

توسعه طیف‌های تغییر مکان طرح لرزه‌ای تونل‌های مترو شهری با مقطع دایروی در خاک آبرفتی با لحاظ اندرکنش خاک و سازه تونل

رضا وهدانی^{۱*}، حامد فخریه^۲، محسن گرامی^۳

۱- استادیار گروه مهندسی زلزله، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران
 ۲- دانشجوی دکتری مهندسی زلزله، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران
 ۳- دانشیار گروه مهندسی زلزله، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

چکیده

سازه‌های مدفون نظیر تونل‌ها، بسته به شکل هندسی، عمق دفن و پارامترهای مختلف ژئوتکنیکی و لرزه‌ای، رفتار متفاوتی هنگام وقوع زلزله از خود نشان می‌دهند. تونل‌های با مقطع دایروی امروزه کاربرد زیادی در زمینه حمل و نقل دارند. یکی از بارزترین کاربردهای آن، متروهای شهری است که با استفاده از ماشین‌های حفاری تونل ایجاد می‌گردد. بررسی رفتار این‌گونه سازه‌ها در برابر زلزله در زمان بهره‌برداری امری است که بایستی حتماً در هنگام طراحی مدنظر قرار گیرد. سازه تونل به تغییر مکان زمین بیش از سایر پارامترهای لرزه‌ای حساس بوده و از سویی اثر مؤلفه قائم زلزله‌ها بر سازه تونل، در حوزه دور کمتر می‌باشد. لذا تغییر مکان قائم تونل نسبت به تغییر مکان افقی از اهمیت کمتری برخوردار است. در مطالعه حاضر، تغییراتی در عمق جایگذاری، قطر و ضخامت پوشش تونل و مشخصات خاک انجام شده و در این راستا فرکانس ارتعاشی توده خاک و تونل محاسبه شده است. در ادامه، بیشینه مؤلفه افقی تغییر مکان تاج تونل تحت یازده رکورد زلزله مهم و مشهور محاسبه گردید. هم‌چنین ارائه رابطه‌ای بین بیشینه مؤلفه افقی تغییر مکان تاج تونل و فرکانس توده خاک و تونل منجر به تولید طیف بازتاب تغییر مکان شده است. با استفاده از نرم‌افزارهای المان محدود *Plaxis 2D* و *Ansys* مطالعه‌ای روی تونل متروی شهری با مؤلفه‌های افقی رکوردهای زلزله‌های مشابه با خاک آبرفتی محل احداث، انجام گرفت. نتایج نشان‌دهنده آن است که منحنی پوش بر طیف تغییر مکان افقی تاج تونل در بازه پررود مورد بررسی، به صورت تابعی غیرخطی تغییر می‌یابد. هم‌چنین اثر تغییر عمق جایگذاری و ضخامت پوشش و قطر تونل بر کاهش تغییر مکان افقی بیشینه تاج تونل بررسی گردید.

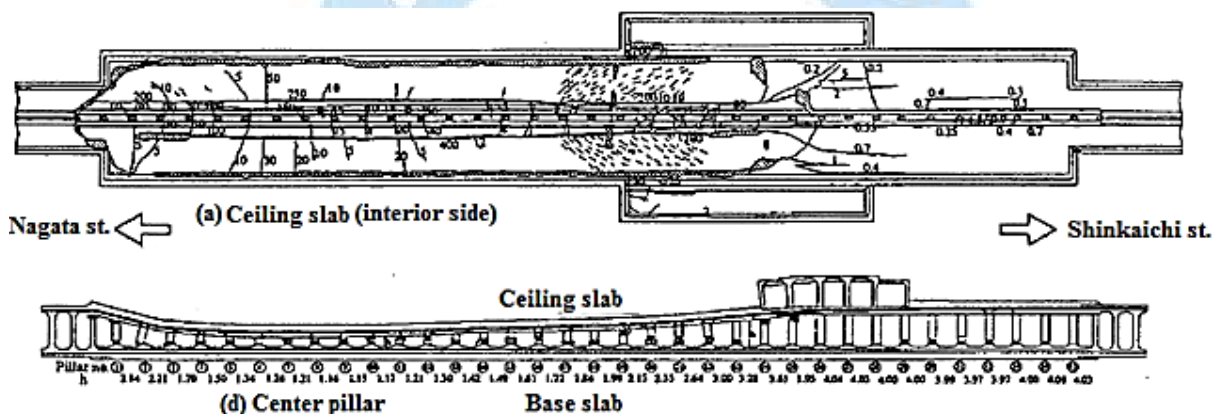
کلمات کلیدی: طیف تغییر مکان تونل، روش عددی، اندرکنش خاک و تونل، اثرات غیرخطی خاک، خاک لایه‌ای

*نویسنده مسئول: رضا وهدانی

پست الکترونیکی: rvahdani@semnan.ac.ir

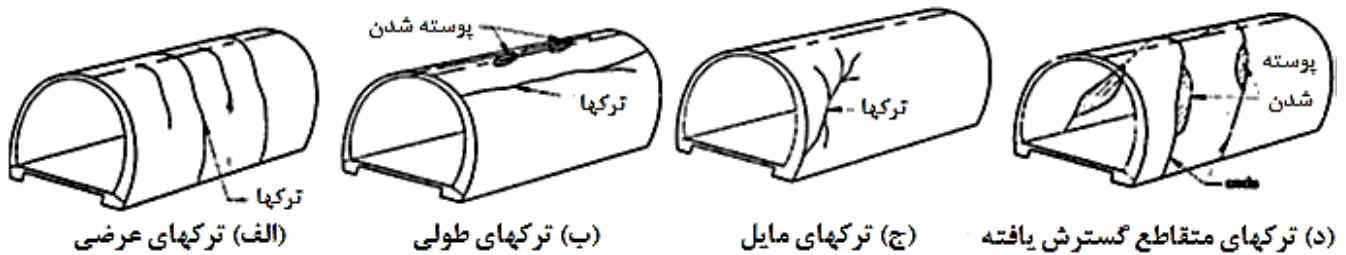
تاریخ دریافت مقاله: ۰۰۰۰/۰۰/۰۰، تاریخ پذیرش مقاله: ۰۰۰۰/۰۰/۰۰

متروی شهری یکی از سازه‌های زیرزمینی است که با وجود شباهت فراوانی که با تونل‌های کوهستانی دارد، به دلیل داشتن یکسری شرایط، نیازمند بررسی دقیق‌تر و مدنظر قرار دادن شرایط خاص و ویژه‌ای است. متروها در شهرهای پرجمعیت برای حل مشکل ترافیک ساخته می‌شوند و معمولاً از زیر مراکز عمده تجاری و اقتصادی شهرها عبور می‌کنند. لذا در صورت آسیب دیدن آن‌ها، خطرات مالی و جانی فراوانی ایجاد می‌شود. اگرچه این سازه‌ها نسبت به سازه‌های سطحی هنگام وقوع زلزله تخریب کمتری را متحمل می‌شوند، اما تحقیقات نشان می‌دهد این‌گونه سازه‌ها نیز هنگام اعمال بارهای لرزه‌ای دچار تخریب‌هایی خواهند شد. در زلزله ۱۹۹۵ کوبه ژاپن عمده‌ترین صدمات به تاسیسات زیرزمینی مربوط به سه ایستگاه راه‌آهن زیرزمینی در شهر کوبه بود. در محل ایستگاه دایکایی ستون‌های مرکزی بر اثر تغییر شکل حاصل از زلزله دچار شکست برشی گردیده و قابلیت باربری خود را از دست دادند و در نتیجه سقف بر اثر وزن خود ریزش نمود که به صورت شماتیک در شکل (۱) نمایش داده شده است. بر اثر وقوع این زلزله بیش از ۳۰ تونل از مجموع ۱۰۰ تونل موجود در منطقه دچار صدمات نسبتاً شدیدی شدند. در زلزله ۱۹۹۹ چی چی تایوان چندین تونل خرابی‌های متعددی قابل توجه با مقادارهای گوناگون تجربه کردند. بعضی از الگوهای خرابی اصلی در اثر این زلزله در شکل (۲) نمایش داده شده است. با توجه به موارد فوق، مطالعه لرزه‌ای تونل‌ها ضروری به نظر می‌رسد. تاکنون مطالعات لرزه‌ای بسیاری برای تونل‌ها انجام گرفته که به بعضی از آن‌ها به صورت اجمالی اشاره می‌گردد. نیومارک [۱] و کوزل [۲] یک روش ساده‌شده برای محاسبه میدان آزاد زمین ناشی از انتشار موج هارمونیک در یک زاویه ورودی در یک محیط الاستیک، ایزوتروپیک، پیشنهاد کردند. به‌طورمعمول زاویه برخوردی که باعث ایجاد بیشینه کرنش می‌شود، به‌عنوان معیار ایمنی در برابر عدم قطعیت از پیش‌بینی زلزله استفاده می‌شود.



شکل ۱: طرح مقطع از آسیب ایستگاه متروی دایکایی، ایدا و همکاران [۳].

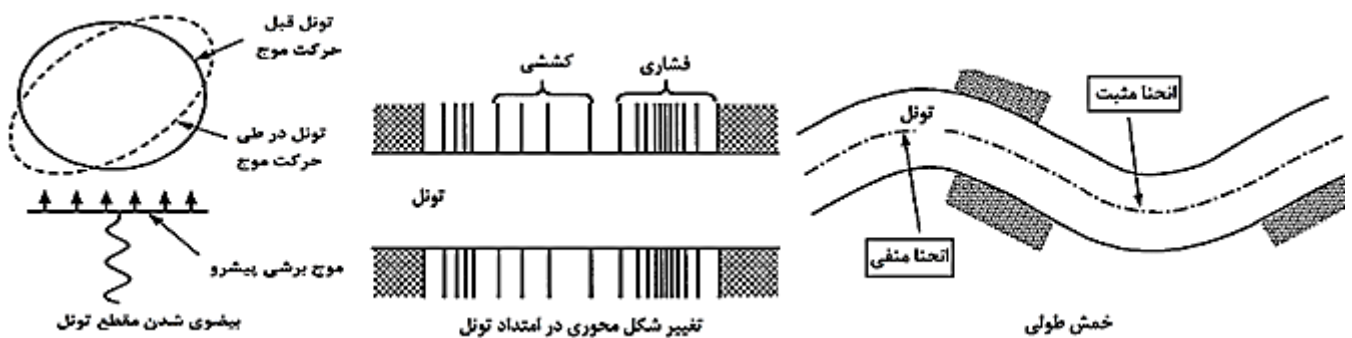
داودینگ و روزن [۴] هفتاد و یک مطالعه موردی را درباره پاسخ تونل‌های راه‌آهن و انتقال آب با قطرهای ۱۰ تا ۲۰ فوت را که در سنگ‌های دست‌نخورده که با روش‌های متنوع ساخته شده بودند، نسبت به حرکت ناشی از زلزله گزارش کردند و به این نتیجه رسیدند که برای یک شدت لرزش ثابت، ایمنی تونل‌ها بسیار بیشتر از ایمنی سازه‌های سطحی است و تونل‌های عمیق ایمن‌تر از تونل‌های نزدیک به سطح هستند. اوون و اسکول [۵] پاسخ تونل‌ها به حرکت‌های لرزشی زمین‌لرزه را بر سه نوع تغییر شکل اصلی محوری و انحنایی و بیضوی (برای تونل‌های دایره‌ای) تقسیم‌بندی کردند. این نوع تغییر شکل‌ها در شکل (۳) نمایش داده شده است. سختی نسبی تونل به زمین اطراف توسط نسبت‌های انعطاف‌پذیری و تراکم‌پذیری (F و C) اندازه‌گیری می‌شود، که به ترتیب سختی خمشی (مقاومت در برابر بیضی شدن) و سختی کششی محیط نسبت به پوشش تونل هستند، که روابط آن‌ها توسط مونسیز و مریت [۶] ارائه گردیده است. اس‌تی‌جان و زاهارا [۷] روش نیومارک را برای محاسبه کرنش‌های ناشی از فشار، برش و امواج رابلی استفاده کردند. جود و شارما [۸]، مطالعات اوون و اسکول [۵] را توسعه دادند و داده‌های کیفی برای ۱۹۲ بررسی گزارش شده از ۸۵ زلزله در سطح جهان را جمع‌آوری کردند. آن‌ها آسیب‌پذیری تاسیسات زیرزمینی را به ۶ فاکتور پوشش روباره، نوع سنگ (که شامل خاک نیز می‌شود)، شتاب حداکثر زمین، بزرگی زلزله، فاصله از کانون زلزله و نوع نگهداری ارتباط دادند. بایستی متذکر شد که بسیاری از داده‌های گزارش شده برای زلزله‌هایی با بزرگی ۷ یا بیشتر بوده است.



شکل ۲: الگوی خسارت مشاهده شده بعد از زلزله چی چی تایوان، وانگ و همکاران [۹].

پاور و همکاران [۱۰] تغییر شکل‌های محوری و خمشی ترکیب شده با رفتار تونل به عنوان تیر با یک بستر الاستیک به دست آوردند. با استفاده از تئوری تیر، کرنش‌های محوری میدان آزاد کل با ترکیب کرنش‌های تولید شده توسط تغییر شکل‌های محوری و خمشی محاسبه شدند. وانگ [۱۱] و پنزیین [۱۲] روابطی برای حالت عدم لغزش و لغزش کامل تونل و خاک با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه برای کرنش قطری و نیروی محوری و نیروی برشی و لنگر خمشی با استفاده از روش فرم بسته ارائه کردند. روش‌های فرم بسته دارای محدودیت‌هایی نیز می‌باشند. از جمله امکان در نظر گرفتن رفتار غیرخطی خاک، تونل و فصل مشترک در آن‌ها وجود ندارد. همچنین امکان به کار بردن این روش در خاک‌های لایه‌ای وجود ندارد. در مطالعه حاضر، خاک چندلایه با در نظر گرفتن اثرات غیرخطی خاک آبرفتی و اندرکنش خاک و سازه جهت تغییر مکان افقی تاج تونل استفاده گردید.

هشاش [۱۳] روش‌های ارائه شده توسط وانگ [۱۱] و پنزیین [۱۲] مورد بررسی قرار داده و دقت آن‌ها را برای شرایط مختلف با یکدیگر مقایسه کرد. سیلینیر و گوپال مدابھوشی [۱۴] تأثیر عمق بر پاسخ لرزه‌ای تونل‌های دایره‌ای به وسیله آزمایش دینامیکی سانتیریفوژ و شبیه‌سازی المان محدود بررسی کردند. از مطالعه آن‌ها مشخص گردید که تونل‌های عمیق نیروهای فشاری بزرگ‌تری نسبت به تونل‌های کم عمق تجربه می‌کنند و افزایش ماکزیمم لنگر خمشی دینامیکی را به کاهش نسبت قطر به عمق نسبت دادند. بنگو-هی و ژی کیانگ ژانگ [۱۵] پاسخ‌های لرزه‌ای خط دهم متروی پکن را با نرم‌افزار انسیس تحت رکورد ال-سنتر از زلزله امپریال-ولی ۱۹۴۰ در کالیفرنیا را بررسی کردند. بی. سویم [۱۶] با نرم‌افزار المان محدود انسیس، رفتار غیرخطی تونل متروی آرهای ترکیه را تحت زلزله ارزیکن، با در نظر گرفتن میرایی رایلی و روش نیومارک برای حل معادله حرکت تحلیل مودال و تاریخچه زمانی بررسی کرد. در این مطالعه، معیار دراکر-پراگر جهت مدل‌سازی رفتار خاک و بتن استفاده گردید و نتیجه گرفته شد که تغییر مکان‌های افقی در گره‌های پایه مدل، بالاترین مقدار را دارا هستند.



شکل ۳: انواع تغییر شکل‌های اصلی تونل تحت حرکت‌های لرزشی زمین‌لرزه، اوون و اسکول [۵].

بشارت و همکاران [۱۷] پاسخ‌های سطح زمین در اثر حرکت‌های لرزه‌ای ناشی از حضور تونل را بررسی کردند. در این مطالعه، تحلیل دینامیکی با استفاده از مدل تفاضل محدود و مدل رفتاری موهر-کولمب و میرایی هیستریزس برای خاک انجام شد. مشخص گردید که تأثیر تونل در فاصله بیشتر از چهار متر از محور تونل از بین می‌رود. همچنین در فرکانس‌های بالاتر اثر تونل در فاصله دور از محور تونل به سمت پاسخ میدان آزاد می‌رود. سینگ و همکاران [۱۸] بررسی لرزه‌ای تونل متروی دهلی توسط با نرم‌افزار المان محدود پلکسیس تحت مؤلفه‌های افقی و قائم زلزله Uttarkashi با استفاده از میرایی رایلی انجام داده و پاسخ‌های لرزه‌ای از قبیل تغییر مکان و شتاب تاج تونل و سطح زمین و نیروهای پوشش تونل را به دست آوردند. تاکنون طیف‌های متنوع بازتاب برای سازه‌های روی زمین ارائه گردیده‌اند و با توجه

به کمبودهایی که در زمینه طراحی لرزه‌ای سازه تونل به چشم می‌خورد در این تحقیق به پایه‌گذاری و توسعه روشی برای تولید طیف بازتاب تونل متروی شهری پرداخته شده است.

۲- مدل سازی عددی

در مطالعه حاضر، آنالیز المان محدود دینامیکی کرنش مسطح دوبعدی برای تونل مترو با محدوده مستطیلی انجام شد. ابعاد مدل در پلکسیس دوبعدی [۱۹] برابر با ۶۰ در ۱۴۰ متر در نظر گرفته شد. همچنین المان‌های مثلثی پانزده گرهی برای توده خاک لحاظ گردید و پوشش تونل با المان plate به صورت خطی مدل گردید. برای محاسبه فرکانس مجموعه خاک و تونل که با نرم افزار انسیس [۲۰] تحلیل مودال انجام گردید با ابعاد مشابه در پلکسیس [۱۹] انجام گرفت و از مدل دراکر-پراگر برای خصوصیات غیرخطی خاک و میرایی مستقل از فرکانس استفاده شده است. با توجه به بررسی مطالعات و تحقیقات گذشته عموماً مدل رفتاری خاک مدل موهر-کولمب در پلکسیس [۱۹] استفاده گردیده است.

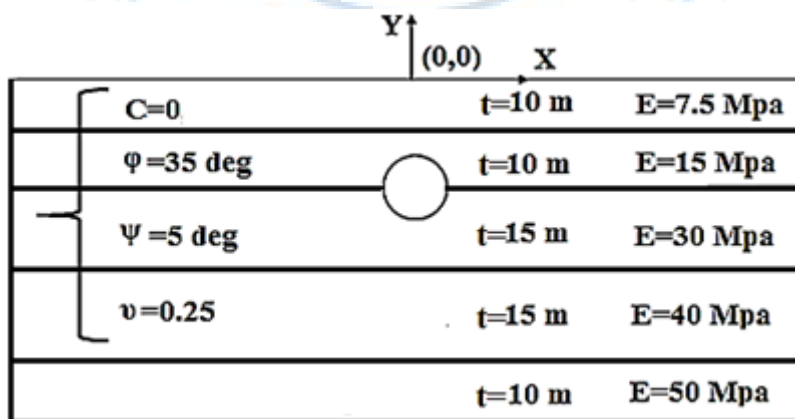
۲-۱- تونل و خصوصیات خطی

با مطالعه تحقیقات گذشته تقریباً در تمام آن‌ها رفتار پوشش تونل به صورت الاستیک در نظر گرفته شده است. قطر تونل در مدل اصلی ۶/۲۶ متر و عمق روباره ۱۶/۸۷ متر است. بتن مسلح با ضخامت ۰/۲۸ متر و مدول الاستیسیته (Ec) برابر با $10^7 * 3/16$ کیلو پاسکال و ضریب پواسون (ν) برابر ۰/۱۵ است.

۲-۲- مشخصات خاک محیط

تونل متروی دهلی در خاک آبرفتی حفر گردیده است. تغییرات مدول الاستیسیته خاک با عمق در شکل ۴ نمایش داده شده است. برای تمامی لایه‌های خاک، وزن مخصوص و وزن مخصوص اشباع به ترتیب برابر ۱۸ و ۲۰ کیلونیوتن بر مترمکعب است. سطح ایستابی وجود نداشته و ضریب چسبندگی (C) خاک برابر صفر است. برای تمامی لایه‌ها زاویه اصطکاک (φ) و زاویه اتساع (ψ) به ترتیب برابر ۳۵ و ۵ درجه و ضریب پواسون خاک (ν) برابر ۰/۲۵ است. در پلکسیس [۱۹] برای در نظر گرفتن اندرکنش بین تونل و خاک اطراف از R_{inter} استفاده می‌گردد. این پارامتر مرتبط با مقاومت خاک به مقاومت فصل مشترک است که با رابطه (۱) نمایش داده شده است.

$$\tan(\varphi)_{interface} = R_{inter} \cdot \tan(\varphi)_{soil}, \quad C_{inter} = R_{inter} \cdot C_{soil} \quad (1)$$



شکل ۴: تغییرات مدول الاستیسیته خاک متروی دهلی با عمق و ضخامت لایه‌ها، سینگ و همکاران [۱۸].

با استفاده از مقدار R_{inter}، زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی فصل مشترک در مقایسه با زاویه اصطکاک و چسبندگی خاک مجاور کاهش می‌یابد. به عبارت دیگر، اندازه R_{inter} باید کمتر از یک باشد. مقدار R_{inter} در این مطالعه ۰/۶۷ در نظر گرفته شد.

مدل‌های مختلفی برای مشخصات اصلی خاک، شامل مدل واقعی متروی دهلی و ۱/۲۵ و ۱/۵ برابر مدول الاستیسیته، همچنین ۱/۷۵ و ۲ برابر مدول الاستیسیته و در نهایت ۲/۲۵ و ۲/۵ برابر مدول الاستیسیته مدل خاک اصلی، با قطرهای و ضخامت‌های متفاوت تونل و همچنین عمق جایگذاری متفاوت تونل در نظر گرفته شده است که در جدول (۱) خلاصه شده است.

جدول ۱: مدل‌های در نظر گرفته شده در تحقیق نسبت به مدل اصلی.

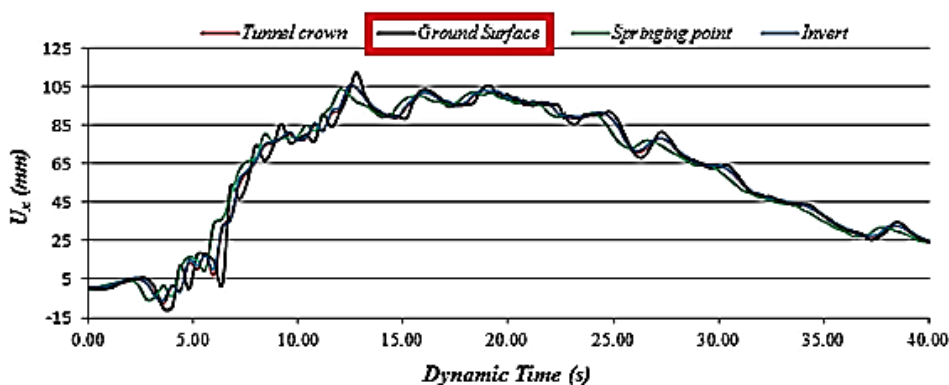
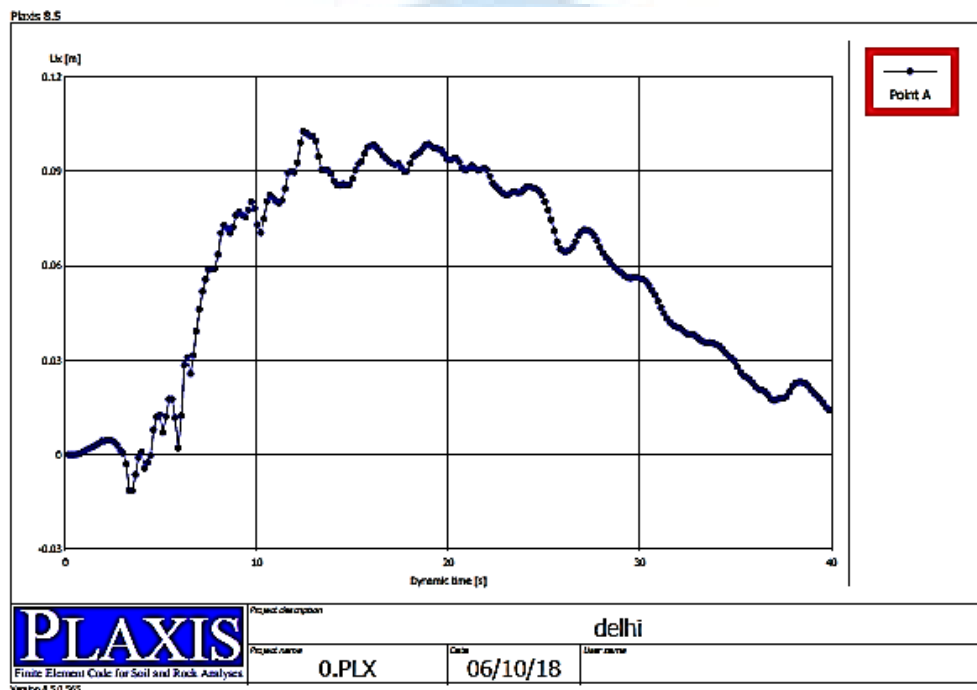
شماره مدل	مدول الاستیسیته	عمق جایگذاری تونل (متر)	ضخامت پوشش تونل (متر)	شعاع تونل (متر)
۱	مدل اصلی مترو دهلی	۲۰	۰/۵	۳/۱۳
۲	مدل اصلی مترو دهلی	۲۰	۰/۲۸	۳/۱۳
۳	مدل اصلی مترو دهلی	۱۰	۰/۵	۶
۴	مدل اصلی مترو دهلی	۱۰	۰/۷۵	۶
۵	مدل اصلی مترو دهلی	۲۰	۰/۷۵	۶
۶	۱/۲۵ برابر مدول اصلی مترو دهلی	۱۰	۰/۲۸	۳/۱۳
۷	۱/۲۵ برابر مدول اصلی مترو دهلی	۲۰	۰/۲۸	۳/۱۳
۸	۱/۲۵ برابر مدول اصلی مترو دهلی	۱۰	۰/۵	۶
۹	۱/۲۵ برابر مدول اصلی مترو دهلی	۲۰	۰/۵	۶
۱۰	۱/۵ برابر مدول اصلی مترو دهلی	۲۰	۰/۵	۳/۱۳
۱۱	۱/۵ برابر مدول اصلی مترو دهلی	۲۰	۰/۲۸	۳/۱۳
۱۲	۱/۵ برابر مدول اصلی مترو دهلی	۱۰	۰/۷۵	۶
۱۳	۱/۵ برابر مدول اصلی مترو دهلی	۱۰	۰/۵	۶
۱۴	۱/۵ برابر مدول اصلی مترو دهلی	۲۰	۰/۵	۶
۱۵	۱/۵ برابر مدول اصلی مترو دهلی	۲۰	۰/۷۵	۶
۱۶	۱/۷۵ برابر مدول اصلی مترو دهلی	۱۰	۰/۲۸	۳/۱۳
۱۷	۱/۷۵ برابر مدول اصلی مترو دهلی	۲۰	۰/۲۸	۳/۱۳
۱۸	۱/۷۵ برابر مدول اصلی مترو دهلی	۱۰	۰/۵	۶
۱۹	۱/۷۵ برابر مدول اصلی مترو دهلی	۲۰	۰/۵	۶
۲۰	۲ برابر مدول اصلی مترو دهلی	۲۰	۰/۵	۳/۱۳
۲۱	۲ برابر مدول اصلی مترو دهلی	۲۰	۰/۲۸	۳/۱۳
۲۲	۲ برابر مدول اصلی مترو دهلی	۱۰	۰/۷۵	۶
۲۳	۲ برابر مدول اصلی مترو دهلی	۱۰	۰/۵	۶
۲۴	۲ برابر مدول اصلی مترو دهلی	۲۰	۰/۵	۶
۲۵	۲ برابر مدول اصلی مترو دهلی	۲۰	۰/۷۵	۶
۲۶	۲/۲۵ برابر مدول اصلی مترو دهلی	۱۰	۰/۲۸	۳/۱۳
۲۷	۲/۲۵ برابر مدول اصلی مترو دهلی	۲۰	۰/۲۸	۳/۱۳
۲۸	۲/۲۵ برابر مدول اصلی مترو دهلی	۱۰	۰/۵	۶
۲۹	۲/۲۵ برابر مدول اصلی مترو دهلی	۲۰	۰/۵	۶
۳۰	۲/۵ برابر مدول اصلی مترو دهلی	۲۰	۰/۵	۳/۱۳

جدول ۱ (ادامه): مدل‌های در نظر گرفته شده در تحقیق نسبت به مدل اصلی.

شماره مدل	مدول الاستیسیته	عمق جایگذاری تونل (متر)	ضخامت پوشش تونل (متر)	شعاع تونل (متر)
۳۱	۲/۵ برابر مدل اصلی مترو دهلی	۲۰	۰/۲۸	۳/۱۳
۳۲	۲/۵ برابر مدل اصلی مترو دهلی	۲۰	۰/۵	۶
۳۳	۲/۵ برابر مدل اصلی مترو دهلی	۱۰	۰/۵	۶

۴-۲-صحت‌سنجی

در مطالعه حاضر تحلیل مودال با انسیس [۲۰] و تحلیل تاریخچه زمانی با پلکسیس [۱۹] انجام گردید. صحت‌سنجی تحلیل تاریخچه زمانی با مقاله سینگ و همکاران [۱۸] انجام گرفت که نتیجه آن در شکل (۵) ارائه گردیده است. همچنین صحت‌سنجی تحلیل مودال با مقاله بی.سویم [۱۶] انجام شد که نتیجه در شکل (۶) نمایش داده شده است.

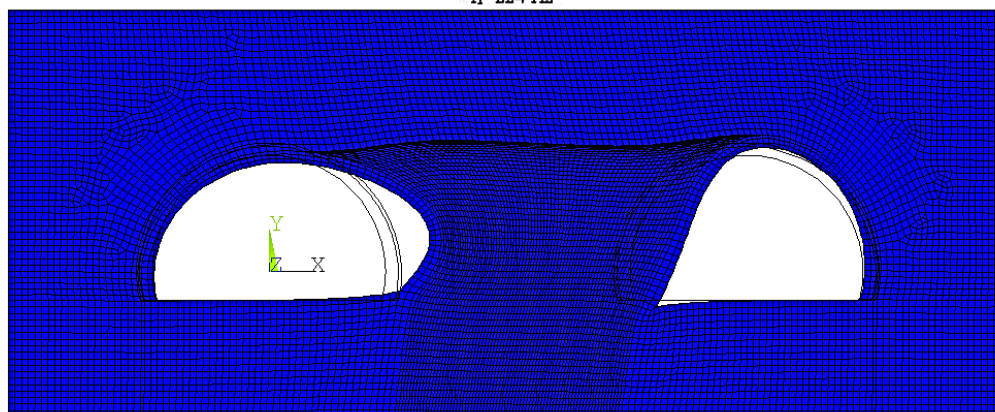


شکل ۵: صحت‌سنجی تحلیل تاریخچه زمانی با مقاله سینگ و همکاران [۱۸].

DISPLACEMENT
STEP=1
SUB =1
FREQ=224.807
DMX =.006768



ANSYS
R17.0
DEC 26 2016
00:33:22
PLOT NO. 1



شکل ۶: صحت‌سنجی تحلیل مودال با مقاله بی.سویم [۱۶].

۲-۵- میرایی

میرایی مصالح در خاک معمولاً از مشخصات ویسکوزیته و توسعه پلاستیسیته ناشی می‌گردد. در پلکسیس [۱۹] مدل‌های خاک شامل ویسکوزیته نخواهد بود لیکن فرض می‌گردد که میرایی با جرم و سختی سیستم رابطه دارد. پارامتر متداول استفاده شده، نسبت میرایی (ξ) است. در روش المان محدود، میرایی رایلی یکی از اندازه‌گیری‌های مناسب است که اثرات میرایی را در ماتریس‌های سختی و جرم سیستم در نظر می‌گیرد. در مدل‌های کرنش صفحه‌ای مانند تونل‌ها در حالت دو بعدی و اعمال کردن زلزله، میرایی رایلی برای به دست آوردن نتیجه‌های منطبق بر واقعیت لازم به نظر می‌رسد و فرم کلی آن به صورت رابطه (۲) است.

$$[C] = \alpha[M] + \beta[k] \quad (2)$$

در رابطه (۲)، M و K به ترتیب ماتریس‌های جرم و سختی و α و β ضرایب میرایی رایلی هستند. آلفای رایلی پارامتری است که اثر جرم در میرایی سیستم را تعیین می‌نماید. در مقادیر بالاتر آلفا، فرکانس‌های پایین مستهلک می‌گردند. بتای رایلی پارامتری است که اثر سختی در میرایی سیستم را تعیین می‌نماید. در مقادیر بالاتر بتا، فرکانس‌های بالا مستهلک می‌گردند. این ضرایب با رابطه (۳) تعیین می‌گردند.

$$\alpha = \frac{2\omega_n \cdot \omega_m (\xi_n \cdot \omega_m - \xi_m \cdot \omega_n)}{\omega_m^2 - \omega_n^2}, \quad \beta = \frac{2(\xi_m \cdot \omega_m - \xi_n \cdot \omega_n)}{\omega_m^2 - \omega_n^2} \quad (3)$$

در رابطه (۳)، ξ نسبت میرایی و ω_n و ω_m فرکانس‌های طبیعی مجموعه بر حسب rad/sec به ترتیب برای مودهای n و m است. در مطالعه مورد بررسی، m و n به ترتیب ۱ و ۲ در نظر گرفته شد. با استفاده از نرم‌افزار انسیس [۲۰]، مودها و فرکانس توده خاک و تونل به دست آمده و با فرض میرایی ۵٪ ضرایب آلفا و بتای رایلی از رابطه (۳) محاسبه شد و در پلکسیس [۱۹] استفاده گردیده است.

۲-۶- بارگذاری زلزله

تعداد نه رکورد زلزله متفاوت به مدل‌ها اعمال گردیده است. انتخاب رکوردها از سایت PEER [۲۱] انجام گردید. مشخصات زلزله‌ها در جدول (۲) خلاصه شده است. PGA تمامی زلزله‌ها به $0.35g$ مقیاس گردیده است. این روند با نرم‌افزار SeismoSignal انجام شد. با توجه به اینکه خاکی که تونل متروی دهلی در آن حفر گردیده آبرفت و از نوع چهار به لحاظ تقسیم‌بندی آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران است، زلزله‌های انتخاب شده نیز همان‌گونه که از جدول (۲) مشخص است در خاک با سرعت موج برشی (V_s) کمتر از ۱۷۵ متر بر ثانیه انتخاب گردیده است. در این مطالعه اثر زلزله‌های دور از گسل در نظر گرفته شد. در جدول (۲) معیار دوری و نزدیکی از گسل با R_{jb} برحسب کیلومتر مشخص

است که این مقدار باید از ۲۰ کیلومتر بیشتر در نظر گرفته شود. همچنین پیروید غالب شتاب‌نگاشت‌های اعمالی با نرم‌افزار SeismoSignal محاسبه گردید و به همراه مقدار PGV و مدت زمان زلزله‌ها و PGA آن‌ها قبل از مقیاس شدن که در شکل و مقدار طیف تغییرمکان مؤثر می‌باشند، در جدول (۳) ارائه گردیده است.

جدول ۲: مشخصات زلزله‌های در نظر گرفته شده برای تحلیل تاریخیچه زمانی تحقیق مشابه با خاک محل.

شماره	Record Seq	بزرگا	شدت آریاس (m/s)	رویداد	سال وقوع	ایستگاه	Rjb(km)	Rrup(km)	Vs30(m/s)
۱	۳۲۶	۶/۳۶	۰/۲	Coalinga-01	۱۹۸۳	Parkfield- Cholame 2WA	۴۳/۸۳	۴۴/۷۲	۱۷۳/۰۲
۲	۴۵۲	۶/۱۹	۰/۱	Morgan Hill	۱۹۸۴	Foster City - APEEL 1	۵۳/۸۹	۵۳/۸۹	۱۱۶/۳۵
۳	۷۳۲	۶/۹۳	۱/۳	Loma Prieta	۱۹۸۹	APEEL2 - Redwood City	۴۳/۰۶	۴۳/۲۳	۱۳۳/۱۱
۴	۱۸۴۳	۵	۰/۰	Yountville	۲۰۰۰	APEEL2 - Redwood City	۹۴/۱۸	۹۴/۵	۱۳۳/۱۱
۵	۳۶۹۷	۵/۲۷	۰/۰	Whittier Narrows-02	۱۹۸۷	Carson- Water St	۲۶/۱۴	۲۹/۰۹	۱۶۰/۵۸
۶	۳۸۲۸	۵	۰/۰	Yountville	۲۰۰۰	Treasure Island	۶۰/۲۹	۶۰/۷۹	۱۵۵/۱۱
۷	۷۵۹	۶/۹۳	۱/۸	Loma Prieta	۱۹۸۹	Foster City - APEEL 1	۴۳/۷۷	۴۳/۹۴	۱۱۶/۳۵
۸	۹۶۲	۶/۶۹	۰/۲	Northridge-01	۱۹۹۴	Carson - Water St	۴۵/۴۴	۴۹/۸۱	۱۶۰/۵۸
۹	۶۰۸	۵/۹۹	۰/۲	Whittier Narrows-01	۱۹۸۷	Carson - Water St	۲۶/۳	۳۰/۰۳	۱۶۰/۵۸

جدول ۳: مشخصات محاسبه شده توسط SeismoSignal برای رکوردهای شتاب‌نگاشت اعمالی به مدل‌ها.

شماره	PGA(g)	PGV(Cm/s)	پیروید غالب (ثانیه)	مدت‌زمان (ثانیه)
۱	۰/۱۰۹۷	۱۱/۵۹۸	۰/۴۴	۵۹/۹۸
۲	۰/۰۴۲۹۵	۳/۷۲۵	۰/۳	۰/۳
۳	۰/۲۷۴۴	۵۳/۶۵۲	۱/۰۶	۳۵/۹۶
۴	۰/۰۰۷۹۶	۰/۷۷۹۷	۰/۴۶	۴۷/۹۹۵
۵	۰/۰۴۷۵	۵/۰۰۷	۰/۷	۲۲/۶۵
۶	۰/۰۰۸۹۷	۰/۴۷۵۲	۰/۱۴	۵۹/۹۹
۷	۰/۲۵۷۶	۳۱/۹۳۵	۰/۵	۵۹/۹۹
۸	۰/۰۹۱۴۵	۶/۳۳۲	۰/۳	۳۹/۹۸
۹	۰/۱۱۰۱۵	۸/۸۸	۰/۳	۲۹/۶۵

۷-۲- شرایط مرزی

فاصله مرزهای قائم مدل از یکدیگر به گونه‌ای انتخاب شدند تا از انکسار و انعکاس امواج لرزه‌ای به مدل و رسیدن به شرایط میدان آزاد اطمینان حاصل گردد. بشارت و همکاران [۱۷] و سینگ و همکاران [۱۸]، پنج برابر قطر تونل (5D) از هر طرف تونل را به عنوان بعد مناسب جهت رسیدن به شرایط میدان آزاد در مطالعات خود در نظر می‌گیرند. برای تحلیل استاتیکی، گره‌ها در امتداد مرزهای قائم مش‌المان محدود در جهت x مقید شدند و در جهت y برای حرکت آزاد هستند. گره‌ها در مرزهای پایین در هر دو جهت x و y مقید شدند. برای تحلیل دینامیکی در یک مدل عددی دو شرایط مرزی در نظر گرفته می‌شود که شامل مرز کامل و مرز میدان آزاد می‌باشند. شرایط مرزی کامل برای پایه مدل و شرایط مرزی میدان آزاد برای طرفین مدل استفاده می‌شود. مرزهای کامل در پایین مدل، مانع انعکاس امواج به مدل می‌گردد. مرزهای میدان آزاد برای ایجاد کردن شرایط میدان آزاد در مرزهای جانبی مدل استفاده می‌شوند. برای آنالیز دینامیکی مرزهای جاذب ویسکوز پیشنهاد شده توسط لایسمر و کوهلمیر [۲۲] استفاده گردید که شرایط تغییرمکانی در هر دو امتداد مرزهای عمود بر هم استفاده می‌کند. مرزهای ویسکوز شامل میراگر و فنر (dashpot) متناظر با هر درجه آزادی در هر گره در امتداد مرزها هستند. نیروهای جانبی و برشی به‌وسیله یک میراگر در جهت x در رابطه (۴) ارائه شده‌اند.

$$F_t = C_2 \cdot A \cdot \rho \cdot V_s \cdot \dot{u}_y, F_n = C_1 \cdot A \cdot \rho \cdot V_p \cdot \dot{u}_x \quad (4)$$

در رابطه (۴)، ρ چگالی مصالح و V_p و V_s سرعت‌های موج فشاری و برشی هستند. \dot{u}_x و \dot{u}_y سرعت‌های قائم و مماسی در امتداد مرز هستند. A نشان‌دهنده منطقه‌ای است که با یک گره مرتبط است. C_1 و C_2 ضریب‌های برای بهبود بخشیدن جذب موج به روی مرزهای جاذب می‌باشند. C_1 پراکندگی در جهت عمود بر مرز جاذب و C_2 در جهت مماس را اصلاح می‌نماید. برای جذب کامل مقدار C_1 و C_2 واحد در نظر گرفته می‌شود. از مطالعات گذشته که شامل آنالیزهای عددی و آزمایشگاهی است مشاهده شد که موج برشی به‌طور کامل جذب نمی‌گردد بنابراین C_1 و C_2 به ترتیب ۱ و ۰/۲۵ در نظر گرفته شدند که مقدارهای پیش فرض پلکسیس [۱۹] نیز می‌باشند.

۲-۸- مراحل تحلیل

در مطالعه حاضر، برای تحلیل تاریخچه زمانی سه مرحله (فاز) در نظر گرفته شد.

- اولین فاز محاسبه پلاستیک و ساختار مرحله‌ای است. در این مرحله پوشش تونل فعال و خاک داخل تونل غیرفعال می‌گردد.

- تنش‌های ایجادشده در زمین باعث منقبض شدن پوشش تونل می‌گردد. این انقباض سبب ایجاد تغییر شکل پوشش تونل و تغییر حجم می‌گردد. در فاز دوم مقدار حجم کم شده به‌وسیله اعمال انقباض به پوشش تونل شبیه‌سازی می‌گردد. این انقباض در فاز محاسبه ساختار مرحله‌ای تعریف می‌گردد. در مطالعه حاضر انقباض ۲٪ برای مرکز تونل اعمال می‌گردد.

- در فاز سوم محاسبات دینامیکی انجام گرفته و زلزله مورد نظر در این مرحله و پس از یک سری محاسبات پلاستیک به مدل اعمال می‌گردد.

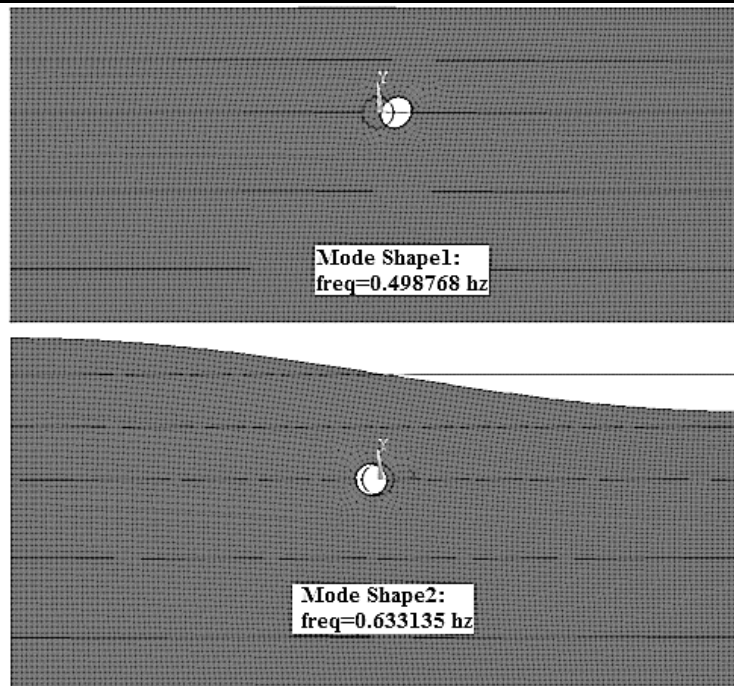
۳- بررسی نتایج تحلیل مودال و تاریخچه زمانی

۳-۱- آنالیز حساسیت

با آنالیز مودال توسط نرم‌افزار انسیس [۲۰] مشخص گردید که فرکانس توده خاک و تونل بیشتر به مدول الاستیسیته مدل وابسته بوده و تغییر عمق جایگذاری تونل و قطر و ضخامت پوشش تونل با اختلاف زیاد نسبت به تغییر مدول الاستیسیته از عوامل دیگر می‌باشند. هم‌چنین با آنالیز تاریخچه زمانی توسط پلکسیس [۱۹] مشخص گردید که تاریخچه تغییر مکان نقاط کلیدی مدل، از جمله تاج تونل به پارامترهای مکانیکی خاک یعنی زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) و ضریب چسبندگی (C) زاویه اتساع (ψ) وابسته است، به‌گونه‌ای که با کاهش C و ϕ و ψ خاک، تغییر مکان ماکزیمم نقاط کلیدی مدل افزایش می‌یابد. در آنالیزهای انجام‌شده ضریب چسبندگی طبق مدل اصلی برابر صفر ($C=0$) در نظر گرفته شده است. هم‌چنین با توجه به مدل اصلی زاویه اصطکاک ($\phi=35^\circ$) برابر ۳۵ درجه و زاویه اتساع ($\psi=5^\circ$) برابر ۵ درجه است که مشخص گردید با کاهش هم‌زمان آن‌ها به $\phi=30^\circ$ و $\psi=0^\circ$ نتایج دقت مناسبی داشته و با کاهش بیشتر از مقادیر یادشده، نتایج حاصل از تحقیق دقت کمتری خواهد داشت. در این مطالعه ضریب پواسون خاک (ν) برابر ۰/۲۵ در مدل اصلی است که با کاهش به میزان ۰/۲ نتایج دقت مناسبی خواهد داشت.

۳-۲- تحلیل مودال

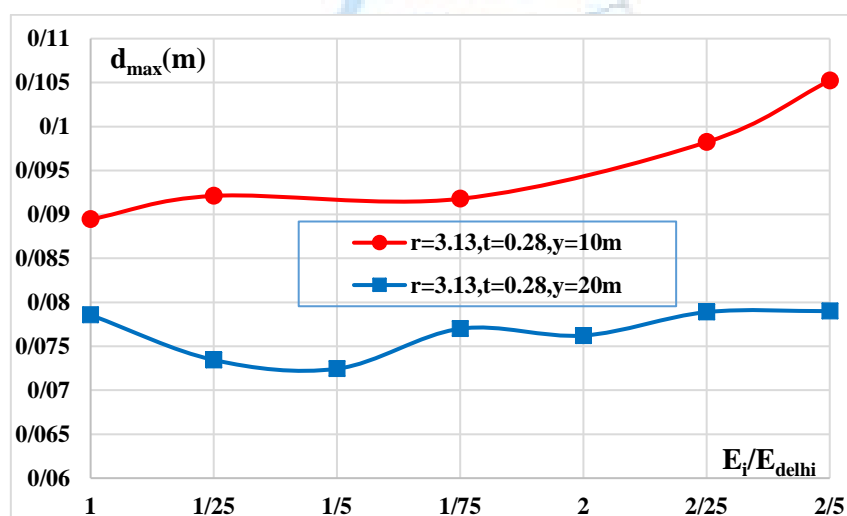
با استفاده از انسیس [۲۰] مقدارهای فرکانس و پریود اصلی نوسان مدل و همچنین شکل مودهای ارتعاشی برای تمامی مدل‌های ذکر شده در جدول (۲) انجام پذیرفت که به‌عنوان نمونه فرکانس و حالت ارتعاشی اول و دوم برای مدل اصلی متروی دهلی در شکل (۷) نمایش داده شده است. سپس با استفاده از رابطه (۳)، مقدارهای α و β رایلی محاسبه گردیده و در نرم‌افزار پلکسیس [۱۹] به‌عنوان یکی از داده‌های ورودی مورد استفاده قرار می‌گیرد. در مدل اصلی متروی دهلی مقدارهای آلفا و بتای رایلی به ترتیب برابر با ۰/۱۷۵ و ۰/۱۴۱ محاسبه شد. با افزایش مدول الاستیسیته خاک در مدل‌ها، مقدار آلفای رایلی افزایش و مقدار بتای رایلی کاهش می‌یابد. در گام بعدی مدل‌سازی جهت تحلیل تاریخچه زمانی در پلکسیس [۱۹] انجام شد.



شکل ۷: فرکانسها و مودهای ارتعاشی اول و دوم برای مدل اصلی متروی دهلی.

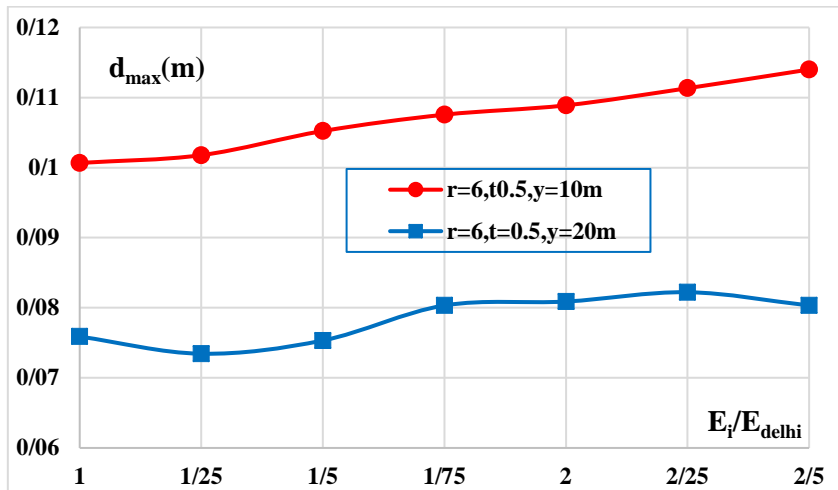
۳-۳- تحلیل تاریخچه زمانی

پس از انجام تحلیل تاریخچه زمانی، تأثیر عمق جایگذاری تونل از ۱۰ به ۲۰ متر بر تغییر مکان ماکزیمم افقی تاج تونل بررسی گردید. نتیجه‌ها در شکل‌های (۸) و (۹) نمایش داده شده‌اند. در این نمودارها، r شعاع تونل مورد بررسی و t ضخامت پوشش تونل و y عمق جایگذاری تونل در خاک است. در محور عمود d_{max} ، میانگین تغییر مکان ماکزیمم افقی تاج تونل و در محور افق نسبت مدول الاستیسیته مدل‌های مورد بررسی نسبت به مدل اصلی متروی دهلی است. همان‌گونه که از شکل‌ها مشخص است، افزایش عمق جایگذاری سبب کاهش تغییر مکان افقی تاج تونل می‌گردد. کاهش مقدار تغییر مکان ماکزیمم افقی تاج تونل در اثر افزایش عمق جایگذاری در تونل با قطر بزرگ‌تر، مقدار بیشتری از خود نشان می‌دهد.



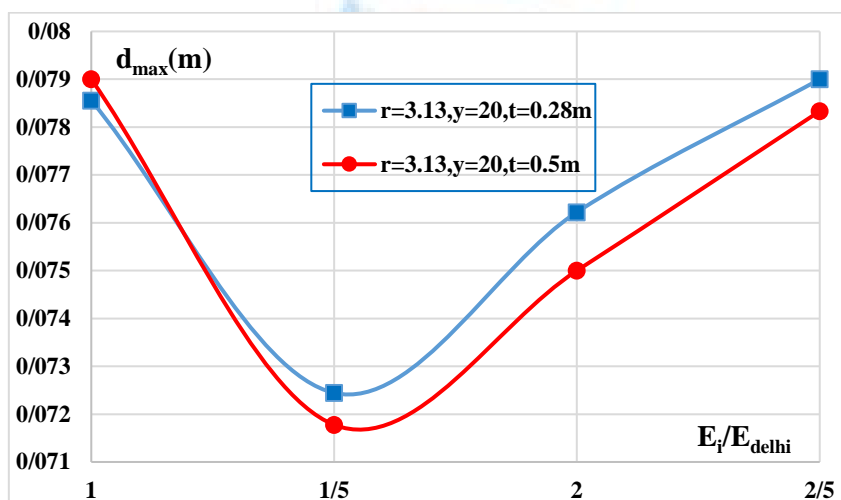
شکل ۸: تأثیر پذیری تغییر مکان افقی ماکزیمم تاج تونل از افزایش عمق جایگذاری تونل از ۱۰ به ۲۰ متر برای تونل با شعاع ۳/۱۳ و ضخامت پوشش ۰/۲۸ متری با مدول الاستیسیته متفاوت نسبت به مدل اصلی متروی دهلی.

درصد این کاهش نسبت به عمق ۱۰ متری، بسته به نوع مدل‌ها، برای تونل با شعاع ۳/۱۳ متری از ۱۳٪ تا ۲۴٪ و برای تونل با شعاع ۶ متری از حدود ۱۹٪ تا ۳۰٪ متفاوت است. در هر دو مدل بیشترین کاهش در خاکی که مدول الاستیسیته حداکثر را داشته اتفاق می‌افتد.

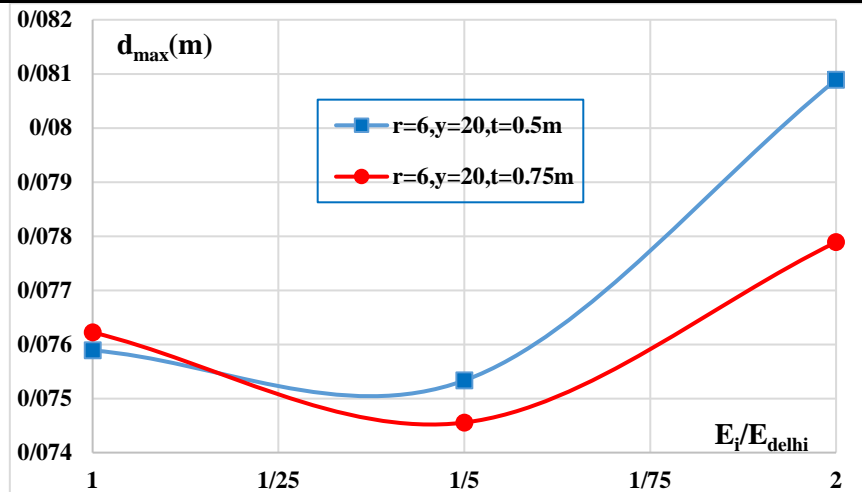


شکل ۹: تأثیر پذیری تغییر مکان افقی ماکزیمم تاج تونل از افزایش عمق جایگذاری تونل از ۱۰ به ۲۰ متر برای تونل با شعاع ۶ و ضخامت پوشش ۰/۵ متری با مدول الاستیسیته متفاوت نسبت به مدول اصلی متروی دهلی.

در گام بعدی اثر تغییر ضخامت پوشش تونل بر میانگین اندازه تغییر مکان افقی ماکزیمم تاج تونل برای دو مدل با شعاع کم (۳/۱۳ متر) و شعاع زیاد (۶ متر)، بررسی گردید. نتایج حاصل از این بررسی در اشکال (۱۰) تا (۱۲) نمایش داده شده‌اند. همان گونه که از شکل (۱۰) ملاحظه می‌گردد افزایش ضخامت پوشش تونل تأثیر چندانی بر تغییر مکان ماکزیمم تاج تونل با قطر کمتر نداشته به گونه‌ای که در تونل با شعاع ۳/۱۳ متر، با افزایش ضخامت از ۰/۲۸ به ۰/۵ متر، یعنی افزایش حدود ۷۹٪ ضخامت پوشش تونل، حداکثر ۱/۶٪ درصد کاهش در میانگین تغییر مکان ماکزیمم (d_{max}) مشاهده می‌گردد. افزایش ضخامت پوشش تونل، برای تونل با شعاع بزرگتر (۶ متری)، در دو حالت عمق جایگذاری ۱۰ و ۲۰ متری بررسی گردید که نتایج در شکل (۱۱) و (۱۲) ارائه گردیده است.

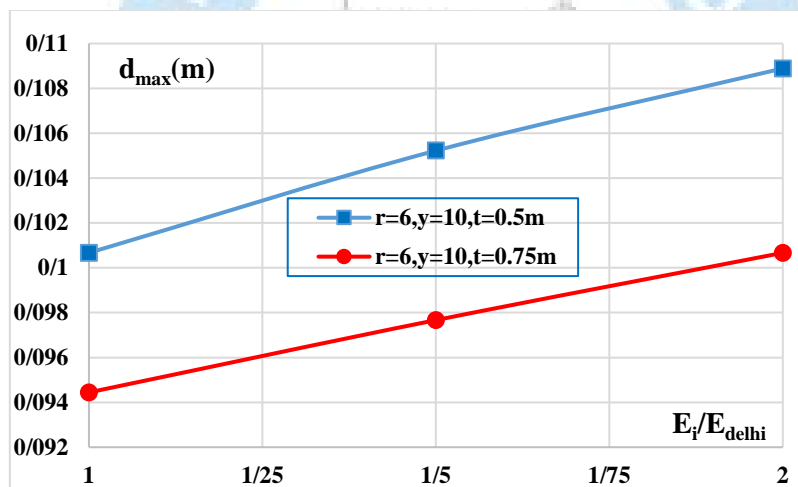


شکل ۱۰: اثر تغییر ضخامت پوشش تونل بر تونلی با شعاع ۳/۱۳ متر و عمق جایگذاری ۲۰ متر با مدول الاستیسیته متفاوت نسبت به مدول اصلی متروی دهلی.



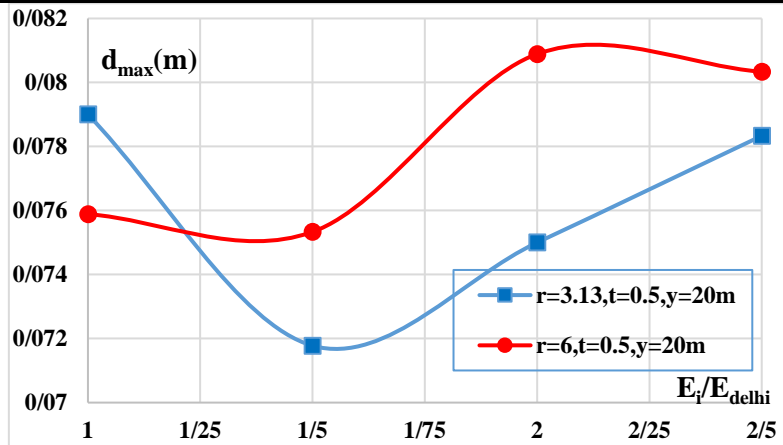
شکل ۱۱: اثر تغییر ضخامت پوشش تونل بر تونلی با شعاع ۶ متر و عمق جایگذاری ۲۰ متر با مدول الاستیسیته متفاوت نسبت به مدل اصلی متروی دهلی.

افزایش ضخامت پوشش تونل تأثیر چندانی بر تغییر مکان ماکزیمم تاج تونل با عمق جایگذاری بیشتر (۲۰ متر) نداشته، به گونه‌ای که با افزایش ضخامت پوشش تونل از ۰/۵ به ۰/۷۵ متر، به عبارتی ۱/۵ برابر شدن ضخامت پوشش تونل، حداکثر ۳/۷۱٪ درصد کاهش تغییر مکان افقی ماکزیمم تاج تونل مشاهده می‌گردد. در حالی که در مدل مشابه ولی با عمق جایگذاری کمتر، یعنی ۱۰ متر، که در شکل (۱۲) نمایش داده شده، شاهد حداکثر ۷/۵۶٪ کاهش در میانگین تغییر مکان افقی ماکزیمم تاج تونل خواهیم بود.



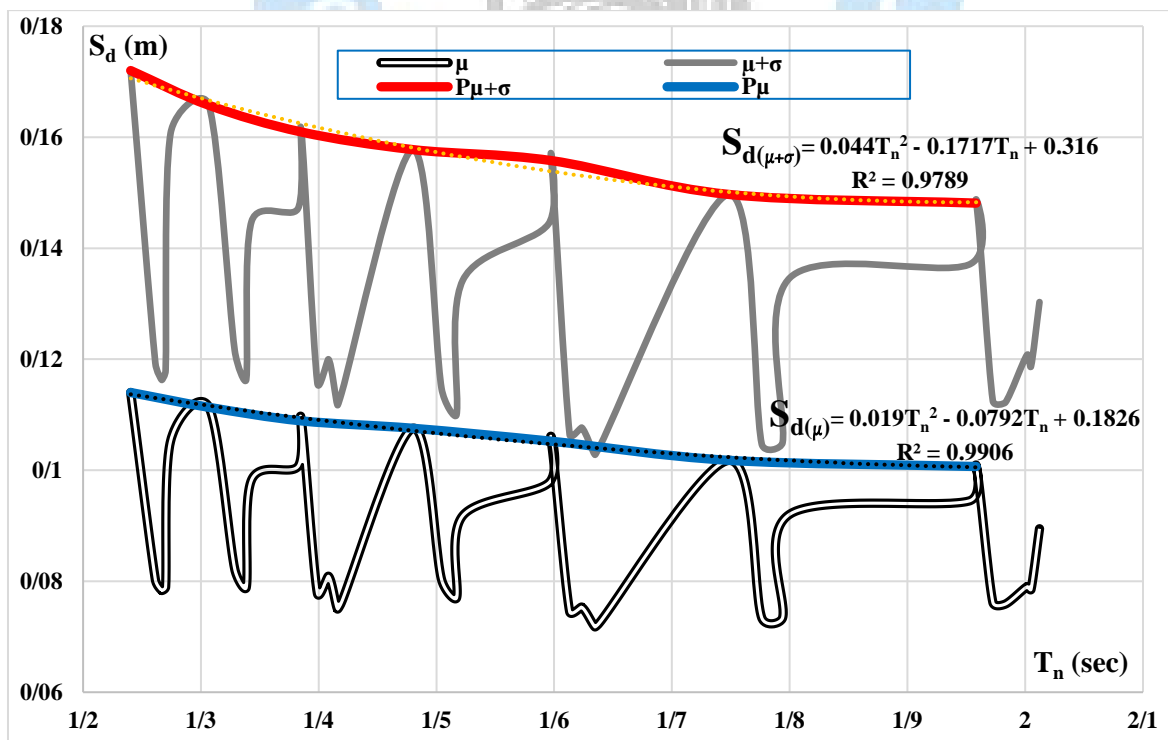
شکل ۱۲: اثر تغییر ضخامت پوشش تونل بر تونلی با شعاع ۶ متر و عمق جایگذاری ۱۰ متر با مدول الاستیسیته متفاوت نسبت به مدل اصلی متروی دهلی.

هم‌چنین اثر تغییر قطر تونل بر تغییر مکان افقی ماکزیمم تاج تونل بررسی گردید که در شکل (۱۳) نمایش داده شده است. در این شکل دو مدل متفاوت به لحاظ شعاع (r) ولی با ضخامت (t) یکسان ۰/۵ متری و عمق جایگذاری (y) یکسان ۲۰ متری با مدول الاستیسیته خاک متفاوت نسبت به مدل اصلی متروی دهلی (E_i/E_{delhi})، با یکدیگر مقایسه گردیدند. همان‌گونه که ملاحظه می‌گردد، افزایش قطر تونل سبب افزایش تغییر مکان ماکزیمم تاج تونل می‌گردد به گونه‌ای که با افزایش شعاع از ۳/۱۳ به ۶ متر یعنی افزایش حدود ۹۲٪ شعاع تونل، تغییر مکان ماکزیمم تاج تونل بسته به مقدار مدول الاستیسیته خاک مدل، حداکثر ۸٪ افزایش می‌یابد. با مقایسه کلی نتایج ناشی از افزایش عمق جایگذاری و ضخامت پوشش تونل و کاهش قطر تونل، مشخص می‌گردد که افزایش عمق جایگذاری روش موثرتری در کاهش تغییر مکان افقی ماکزیمم تاج تونل و در نتیجه کاهش خسارت لرزه‌ای تونل است.



شکل ۱۳: اثر تغییر قطر تونل بر تغییر مکان افقی ماکزیمم تاج تونل برای تونل‌های با ضخامت ۰/۵ و عمق جایگذاری ۲۰ متری با شعاع ۳/۱۳ و ۶ متری. با تغییرات مدول الاستیسیته متفاوت نسبت به مدول اصلی متروی دهلی.

در گام بعد، با تغییر مشخصات هندسی تونل از قبیل تغییر در عمق جایگذاری، قطر، ضخامت پوشش تونل و تغییر در مشخصات خاک آبرفتی محل احداث تونل، فرکانس مجموعه خاک و تونل دچار تغییر می‌گردد که این مهم با نرم‌افزار انسیس محاسبه گردیده و با استفاده از فرکانس مود اول و دوم توده خاک و تونل، ضرایب آلفا و بتای رایلی به دست آمده است. تغییر مکان افقی ماکزیمم تاج تونل توسط نرم‌افزار پلکسیس [۱۹] برای مدل‌های جدول (۲) و تحت زلزله‌های جدول (۳) که در تطابق با خاک آبرفتی محل احداث است، به دست آمده و با میانگیری (μ) و میانگین به علاوه انحراف معیار ($\sigma + \mu$) داده‌های بیشینه تغییر مکان افقی تاج تونل، در نهایت رابطه‌ای بین تغییر مکان ماکزیمم افقی تاج تونل و فرکانس مجموعه خاک و تونل منجر به تولید طیف تغییر مکان افقی ماکزیمم خواهد شد که در شکل (۱۴) نمایش داده شده است.



شکل ۱۴: تغییر مکان افقی طیفی میانگین و میانگین به علاوه انحراف معیار تاج تونل.

پوش بر منحنی تغییرمکان طیفی تاج تونل رسم گردیده و مشخص گردید که در بازه پریود مورد بررسی به صورت تابع درجه دوم با پریود توده خاک و تونل تغییر می‌یابد. همان‌گونه که از شکل (۱۴) ملاحظه می‌گردد با افزایش پریود توده خاک و تونل، پوش بر منحنی تغییرمکان طیفی کاهش می‌یابد. جهت محاسبه پریود خاک برای جایگذاری در رابطه‌های پیشنهادی می‌توان از مدل‌های نرم‌افزاری و روابط تجربی و تحلیلی استفاده نمود. دوبری و همکاران [۲۳] برای خاک‌های رسوبی پریود طبیعی غالب را مقدار $T = \frac{4h}{C_s}$ پیشنهاد دادند. در این رابطه h ضخامت لایه رسوبی و C_s سرعت موج برشی می‌باشد.

۴- نتیجه‌گیری

- افزایش ضخامت پوشش تونل تأثیری چندانی بر کنترل تغییرمکان تاج تونل نداشته به‌عنوان مثال در مدل اصلی تونل متروی دهلی با افزایش حدود ۷۹٪ ضخامت، ماکزیمم تغییر مکان افقی تاج تونل در بیشترین حال ۱/۶٪ کاهش نشان داده است و افزایش عمق جایگذاری و کاهش قطر تونل سبب کاهش حساسیت تغییرمکان ماکزیمم تاج تونل در نتیجه تغییر ضخامت پوشش تونل می‌گردد.
- افزایش قطر تونل باعث افزایش ماکزیمم تغییرمکان افقی تاج تونل می‌گردد به‌گونه‌ای که با ضخامت یکسان نیم متری و عمق جایگذاری ۲۰ متری و با افزایش تقریباً دو برابری قطر تونل، میانگین ماکزیمم تغییر مکان افقی تاج تونل بسته به سختی خاک اطراف تونل، به‌طور میانگین تا حدود ۸٪ درصد، افزایش می‌یابد.
- افزایش عمق جایگذاری باعث کاهش ماکزیمم تغییرمکان افقی تاج تونل می‌گردد به‌گونه‌ای که با ضخامت برابر با ۰/۲۸ متر و قطر ۳/۱۳ متری از عمق جایگذاری ۱۰ متری به ۲۰ متری یعنی دو برابر شدن عمق جایگذاری، میانگین ماکزیمم تغییر مکان افقی تاج تونل، بسته به سختی خاک اطراف تونل، تا ۲۵٪ کاهش می‌یابد، این در حالی است که این عدد برای مدل‌های با ضخامت برابر ۰/۵ متر و قطر ۶ متری (افزایش ضخامت پوشش و قطر تونل) و افزایش عمق جایگذاری ۱۰ متر به ۲۰ متر، تا حدود ۳۰٪ کاهش بسته به مشخصات الاستیسیته خاک اطراف تونل خواهد داشت و برای همین مدل ولی با ضخامت ۷۵ سانتی‌متری، مقدار کاهش حداکثر تا ۲۵٪ خواهد بود.
- افزایش عمق جایگذاری تونل روش موثرتری نسبت به افزایش ضخامت پوشش تونل و کاهش قطر تونل جهت کاهش تغییرمکان افقی ماکزیمم تاج تونل و در نتیجه کاهش خسارت لرزه‌ای تونل است.
- منحنی پوش بر طیف تغییرمکان، تابعی درجه دوم از پریود توده خاک و تونل است و در بازه پریود مورد بررسی با افزایش پریود توده خاک و تونل کاهش می‌یابد.

مراجع

- [1] Newmark, N. M. (1968). Problems in Wave Propagation in Soil and Rock: *International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials*.
- [2] Kuesel, T. R. (1969). Earthquake Design Criteria for Subways. *Journal of the Structural Divisions, ASCE*, Vol. 95, No. ST6, June 1969.
- [3] Iida, H. Hiroto, T. Yoshida, N. and Iwafuji, M. (1996). Damage to Daikaisubway station. *Soils and Foundations*, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake. Japanese Geotechnical Society, pp. 283-300.
- [4] Dowding, C.H. and Rozen, A. (1978). Damage to Rock Tunnels from Earthquake Shaking. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 104, No. GT2, February 1978.
- [5] Owen, G. N. and Scholl, R.E. (1981)., *Earthquake Engineering of Large Underground Structures*. prepared for the Federal Highway Administration, FHWA/RD-80/195.
- [6] Merritt, J.L. Monsees, J.E. and Hendron. A.J. (1985). Seismic design of underground structures: *Proceedings of the 1985 Rapid Excavation Tunneling Conference*, vol.1, pp.104-131.
- [7] St. John, C. M. and Zahrah, T. F. (1987). Aseismic Design of Underground Structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 2, No. 2.
- [8] Sharma, S. and Judd, W. R. (1991). Underground Opening Damage from Earthquakes. *Engineering Geology*, 30.

- [9] Wang, W. Wang, T. Su, J. Lin, C. Seng, C. and Huang, T. (2001). Tunneling in Taiwan – assessment of damage in mountain tunnels due to the Taiwan Chi–Chi Earthquake. *J Tunnelling Underground Space Technol*, vol.16, pp.133–150.
- [10] Power, M.S. Rosidi, D. and Kaneshiro, J. (1996). *Vol. III Strawman: screening, evaluation, and retrofit design of tunnels*. Buffalo, New York: Report raft. National Center for Earthquake Engineering Research.
- [11] 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.
- [12] Penzien, J. (2000). Seismically induced racking of tunnel linings. *Int. J. Earthquake Eng. Structural Dynamics*, Vol.29, pp.683-691.
- [13] Hashash, YA. Hook, J. Schmidt, B. and Chiangyao, J. (2001). Seismic design and analysis of underground structures. *J Tunn Undergr Space Technol*, vol.16, No. 4, pp.247–293.
- [14] Cilingir, Ulas. and Gopal Madabhushi, S.P. (2011). Effect of depth on seismic response of circular tunnels. *Can. Geotech. J*, vol. 48, pp. 117–127.
- [15] He, Benguo. and Zhang, Zhiqiang. (2011). Seismic Response of Metro Tunnel in Beijing Stratum: *2011 International Conference on Computational and Information Sciences*, pp. 893-896.
- [16] Sevim, B. (2011). Nonlinear earthquake behaviour of highway tunnels. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci*, vol.11, pp. 2755–2763.
- [17] Besharat, V. Davoodi, M. and Jafari, M.K. (2014). Variations in Ground Surface Responses Under Different Seismic Input Motions Due the Presence of a Tunnel. *Arab J Sci Eng*, vol.39, pp.6927–6941.
- [18] Singh, Manendra. Narayan Viladkar, Manohar. and Samadhiya, Narendra Kumar. (2016). Seismic Analysis of Delhi Metro Underground Tunnels. *Indian Geotech J*.
- [19] Plaxis 2D version 8.5. Finite element code for geotechnical engineering. <http://www.plaxis.nl/>.
- [20] ANSYS Multiphysics Simulation Software version 15. Finite element code for mechanical engineering. <http://www.ansys.com/>.
- [21] Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), (2017). *PEER Ground Motion Database*. Available at: http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database/site.
- [22] Lysmer, J. and Kuhlemeyer, RL. (1969). Finite dynamic model for infinite media. *J Eng Mech Div*, vol. 95, pp.859–878.
- [23] Dobry, R. Oweis, I. and Urzua, A. (1976). Simplified procedures for estimating the fundamental period of a soil profile. *Bull. Seismol.Soc. Am*, Vol. 66, No.4, pp. 1293-1321.