می‌باشند. با فرض وقوع لغزش کامل بدون جداسدگی قائم، حداکثر نیروهای داخلی از روابط زیر محاسبه می‌شوند [۸].

$$T_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1+\nu_m)} r \gamma_{\max} \quad (5)$$

$$M_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1+\nu_m)} r^2 \gamma_{\max} \quad (6)$$

$$K_1 = \frac{12(1-\nu_m)}{2F + 5 - 6\nu_m} \quad (7)$$

مطابق مطالعات مختلف، لغزش در سطح مشترک سازه‌ی تونل و خاک پیرامونی تنها برای تونل‌های حفاری شده در خاک‌های نرم، مواردی که شدت بارگذاری لرزه‌ای شدید می‌باشد و یا تحت شرایط عایق‌بندی تفلونی امکان‌پذیر است. برای اغلب

در جدول ۴ ماکزیمم نیروهای داخلی ایجاد شده در پوشش تونل به وسیله تغییرشکل بیضی شدگی تحت شرایط اندرکنشی

جدول ۴: ماکزیمم نیروهای داخلی ایجاد شده در پوشش تونل به وسیله تغییرشکل بیضی شدگی به روش ونگ (۱۹۹۳).

C	8.30
F	106.29
K ₁	0.029
$\gamma_{\max} \xrightarrow{EERA}$	0.00019
<i>Full slip assumption</i>	
T (max) KN	3.09
M (max) KN.m	13.71
<i>No slip assumption</i>	
K ₂	0.885
T (max) KN	283.37

[۱۸]:

$$R = \frac{\Delta_{structure}}{\Delta_{free-field}} \quad (10)$$

با فرض شرایط لغزش کامل، پاسخ برای نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی به دلیل اندرکنش خاک - سازه در طول زلزله که در پوشش تونل ایجاد می‌شود به صورت زیر بیان شد [۸]:

$$\pm \Delta d_{lining}^n = \pm R^n \Delta d_{free-field} \quad (11)$$

۳-۱-۲-۲-۲- راه‌حل تحلیلی پنزین

پنزین و وو (۱۹۹۸) راه‌حل‌های فرم بسته الاستیک را برای نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی در پوشش تونل در اثر تغییرشکل‌های تاشدگی ارائه کردند. پنزین (۲۰۰۰) یک روش تحلیلی برای ارزیابی تغییرشکل‌های تاشدگی تونل‌های مستطیلی و دایره‌ای ارائه کرد که کارهای قبلی را تکمیل می‌کند. برای ارزیابی کرنش زاویه‌ای سازه، یک نسبت اعوجاج (تاشدگی) پوشش - خاک به صورت رابطه (۱۰) تعریف شد

$$M(\theta) = -\frac{6E_t I \Delta d_{\text{lining}}}{d^2(1-\nu_t^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (19)$$

$$V(\theta) = -\frac{24E_t I \Delta d_{\text{lining}}}{d^3(1-\nu_t^2)} \sin 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (20)$$

$$R = \pm \frac{4(1-\nu_m)}{(\alpha+1)} \quad (21)$$

$$\alpha = \frac{24E_t I (3-4\nu_m)}{d^3 G_m (1-\nu_t^2)} \quad (22)$$

$$T(\theta) = -\frac{12E_t I \Delta d_{\text{lining}}}{d^3(1-\nu_t^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (12)$$

$$M(\theta) = -\frac{6E_t I \Delta d_{\text{lining}}}{d^2(1-\nu_t^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (13)$$

$$V(\theta) = -\frac{24E_t I \Delta d_{\text{lining}}}{d^3(1-\nu_t^2)} \sin 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (14)$$

$$R^n = \pm \frac{4(1-\nu_m)}{(\alpha^n+1)} \quad (15)$$

$$\alpha^n = \frac{12E_t I (5-6\nu_m)}{d^3 G_m (1-\nu_t^2)} \quad (16)$$

در جدول ۵ ماکزیمم نیروهای داخلی ایجادشده در پوشش تونل به‌وسیله تغییرشکل بیضی شدگی تحت شرایط اندرکنشی لغزش کامل و عدم لغزش به روش پنزین (۲۰۰۰) برای خط ۶ مترو تهران ارائه شده است.

در شرایط عدم لغزش، روابط پنزین (۲۰۰۰) به‌صورت مقابل بیان می‌گردد [۸]:

$$\pm \Delta d_{\text{lining}} = \pm R \Delta d_{\text{free-field}} \quad (17)$$

$$T(\theta) = -\frac{24E_t I \Delta d_{\text{lining}}}{d^3(1-\nu_t^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (18)$$

جدول ۵: ماکزیمم نیروهای داخلی ایجادشده در پوشش تونل به‌وسیله تغییرشکل بیضی شدگی به روش پنزین (۲۰۰۰).

$\gamma_{\text{max}} \frac{EERA}{\rightarrow}$	0.00019	$\alpha^n =$	0.009972
$\alpha =$	0.01016	$R^n =$	2.059463
$R =$	2.05908	$\Delta d_{\text{lining}}^n = R^n \frac{\gamma_{\text{max}} d}{2}$	0.001731
Δd_{lining}	0.001731	$\Delta d_{\text{free-field}}$	0.00084
Full slip assumption			
$T(\text{max}) \text{ KN}$	3.09		
$M(\text{max}) \text{ KN.m}$	13.70		
$V(\text{max}) \text{ KN}$	-6.19		
No slip assumption			
$T(\text{max}) \text{ KN}$	6.19		
$M(\text{max}) \text{ KN.m}$	13.70		
$V(\text{max}) \text{ KN}$	-6.19		

است. در شرایط لغزش کامل روابط (۲۳) و (۲۴) و در شرایط عدم لغزش روابط (۲۵) تا (۲۷) به‌صورت زیر بیان می‌گردد [۱۳]:

$$\frac{T_{PTTO}(F-S)}{G_S \gamma_C R} = -\frac{4(1-\nu_S)}{(2F+5-6\nu_S)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$$

۳-۲-۱-۳- راه‌حل تحلیلی پارک و همکاران
روابط ارائه‌شده در راه‌حل تحلیلی فرم بسته پارک و همکاران (۲۰۰۹) برای تونل‌های مدور ناشی از بیضی شدگی در اثر برخورد امواج برشی عمود بر محور تونل در ذیل ارائه‌شده (۲۳)

$$\frac{M_{PTTO}(F-S)}{G_S \gamma_C R^2} = -\frac{4(1-\nu_S)}{(2F+5-6\nu_S)} \cos 2(\theta + \frac{\pi}{4}) \quad (24)$$

$$\frac{T_{PTTO}(N-S)}{G_S \gamma_C R} = -\frac{4(1-\nu_S)}{\Delta'} \left\{ F + \left(\frac{1}{2} - \nu_S\right) C + 2 \right\} \cos 2(\theta + \frac{\pi}{4}) \quad (25)$$

$$\frac{M_{PTTO}(N-S)}{G_S \gamma_C R^2} = -\frac{4(1-\nu_S)}{\Delta'} \left\{ 1 + \left(\frac{1}{2} - \nu_S\right) C \right\} \cos 2(\theta + \frac{\pi}{4}) \quad (26)$$

$$\Delta' = F[(3-2\nu_S) + (1-2\nu_S)C] + C \left[\frac{5}{2} - 8\nu_S + 6\nu_S^2 \right] + 6 - 8\nu_S \quad (27)$$

در جدول ۶ ماکزیمم نیروهای داخلی ایجادشده در پوشش تونل به وسیله تغییرشکل بیضی شدگی تحت شرایط اندرکنشی لغزش کامل و عدم لغزش به روش پارک و همکاران (۲۰۰۹) برای خط ۶ مترو تهران ارائه شده است.

جدول ۶: ماکزیمم نیروهای داخلی ایجادشده در پوشش تونل به وسیله تغییرشکل بیضی شدگی به روش پارک و همکاران (۲۰۰۹).

Δ'	254.66
Full slip assumption	
T (max) KN	3.099
M (max) KN.m	13.71
No slip assumption	
T (max) KN	283.39
M (max) KN.m	13.48

جهت استفاده از روش عددی از تحلیل معادل خطی یک بعدی در نرم افزار *EERA* ساخت دانشگاه کالیفرنیا جنوبی امریکا استفاده شد. مشخصات رکورد شتاب نگاشت استفاده شده در این پژوهش در جدول ۸ ارائه شده است که از تحلیل خطر سایت خط ۶ متروی تهران به دست آمده است که در بخش ۲-۱ توضیح داده شده است. با توجه به شرایط ساختگاهی و رکورد شتاب نگاشت اعمالی کرنشی برشی حداکثر $\gamma_{max} = 0.00019$ مطابق شکل ۶ توسط نرم افزار *EERA* محاسبه شده است که بسیار کوچکتر از مقدار به دست آمده از روش تحلیلی در جدول ۲ می باشد.

جدول ۸: مشخصات رکورد استفاده شده در نرم افزار *EERA*

پارامتر	ChiChi, Taiwan CHY006
Earthquake Magnitude (Mw)	7.62
PGA(g)	0.56
PGV (m/s)	0.66
Source-to-Site Distance (Km)	9.76
Duration (Sec)	150
Year	1999
Scaling Factor	1.57

حداکثر کرنش برشی (/)

۳-۲- روش عددی

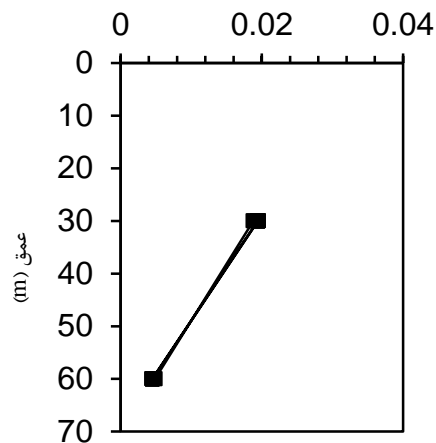
۳-۲-۱- مدل سازی عددی بیضی شدگی تونل

به طور کلی یکی از عوامل مؤثر بر نتایج طراحی لرزه ای سازه های زیرزمینی، مقدار حداکثر کرنش برشی میدان آزاد استفاده شده در روش های تحلیلی و عددی شبه استاتیکی می باشد. جهت محاسبه مقدار پارامتر مذکور می توان از روابط ساده ی تحلیلی در جدول ۲ و یا از روش های عددی همچون نرم افزار *EERA* و *DEEP SOIL* بدون در نظر گرفتن اندرکنش بین زمین و سازه استفاده کرد. مقدار کرنش برشی حداکثر، وابسته به نوع رکورد شتاب نگاشت اعمالی و نیز خصوصیات خاک است و استفاده از مقادیر شتاب حداکثر به جای اعمال شتاب نگاشت در سنگ بستر و تبدیل آن به شتاب نگاشت در عمق دفن تونل، از دقت کافی برخوردار نیست. از آنجاکه در روابط فرم بسته و شبه استاتیکی از پارامتر کرنش برشی حداکثر به جای شتاب حداکثر استفاده می شود، به منظور دستیابی به دقت بیشتر باید کرنش برشی حداکثر ایجاد شده در یک پروفیل خاک در اثر اعمال یک زلزله به صورت رکورد شتاب نگاشت محاسبه شود. این رویه به وسیله ی محققانی همچون پارک و همکاران (۲۰۰۶) و بزاز و بشارت (۲۰۰۸) نیز اشاره شده است [۲۳ و ۲۴].

اتخاذ شد، چراکه این روش سازگار با فرضیات راه‌حل تحلیلی است و از محدودیت‌های ذاتی مربوط به روش نیرو رنج نمی‌برد (به‌طور مثال حساسیت به ابعاد مدل) [۱۵]. در تمامی تحقیقات قبلی به‌جز مقاله کانتوا و همکاران (۲۰۱۴) از روش نیرو استفاده‌شده و شرایط تنش اولیه در مدل برقرارشده است و در نهایت نیروهای داخلی پوشش تونل از تفریق نیروهای داخلی در مرحله شبه استاتیکی از مرحله استاتیکی حاصل‌شده است که به علت محدودیت‌های ذاتی این روش و عدم همخوانی این روش با فرضیات راه‌حل‌های تحلیلی رویه مناسبی نمی‌تواند باشد. شبکه مش‌بندی مدل عددی که در شکل ۶ مشاهده می‌کنید دارای یک‌لایه خاک بر روی سنگ‌بستر به ضخامت $H = 60m$ می‌باشد. مرزهای کناری شبکه مش بندی $35/5$ متر از مرکز تونل فاصله‌دارند. از داده‌های جدول ۲ و ۳ برای خواص مصالح خاک و پوشش تونل استفاده شد. روند مدل‌سازی بدین گونه است که ابتدا هندسه مدل در یک‌لایه و محیط به‌صورت کاملاً الاستیک خطی و بدون شتاب جاذبه زمین با المان Solid ایجاد شد. برای بستن مرزها بدین گونه عمل شد که مرزهای تحتانی در جهات قائم و افقی و مرزهای فوقانی و کناری تنها در راستای قائم بسته شد. سپس حفاری تونل و نصب المان مربوط به پوشش تونل به‌صورت هم‌زمان انجام گردید [۱۵] و [۲۵].

برای مدل‌سازی حالات اندرکنشی لغزش کامل و عدم لغزش بین المان پوشش تونل و خاک اطراف تونل به‌صورت زیر عمل می‌کنیم [۱۵ و ۲۶]:

الف) در جهت عمود بر پوشش، خاک و پوشش کاملاً به هم متصل می‌شوند (ب) در جهت مماس بر پوشش تونل ۲ حالت لغزش کامل و عدم لغزش وجود دارد. در حالت عدم لغزش فرض بر این است که اتصال یا چسبندگی کامل بین زمین و پوشش در جهت مماسی وجود دارد در نتیجه برای مدل‌سازی از المان Attach در روش عددی برای اتصال سازه و خاک استفاده می‌شود. درحالی‌که در حالت لغزش کامل هیچ مقاومت مماسی یا اصطکاکی بین خاک و سازه در نظر گرفته نمی‌شود در نتیجه پارامترهای مرتبط با مقاومت مماسی صفر در نظر گرفته شد. برای مدل‌سازی حالت لغزش کامل از المان سطح مشترک با ضریب صلبیت نرمال بسیار بالا طبق مرجع [۱۵] و پارامترهای دیگر مطابق جدول ۹ استفاده شد.

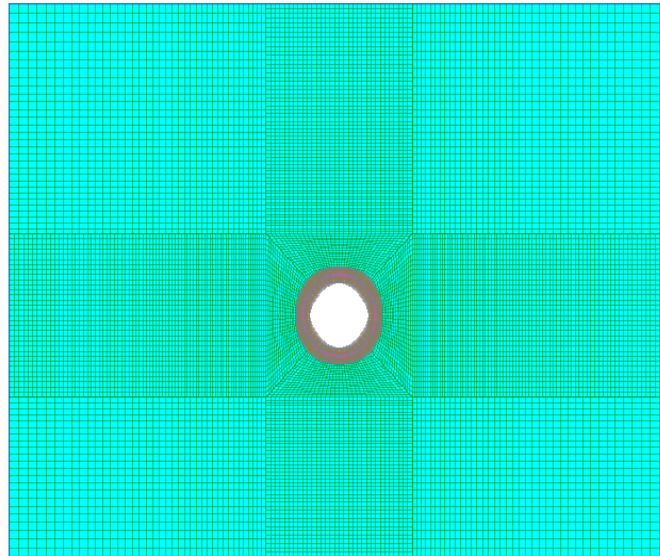


شکل ۶: نمودار حداکثر کرنش برشی به‌دست‌آمده از نرم‌افزار EERA

برای بررسی نتایج به‌دست‌آمده از روش‌های تحلیلی طراحی لرزه‌ای پوشش تونل، از صحت سنجی عددی در نرم‌افزار *FLAC2D V 8.0* استفاده شد. اگرچه نتایج به‌دست‌آمده از روش‌های تحلیلی برای خاک‌های نرم بسیار محافظه‌کارانه است، لیکن برای اطمینان از صحت نتایج راه‌حل‌های فرم بسته یک مدل‌سازی عددی لرزه‌ای خالص (بدون در نظر گرفتن بارهای استاتیکی) انجام شد. فرضیات ارائه‌شده در روش عددی برای معادل‌سازی فرضیات روش تحلیلی و عددی به‌صورت زیر بیان می‌شود [۱۰، ۱۲، ۱۵ و ۲۵].

- ۱- شرایط کرنش مسطح در نظر گرفته‌شده است.
- ۲- مدل عددی در یک‌لایه از خاک ایجاد می‌شود.
- ۳- تونل به‌صورت مدور و پوشش تونل یکپارچه می‌باشد.
- ۴- زمین و پوشش تونل به‌صورت الاستیک خطی و بدون جرم است.
- ۵- وضعیت سطح مشترک سازه تونل و خاک پیرامونی در حالات لغزش کامل و عدم لغزش ایجاد می‌شود.
- ۶- حفاری به‌صورت هم‌زمان با نصب المان پوشش تونل صورت می‌گیرد (بدون در نظر گرفتن تأثیر توالی ساخت).
- ۷- بارگذاری لرزه‌ای به‌صورت بارگذاری برشی به انتهای مرزهای فوقانی اعمال می‌شود که شرایط برش خالص را شبیه‌سازی می‌کند و باعث ایجاد جابجایی مثلثی وارونه در طول مرزهای جانبی مدل و جابجایی یکنواخت جانبی در طول مرز فوقانی می‌شود.
- ۸- بارگذاری برشی برای ایجاد کرنش برشی تحت شرایط کاملاً زهکشی شده اعمال می‌شود.

در این پژوهش آنالیز شبه استاتیکی بر پایه روش تغییرشکل



شکل ۶: شبکه مش بندی مدل عددی به همراه المان سازه‌ای لاینر.

جدول ۷: مقادیر پارامترهای المان سطح مشترک بین المان پوشش تونل و خاک در حالت لغزش کامل.

K_n (Pa/m)	K_s (Pa/m)	C (Pa)	ψ	ϕ	t_{bond} (Pa)	sbratio	bslip
1×10^{10}	0.0	0.0	0.0	0.0	1×10^5	100	on

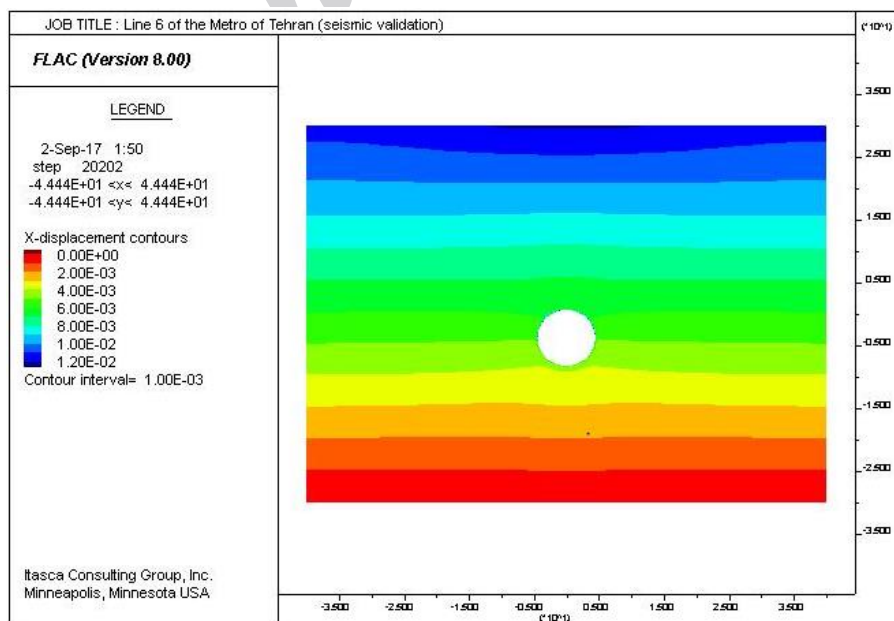
مرحله بار افقی طوری به سطح اعمال می‌شود که جابجایی حداکثر مرز فوقانی (u) مدل به $1/14$ سانتی‌متر برسد. در شکل‌های ۷ و ۸ برخی نتایج مدل‌سازی ارائه شده است.

در نهایت بزرگی جابجایی مرز فوقانی مدل با حداکثر کرنش برشی میدان آزاد (γ_{max}) و ارتفاع مدل (H) مرتبط می‌شود (شکل ۵). در نتیجه مقدار جابجایی حداکثر که در مرز فوقانی ایجاد شده از رابطه (۲۹) به دست می‌آید [۱۵ و ۲۶]. در آخرین

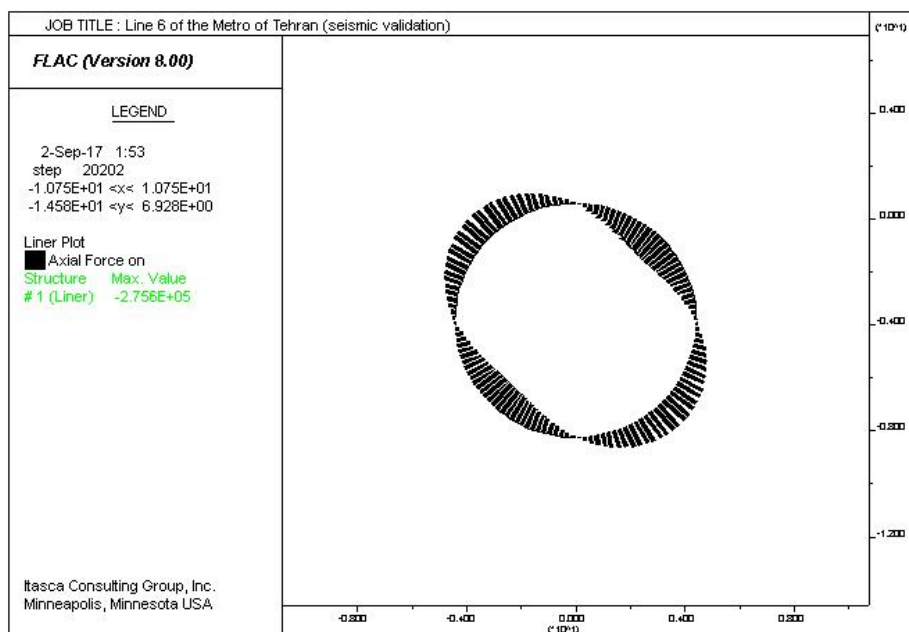
$$u = \gamma_{max} \times H$$

$$u = 0.00019 \times 60m = 1.14cm$$

(۲۹)



شکل ۷: کانتور جابجایی افقی مدل تحت شرایط بدون لغزش.



شکل ۸: نیروی محوری وارد بر پوشش تونل تحت شرایط بدون لغزش.

در جدول ۸ نتایج اعتبار سنجی لرزه‌ای به همراه نتایج راه‌حل‌های تحلیلی تحت شرایط لغزش کامل و عدم لغزش ارائه شده است و در جدول ۹ نیز درصد اختلاف روش‌های تحلیلی با روش عددی در برآورد نیروهای داخلی سازه‌ای درج شده است.

جدول ۸: قدر مطلق حداکثر نیروهای داخلی به دست آمده در مدل‌سازی عددی و راه‌حل‌های تحلیلی.

Full Slip			No Slip			
V_{max} (KN/m)	M_{max} (KNm/m)	T_{max} (KN/m)	V_{max} (KN/m)	M_{max} (KNm/m)	T_{max} (KN/m)	
14.48	12.94	3.15	7.79	12.69	275.6	Flac ^{2D}
	13.712	3.098		13.712	283.3783	Wang, 1993
6.19	13.708	3.098	6.19	13.708	6.196	Penzien, 2000
	13.718	3.099		13.48	283.39	Park et al, 2009

جدول ۹: درصد اختلاف حداکثر نیروهای داخلی به دست آمده در مدل‌سازی عددی و راه‌حل‌های تحلیلی.

نیروهای داخلی سازه‌ای	درصد اختلاف با ونگ %		درصد اختلاف با پنزین %		درصد اختلاف با پارک %	
	No Slip	Full Slip	No Slip	Full Slip	No Slip	Full Slip
T_{max}	2.74	1.65	4348	1.65	2.74	1.61
M_{max}	7.45	5.63	7.42	5.60	5.86	5.67
V_{max}	-	-	20.5	133.9	-	-

تنها فرضیات یکسان با راه‌حل‌های تحلیلی را بررسی کرده‌اند و محدودیت‌های راه‌حل‌های تحلیلی از جمله محدودیت به شرایط عدم لغزش و لغزش کامل بین پوشش و خاک را دارند. در این بخش از پژوهش با استفاده از روابطی معتبر شرایط اندرکنشی

۳-۲-۵- مدل‌سازی عددی تحت شرایط اندرکنشی واقعی متأسفانه تقریباً تمامی آنالیزهای عددی شبه استاتیکی به جز کار صدارت و همکاران ۲۰۰۹ و کاتنوا و همکاران ۲۰۱۴ که برای اعتبار سنجی راه‌حل‌های تحلیلی بکار گرفته شده است

زمین) و لغزش کامل (اتصال بدون مقاومت مماسی بین زمین و پوشش) می‌باشد [۸، ۱۲، ۱۵] به‌منظور در نظر گرفتن اندرکنش بین پوشش تونل و زمین، از امان سطح مشترک با مقدار ضریب صلبیت شعاعی به‌دست‌آمده از رابطه (۳۰) در تئوری وینکلر و پارامترهای دیگر مطابق جدول ۱۰ استفاده شد [۲۸]. صحت رابطه تحلیلی وینکلر طبق آزمایشات تمام‌مقیاس پوشش سگمنتی مولینس و آرنائو (۲۰۱۱a) مشخص شده است. طبق آزمایشات مولینس و آرنائو (۲۰۱۱a) ضریب صلبیت فخر مماسی در بهترین حالت باید یک‌سوم مقدار شعاعی آن مطابق رابطه (۳۱) در نظر گرفته شود [۲۷]. مقدار واقعی زاویه اصطکاک امان سطح مشترک بین بتن (پوشش) و شن یا ماسه‌مخلوط با رس یا سیلت (نوع خاک در گمانه موردنظر) طبق مرجع [۲۹]، ۱۷ درجه در نظر گرفته شد و طبق همین مرجع چسبندگی واقعی بین فصل مشترک این مصالح غیرمشابه، ۲۰ کیلو نیوتن اتخاذ شد.

$$K_r = \frac{E_s}{R(1+\nu_s)}$$

$$K_t = \frac{K_r}{3}$$

جدول ۱۰: مقادیر پارامترهای امان سطح مشترک بین پوشش تونل و خاک در حالت شرایط واقعی اندرکنشی.

K_n (Pa/m)	K_s (Pa/m)	C (Pa)	ψ	ϕ	t_{bond} (Pa)	s_{ratio}	b_{slip}
1.72×10^8	5.73×10^7	20×10^3	0.0	17	6.7×10^4	100	on

لغزش، لغزش کامل و اندرکنش واقعی برای مورد مطالعاتی برمی‌آید، ممان خمشی در مقایسه با نیروی محوری تغییرات بسیار اندکی نسبت به تغییر شرایط اندرکنشی بین پوشش و خاک دارد و بیشتر تحت تأثیر هندسه و شکل تغییر یافته سازه تونل می‌باشد که این خود متأثر از کرنش برشی میدان آزاد زمین است. مطابق شکل ۱۰ توزیع ممان خمشی حول پیرامون پوشش تونل متقارن می‌باشد. در جدول ۱۱ درصد اختلاف حداکثر نیروهای داخلی به‌دست‌آمده در مدل‌سازی عددی تحت شرایط واقعی اندرکنشی و راه‌حل‌های تحلیلی تحت شرایط عدم لغزش و لغزش کامل ارائه شده است. نتایج این بخش مطابق با یافته‌های صدارت و همکاران (۲۰۰۹) می‌باشد.

واقعی بین پوشش تونل و خاک در آنالیز شبه استاتیکی در نظر گرفته شده است و با راه‌حل‌های تحلیلی مقایسه شده است. مولینس و آرنائو (Molins & Arnaud) (۲۰۱۱a) با توجه به آزمایش‌های تمام‌مقیاس پوشش سگمنتی در خط ۹ متروی بارسلون به این نتیجه رسیدند که در نظر گرفتن کامل صلبیت مماسی

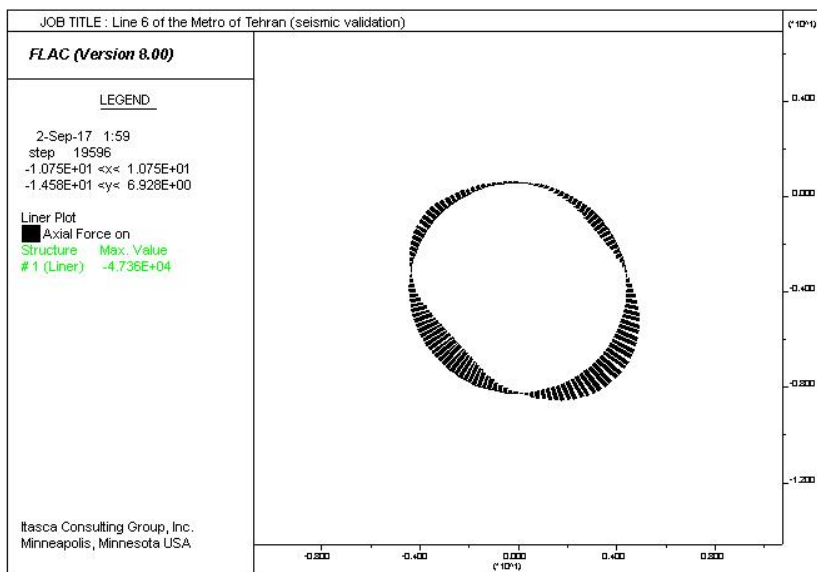
$(K_t = K_r/3)$ بین پوشش و خاک متناسب‌ترین نتایج را با نتایج آزمایشگاهی در برآورد تنش‌های حداکثر در طول تاج تونل و انتقال تنش را ارائه می‌دهد. کاهش مقادیر صلبیت مماسی باعث کاهش در پیک تنش‌های محوری، یکنواختی توزیع تنش‌ها و حصول تنش‌های قابل‌توجه در کف پوشش تونل می‌شود. نادیده گرفتن صلبیت مماسی به‌هیچ‌وجه توزیع یکنواختی از تنش محوری را ارائه نمی‌دهد. از این‌رو، توجه کافی به مکانیزم‌های مماسی اهمیت زیادی در تعیین رفتار سازه‌ای پوشش سگمنتی تونل در شرایط زمین سخت دارد [۲۷].

با توجه به اینکه شرایط اندرکنشی واقعی بین پوشش تونل و خاک، مابین حالت عدم لغزش (اتصال کاملاً صلب پوشش به

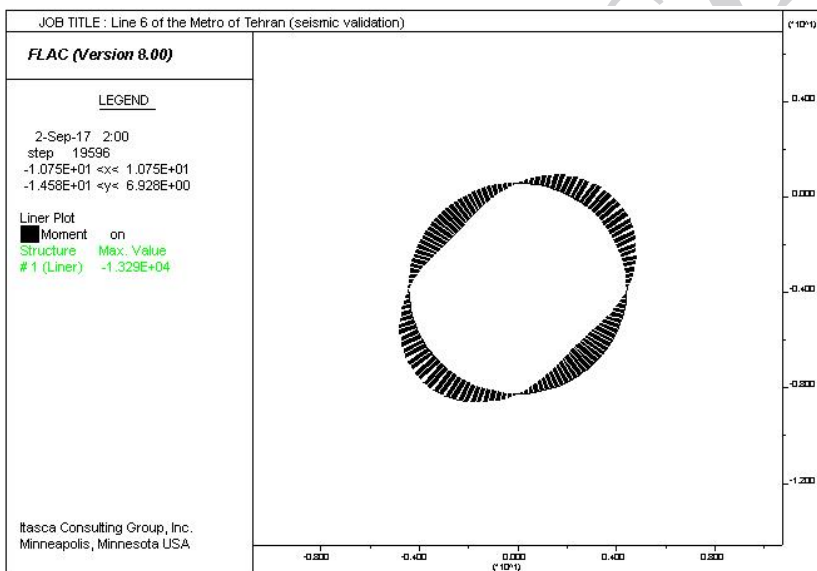
(۳۰)

(۳۱)

در شکل‌های ۹ و ۱۰ برخی از نتایج مدل‌سازی عددی بارگذاری لرزه‌ای به‌صورت شبه استاتیکی تحت شرایط اندرکنشی واقعی ارائه شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌کنید نیروی محوری حداکثر ۴۷/۳۶ کیلو نیوتن حاصل شده است که در مقایسه با شرایط بدون لغزش که ۲۷۵/۶ کیلو نیوتن می‌باشد بسیار پایین‌تر می‌باشد و همچنین از نیروی محوری در شرایط لغزش کامل که ۳/۱۵ کیلو نیوتن است بیشتر است. ممان خمشی حداکثر ۱۳/۲۹ کیلو نیوتن متر حاصل شده است که در مقایسه با شرایط بدون لغزش و شرایط لغزش کامل که به ترتیب ۱۲/۶۹ و ۱۲/۹۴ کیلو نیوتن متر می‌باشد، اختلاف بسیار کمی دارد. همان‌طور که از اعداد و ارقام به‌دست‌آمده تحت شرایط عدم



شکل ۹: نیروی محوری وارد بر پوشش تونل تحت شرایط اندرکنشی واقعی.



شکل ۱۰: ممان وارد بر پوشش تونل تحت شرایط اندرکنشی واقعی.

جدول ۱۱: درصد اختلاف حداکثر نیروهای داخلی به دست آمده در مدل‌سازی عددی تحت شرایط واقعی اندرکنشی و راه‌حل‌های تحلیلی.

نیروهای داخلی سازه‌ای	درصد اختلاف با ونگ %		درصد اختلاف با پنزین %		درصد اختلاف با پارک %	
	No Slip	Full Slip	No Slip	Full Slip	No Slip	Full Slip
T_{max}	498.34	1428.7	664.36	1428.7	498.37	1428.2
M_{max}	3	3	3	3	1.4	3.1
V_{max}	-	-	2.9	2.9	-	-

۴- نتیجه‌گیری

برای فرموله کردن اندرکنش پوشش و زمین در شرایط عدم لغزش در روش تحلیلی پنزین در نظر گرفته شده است مناسب نمی‌باشند؛ بنابراین نتایج نیروی محوری روش تحلیلی پنزین اختلاف بسیار شدیدی با روش عددی و روش‌های تحلیلی دیگر دارد.

پاسخ سازه‌های زیرزمینی به رویدادهای لرزه‌ای بیش‌تر به رفتار زمین اطراف و اندرکنش آن با زمین بستگی دارد. در نتیجه در روش‌های عددی با استفاده از روابط مناسبی باید پارامترهای اندرکنشی پوشش و خاک تعیین گردد. شروط ساده‌سازی که

دارند که نشان‌دهنده‌ی دقت نسبتاً خوب هر سه روش تحلیلی در برآورد ممان خمشی حداکثر تحت شرایط لغزش کامل است. ممان خمشی حداکثر به‌دست‌آمده در روش پنزین تحت شرایط عدم لغزش و لغزش کامل یکسان هستند. این نتیجه منطبق با یافته‌های هشاش و همکاران (۲۰۰۵) است.

۷- در کل روش پنزین (۲۰۰۰) کم‌اعتبارترین روش تحت شرایط عدم لغزش می‌باشد. درحالی‌که روش پارک و همکاران (۲۰۰۹) معتبرترین روش تحلیلی در برآورد نیروهای داخلی سازه‌ای تحت شرایط عدم لغزش می‌باشد. تحت شرایط لغزش کامل تمامی نتایج روش‌های تحلیلی مشابه همدیگر بوده و درصد اختلاف یکسانی را با روش عددی در برآورد نیروی محوری و ممان خمشی حداکثر ارائه می‌دهند.

۸- مطابق جدول ۱۱ درصد اختلاف روش‌های تحلیلی تحت شرایط لغزش کامل و عدم لغزش با روش عددی تحت شرایط واقعی اندرکنشی در برآورد ممان خمشی حداکثر پایین می‌باشد. در نتیجه از روش‌های تحلیلی اندرکنشی استفاده‌شده در این تحقیق می‌توان برای تخمین ممان خمشی حداکثر سازه تونل تحت شرایط اندرکنشی واقعی برای محیط شهری استفاده کرد. درحالی‌که درصد اختلاف این روش‌ها در برآورد نیروی محوری حداکثر بسیار بالا است؛ که نشان‌دهنده‌ی اهمیت موضوع اندرکنش واقعی پوشش و خاک در برآورد مقدار واقعی نیروی محوری حداکثر است؛ بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که به هیچ‌کدام از روش‌های تحلیلی در برآورد نیروی محوری حداکثر برای شرایط اندرکنشی واقعی نمی‌توان اعتماد کرد و برای برآورد نیروی محوری حداکثر تحت شرایط اندرکنشی واقعی باید از روش عددی بهره برد. روش شبه استاتیکی که با در نظر گرفتن شرایط اندرکنشی واقعی در این پژوهش استفاده‌شده را می‌توان برای به دست آوردن بارهای لرزه‌ای خالص (E_Q) و افزودن آن به بارهای استاتیکی جهت طراحی پوشش نهایی تونل‌ها استفاده کرد.

۹- یکی دیگر از نقاط ضعف روش‌های تحلیلی طراحی لرزه‌ای تونل با استفاده از روش اندرکنشی، محدود شدن شکل سطح مقطع تونل به شکل مدور است درحالی‌که روش عددی که متناظر با فرضیات راه‌حل تحلیلی ایجادشده است قابلیت استفاده در هر شکل سطح مقطعی از جمله مقاطع مستطیلی، نعل اسبی و طاقی را دارد.

در این پژوهش در بخش اول نیروهای داخلی سازه‌ای خط ۶ مترو تهران به‌عنوان نماینده‌ای از یک محیط خاکی با استفاده از ۳ روش تحلیلی فرم بسته اندرکنشی طراحی لرزه‌ای تونل‌ها تحت شرایط عدم لغزش و لغزش کامل استخراج شد، سپس برای بررسی اعتبار این روش‌ها از روش شبه استاتیکی عددی متناظر با فرضیات روش‌های تحلیلی برای مقایسه صحیح استفاده شد. در بخش دیگر برای بررسی تأثیر شرایط واقعی اندرکنش بین پوشش و زمین در نتایج، از المان فصل مشترک در مدل عددی با مقادیر پارامترهای متناظر در جدول (۱۰) استفاده شد. نتایج به شرح زیر می‌باشد:

۱- روش پنزین تحت شرایط عدم لغزش در برآورد نیروی محوری حداکثر با روش عددی اختلاف دارد که نشان‌دهنده‌ی عدم کارایی این روش در حالت عدم لغزش برای نیروی محوری حداکثر است. روش پنزین نیروی محوری تحت شرایط عدم لغزش را تقریباً دو برابر شرایط لغزش کامل ارائه می‌دهد. این نتایج مطابق با نتایج هشاش و همکاران (۲۰۰۵)، صدارت و همکاران (۲۰۰۹) و کانتوا و همکاران (۲۰۱۴) است.

۲- روش ونگ (۱۹۹۳) و پارک و همکاران (۲۰۰۹) در برآورد نیروی محوری حداکثر تحت شرایط عدم لغزش به ترتیب دارای $۲/۷۴\%$ و $۲/۷۴\%$ اختلاف با روش عددی می‌باشد و نتایج تقریباً یکسانی با روش عددی دارند؛ که نشان‌دهنده‌ی دقت این روش‌ها در برآورد نیروی محوری حداکثر است.

۳- هر ۳ روش تحلیلی فرم بسته در برآورد نیروی محوری حداکثر تحت شرایط لغزش کامل $۱/۱۶\%$ اختلاف با روش عددی دارند که نشان‌دهنده‌ی دقت بالای هر سه روش تحلیلی در برآورد نیروی محوری تحت شرایط لغزش کامل است.

۴- روش پنزین (۲۰۰۰) در برآورد ممان خمشی حداکثر تحت شرایط عدم لغزش با روش عددی $۷/۴۲\%$ اختلاف دارد که نسبت به روش پارک و همکاران (۲۰۰۹) اختلافش بیش‌تر و نسبت به روش ونگ (۱۹۹۳) اختلاف تقریباً یکسانی با روش عددی دارند.

۵- روش پارک و همکاران (۲۰۰۹) در برآورد ممان خمشی حداکثر تحت شرایط عدم لغزش نسبت به سایر روش‌های تحلیلی از دقت بالاتری برخوردار است. چراکه اختلاف $۵/۸۶\%$ با روش عددی دارد.

۶- هر سه روش تحلیلی فرم بسته در برآورد ممان خمشی حداکثر تحت شرایط لغزش کامل $۵/۶\%$ اختلاف با روش عددی

۵- فهرست نمادها

در جدول ۱۲ سیاهه‌ی نمادهای استفاده‌شده در متن مقاله ارائه‌شده است.

جدول ۱۲: سیاهه‌ی نماد

شرح	واحد	نماد
مدول برشی محیط خاکی یا سنگی	kPa	G_s یا G_m FDG
مدول الاستیسیته محیط خاکی یا سنگی	kPa	E_m
مدول الاستیسیته پوشش تونل	kPa	E_l
ممان اینرسی پوشش یکپارچه تونل	m^4/m	I_l
ضریب پواسون پوشش تونل	-	ν_l
شعاع خارجی حفاری تونل	m	r
ضخامت پوشش تونل	m	t
ضریب پواسون خاک اطراف تونل	-	ν_s یا ν_m
ضریب پاسخ پوشش در شرایط لغزش کامل در روش ونگ (۱۹۹۳)	-	K_1
ضریب پاسخ پوشش در شرایط عدم لغزش در روش ونگ (۱۹۹۳)	-	K_2
تغییرشکل تاشدگی مقطع تونل مستطیلی	-	$\Delta_{structure}$
تغییرشکل قطری میدان آزاد در زمین بدون فرض حفاری	-	$\Delta_{free-field}$
نسبت تاشدگی پوشش- خاک تونل مدور	-	R
نسبت تاشدگی پوشش- خاک تونل مدور تنها تحت بارگذاری نرمال	-	R^n
تغییرشکل قطری پوشش	-	Δd_{lining}
تغییرشکل قطری پوشش تنها تحت بارگذاری نرمال	-	Δd_{lining}^n
ضریب استفاده‌شده در محاسبه نسبت تاشدگی پوشش - خاک تونل مدور	-	α
ضریب استفاده‌شده در محاسبه نسبت تاشدگی پوشش- خاک تونل مدور تنها تحت بارگذاری نرمال	-	α^n
ضریب پاسخ پوشش در شرایط عدم لغزش در روش پارک و همکاران	-	Δ'
مدول حجمی زون‌های مجاور فصل مشترک		K
مدول برشی زون‌های مجاور فصل مشترک		G
کوچک‌ترین عرض زون در جهت عمود بر فصل مشترک		Δz_{min}
جابجایی حداکثر مرز فوقانی مدل عددی		u
ضریب صلبیت نرمال بین پوشش و خاک	Pa/m	K_n
ضریب صلبیت برشی بین پوشش و خاک	Pa/m	K_s
زاویه برخورد امواج لرزه‌ای با محور تونل	Deg	θ
چسبندگی بین پوشش و خاک	Pa	C
زاویه اتساع بین پوشش و خاک	Deg	ψ
زاویه اصطکاک داخلی بین پوشش و خاک	Deg	φ
مقاومت کششی اتصال بین پوشش و خاک	Pa	tbond
نسبت مقاومت برشی به مقاومت کششی اتصال بین پوشش و خاک	-	sbratio
شرایط لغزش در اتصال بین پوشش و خاک	-	bslip

۶- مراجع

- [13] Park, K. H., Tantayopin, K., Tontavanich, B., & Owatsiriwong, A. (2009). Analytical solution for seismic-induced ovaling of circular tunnel lining under no-slip interface conditions: A revisit. *Tunnelling and*, 24, 231-235. doi:10.1016/j.tust.2008.07.001.
- [14] Bobet A. (2010). Drained and undrained response of deep tunnels subjected to far- field shear loading. *Tunnelling and Underground Space Technology*;25:21-31. doi:10.1016/j.tust.2009.08.001.
- [15] Kontoe S, Avgerinos V, Potts DM, (2014), Numerical validation of analytical solutions and their use for equivalent-linear seismic analysis of circular tunnels, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol:66, ISSN:0267-7261, Pages:206-219.
- [16] Ahab Construction Company. (2008). Engineering geology report of metro tehran line 6. Tehran Urban Railway Corporation.
- [17] Tarh Bamdad Consulting Engineers. (2015). Booklet computing guard structures soolghan stations (Z6-1)". Tehran Urban Railway Corporation.
- [18] Darya Khak Pey Consulting Engineers. (2009). Geotechnic studies report southern part of metro tehran line 6. Tehran Urban Railway Corporation.
- [19] U.S. Geological survey: Iran seismic hazard map. www.usgs.gov.
- [20] GmbH Consulting Engineers. (2011). Report on the static design of the segmental lining for MetroTehran Line 6. Tehran Urban Railway Corporation.
- [21] Das B M. Principles of soil dynamics [M]. Boston: PWS-Kent Publish-ing Co., 1993: 570.
- [22] Ohsaki, Y., & Iwasaki, R. (1973). On Dynamic Shear Moduli And Poisson's Ratios Of Soil Deposits. *Soil and Foundations*, Vol. 13(4), 61-73.
- [23] Bazaz JB and Besharat V. (2008). An investigation on seismic analysis of shallow tunnels in soil medium. In: Proceedings of the 14th world conference on earthquake engineering. Beijing (China); October 12-17.
- [24] Park KH, Tantayopin K and Tontavanich B. (2006). Analytical solutions for seismic design of tunnel lining in Bangkok MRT Subway. In: Proceedings of the international symposium on underground excavation and tunnelling. Bangkok (Thailand); 2-4 February.
- [25] Federal Highway Administration (FHWA), (2009), "Technical manual for design and construction of road tunnels - Civil elements", Tech. rep., Report N° FHWA-NHI-10-034.
- [26] Zurlo MA. 2012. Seismic response of circular
- [1] Do, N. A., Dias, D., Oreste, P. P., & Djeran-Maigre., I. (2015). 2D numerical investigation of segmental tunnel lining under seismic loading. *Tunneling and Underground Space Technology*, 72, 66-76. http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2015.01.015.
- [2] Fundamentals of design methods and construction of road and railway tunnels in seismic regions. Ministry of Roads, Transportation Research Institute. (2008). Doi:624/193.
- [3] Muir Wood, A. M. (1975). The circular tunnel in elastic ground. *Géotechnique*, 25(1), 115-127.
- [4] Einstein, H. H., & Schwartz, C. W. (1979). Simplified analysis for tunnel supports. *Journal of Geotechnical Engineering*, 105, GT4, 499-517.
- [5] Wang, J.-N., 1993. *Seismic Design of Tunnels: A State-of-the-Art Approach*, Monograph, monograph 7. Parsons, Brinckerhoff, Quade and Douglas Inc, New York.
- [6] Penzien, J., Wu, C. (1998). Stresses in linings of bored tunnels. *Int. J. Earthquake Eng. Struct. Dyn.* 27, 283_300.
- [7] Penzien, Z. (2000). Seismically induced racking of tunnel linings. *Int. J. Earthquake Eng. Struct. Dynamic*, 29, 683-691.
- [8] Hashash, Y. M., Hook, J. J., Schmidt, B., & Yao, J. I. (2001). Seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16(4), 247-293. PII: S 0 8 8 6 - 7 7 9 8 Ž 0 1 . 0 0 0 5 1 - 7.
- [9] Bobet, A. (2003). Effect of pore water pressure on tunnel support during static and seismic loading. *Tunneling and Underground Space Technology*. 18, 377-393. doi:10.1016/S0886-7798(03)00008-7.
- [10] Hashash, Y. M., Park, D., & Yao, J. I. (2005). Ovaling deformations of circular tunnels under seismic loading, an update on seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 20, 435-441. doi:10.1016/j.tust.2005.02.004.
- [11] Pakbaz, M. C., & Yareevand, A. (2005). 2-D analysis of circular tunnel against earthquake loading. *Tunnelling and U*, 20, 411-417. doi:10.1016/j.tust.2005.01.006.
- [12] Sederat, H., Kozak, A., Hashash, Y. M., Shamsabadi, A., & Krimotat, A. (2009). Contact interface in seismic analysis of circular tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 24, 482-490. doi:10.1016/j.tust.2008.11.002.

[28] Rashiddeh, A. (2016). Numerical investigation of segmental tunnel lining under dynamic loads due to earthquake. Master of Science Thesis in Mining Engineering, Urmia University.

[29] Naval Facilities Engineering Command Publications Transmittal: FOUNDATIONS AND EARTH STRUCTURES, September 1986. SN 0525-LP-300-707.

tunnels: numerical validation of closed form solutions. In: Proceedings of the 1st civil and environmental engineering student conference. Imperial College London; 25–26 June 2012.

[27] Molins, C., & Arnau, O., (2011a). Experimental and analytical study of the structural response of segmental tunnel linings based on an in situ loading test. Part 1: Test Configuration and Execution. *Tunnelling and Underground Space Technology* 26, 764–777. doi:10.1016/j.tust.2011.05.002.

-
- 1- Earth Pressure Balance
 - 2- New Austrian Tunneling Method
 - 3- Flexibility Ratio
 - 4- Compressibility Ratio
 - 5- Axial Deformation
 - 6- Curvature Deformation
 - 7- Ovaling Deformation
 - 8- Racking Deformation
 - 9- Free Field Deformation Approach
 - 10-Interaction Approach
 - 11-Non-Perforated
 - 12-Perforated

Archive of SID