مهندسی عمران شریف
دوره‌ی ۲-۲۷، شماره‌ی ۲، ص. ۱۱۷-۱۲۶، (یادداشت فنّی)

اثر عمق قرارگیری تونل بر رفتار سازه‌ی تونل‌های شهری تحت اثر حرکت قوی زمین

علی کمک‌پناه (دانشیار)
بهنام شاه‌محمدی (دانشجوی کارشناسی ارشد)
دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس

سازه‌ها و فضاهای زیرزمینی یکی از مهم‌ترین و امروزی‌ترین نیازهای شهرنشینی مدرن‌اند. به‌طور تجربی سازه‌های زیرزمینی نسبت به سازه‌های سطحی از آسیب‌پذیری کم‌تری برخوردارند. بسیاری از این سازه‌ها در محیط‌های آبرفتی و سست شهری قرار دارند و در معرض آسیب‌های ناشی از زلزله‌اند. امروزه با دست‌یابی به رایانه و نرم‌افزارهای ویژه‌ی مدل‌سازی عددی، تحلیل پویای(دینامیک) سیستم‌هایی که شامل خاک و سازه‌اند، میسر شده است. در این تحقیق با توجه به وجود کرنش صفر در راستای طول تونل، تحلیل دوبعدی با فرض کرنش صفحه‌یی و با استفاده از نرم‌افزار FLAC ۲D انجام می‌شود. در این تحقیق اثر عمق قرارگیری تونل در محیط با همان سربار تونل مد نظر قرار گرفته که نتیجه‌ی آن افزایش نیروها و ممان‌ها در پوشش تونل بر اثر افزایش روباره‌ی تونل در یک محیط آبرفتی و افزایش خطر سازه‌ی تونل در هنگام زلزله است. با مقایسه‌ی حل عددی و حل تحلیلی که از دو روش Wang و Penzien به دست آمده‌اند، و مشاهده‌ی نتایج کاملاً متناقضِ حاصله، به عدم تطابق کامل این دو روش پی می‌بریم.

واژگان کلیدی: سازه‌های زیرزمینی، اندرکنش خاک و سازه تونل، تحلیل پویا، FLAC ۲D.

a_panah@modares.ac.ir
b.shahmohammadi@gmail.com

مقدمه

سازه‌های روزمینی غالباً با توجه به نیروی وارده به سازه، از طریق محاسبه‌ی اثر شتاب به وجود آمده توسط زلزله بر جرم سازه، طراحی می‌شوند. اما سازه‌های زیرزمینی عموماً با توجه به تغییر شکل تحمیل‌شده به سازه از طریق محیط اطراف و به‌منظور سازگاری با این تغییر شکل‌ها طراحی می‌شوند که غالباً به اندرکنش خاک و سازه‌ی تونل منجر می‌شود. زمین در مناطق شهری معمولاً خاکی است و از آنجا که خاک این مناطق را معمولاً رسوبات آبرفتی و کم‌مقاومت تشکیل می‌دهد، مشکلات بیشتری در زمینه‌ی احداث و تحلیل فضاهای زیرزمینی در شهرها حادث می‌شود.

با پیشرفت علم و دست‌یابی به رایانه، نرم‌افزارهای ویژه‌ی تحلیل مدل‌های رفتاری زمین و مدل‌سازی فضاهای زیرزمینی در دسترس قرارگرفت. در اغلب مواقع با توجه به حالت کرنش صفر در راستای طول تونل، مدل‌سازی تونل‌ها به‌صورت دوبعدی است و بر همین مبنا و با فرض کرنش صفحه‌یی تحلیل‌هایی انجام می‌گیرد. در این حالت فرض می‌شود که به‌علت زیادبودن اندازه یک بعد نسبت به دو بعد دیگر، تغییرات در راستای آن بعد کم و قابل اغماض است. از طرف دیگر باید توجه داشت که در زمان وقوع زلزله تغییر شکل‌های بزرگی به‌وقوع می‌پیوندد و چون محیط مورد بررسی آبرفتی است، خاک از حالت کشسان (الاستیک) خارج شده و خمیری می‌شود.[۱-۵]

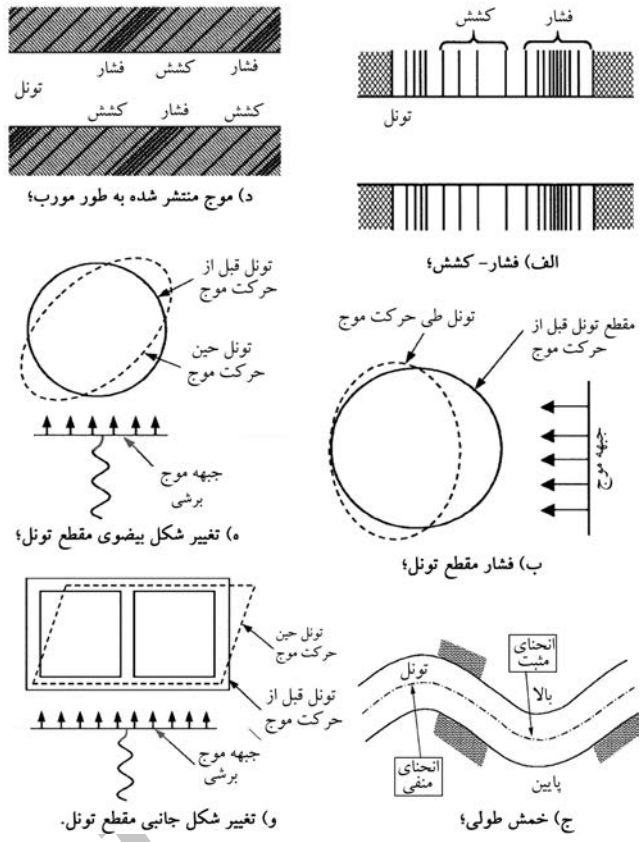
روش تفاضل محدود بهترین روش برای مدل‌کردن تغییر شکل‌های بزرگ است. در این روش چون هیچ‌گونه ماتریسی به وجود نمی‌آید، با محدودیت‌های کم‌تری مواجه هستیم. حل بدون ماتریس همچنین تحلیل تغییر مکان‌های بزرگ بدون اقدامات اضافی را ممکن می‌سازد که در محاسبات دینامیکی بسیار مؤثر است؛ از این روش به‌راحتی می‌توان در تحلیل موادی که رفتار زمان‌مند دارند استفاده کرد. در این تحقیق ضمن استفاده از روش تفاضل محدود برای مدل‌سازی، رفتار خاک نیز کشسانی ـ خمیری با معیار گسیختگی موهرـکلمب در نظرگرفته شده است.[۳]

روش‌های حل بسته در تونل‌های دایره‌یی تحت بار زلزله

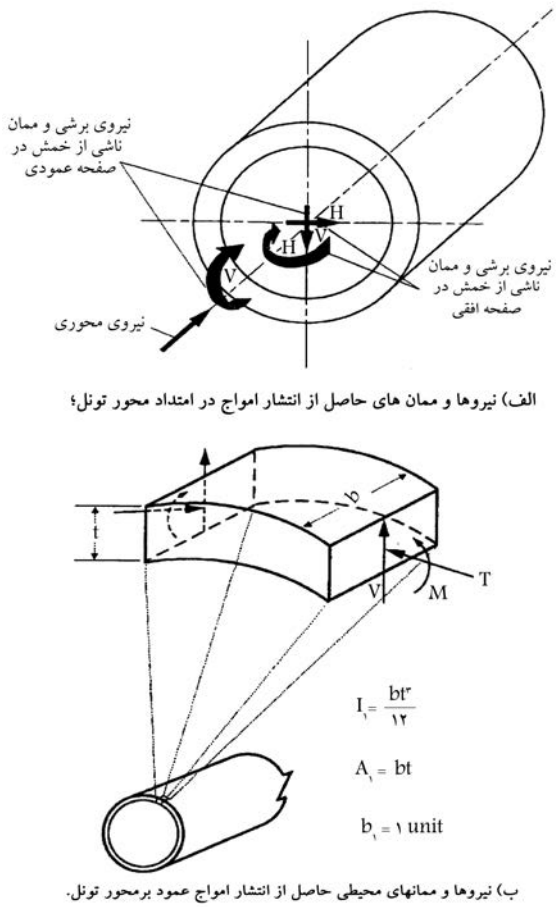
پاسخ زمین به زلزله را می‌توان در دوگروه ارزیابی کرد: ۱. گسیختگی زمین؛ ۲. تکان‌های زمین و تغییر شکل‌های زمین. با پذیرفتن این نکته که در زمین غالباً تغییر شکل‌های بزرگی که مؤید گسیختگی است رخ نمی‌دهد، بر تکان‌های زمین و تغییر شکل‌های آن تأکید می‌شود.[۲] گاهی به‌منظور مدل‌کردن رفتار تونل در تغییر شکل‌های ایجادشده

تاریخ: دریافت ۱۳۸۷/۱۲/۱۰، اصلاحیه ۱۳۸۸/۱۲/۱۰، پذیرش ۱۳۸۹/۱۱/۳۰.

Archive of SID
www.SID.ir



شکل ۱. تغییر شکل تونل‌ها ناشی از امواج لرزه‌یی.[۲و۳]



شکل ۲. نیروها و ممان‌های حاصل از امواج لرزه‌یی.[۱و۲]

توسط زمین، آن را مانند یک تیرکشسان ارزیابی می‌کنند. سه نوع تغییر شکل برای پاسخ سازه‌های زیرزمینی به حرکات لرزه‌یی بیان شده است:

۱. فشردگی و کشیدگی محوری (انبساط و انقباض در طول محور، شکل ۱الف و ۱ب)؛

۲. خمش طولی (شکل ۱ج و ۱د)؛

۳. تغییر شکل بیضوی و تغییر شکل برشی (جانبی) همراه با جابه‌جایی (شکل ۱ه و ۱و).[۱و۲و۴]

بر اثر این تغییر شکل‌ها، ممان و نیروهایی در پوشش تونل و بر اثر انتشار امواج لرزه‌یی در امتداد محور تونل به وجود می‌آیند (شکل ۲الف). همچنین نیروها و ممان‌های به وجود آمده در پوشش تونل براثر انتشار امواج برشیِ عمود بر مقطع تونل باعث تغییر شکل‌های بیضوی تونل می‌شوند (شکل ۲ب). این نیروها را می‌توان از تحلیل دوبعدی به دست آورد. تغییر شکل‌های بیضوی پدیدآورنده‌ی حالات بحرانی و بعضاً حرکات لرزه‌یی هستند، مگر در مواردی که تونل مستقیماً توسط گسل برش خورده باشد.[۱و۲] بنابراین تأکید اصلی این پژوهش بر تغییر شکل‌های بیضوی تونل‌های دایره‌یی است.

ساده‌ترین شکل تخمین و ارزیابی تغییر شکل‌های بیضوی تونل‌های دایره‌یی، پذیرش تغییر شکل‌های تونل‌های دایره‌یی در شرایط میدان آزاد با چشم‌پوشی از اندرکنش خاک و سازه است. این مطلب را چنین نیز می‌توان بیان کرد که در صورت در نظر گرفتن تونل، سختی بیضوی تونل (سختی در برابر تغییر شکل‌های بیضوی) برابر سختی زمین است. کرنش قطری بیشینه که تنها تابع کرنش برشی میدان آزاد بیشینه است، مطابق رابطه‌ی ۱ و ۲ به دست می‌آید:

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

$$\gamma_{\max} = \frac{V_s}{C_s} \qquad (2)$$

که در آنها $\Delta d_{free-field}$ تغییر شکل میدان آزاد، d قطر تونل، $\gamma_{\max}$ کرنش قطری بیشینه، C_s سرعت ظاهری منتشرشده به‌وسیله‌ی امواج S، V_s سرعت ذره‌یی بیشینه (تولیدشده به‌وسیله‌ی امواج S) است. اگر سختی تونل در مقایسه با زمین اطراف خیلی کوچک باشد، اعوجاج یا کرنش قطری در زمین حفاری‌شده بیشتر وابسته به نسبت پواسون محیط (ν_m) است که در رابطه‌ی ۳ آمده است:

$$\frac{\Delta d_{free-field}}{d} = \pm 2\gamma_{\max}(1-\nu_m) \qquad (3)$$

روش دیگر ارزیابی این تغییر شکل‌ها، درنظرگرفتن اندرکنش خاک و سازه با استفاده از روش تیر روی بستر کشسان است. این معادلات تنها برای ساخت سازه‌ها در زمین نرم مناسب‌اند. سازه‌ها را می‌توان در سنگ‌ها یا خاک‌های سخت و برای تغییر شکل‌های میدان آزاد طراحی کرد. برای تعیین این تغییر شکل‌ها و نیروها در تونل‌های دایره‌یی ناشی از اندرکنش خاک و سازه تحت بارگذاری لرزه‌یی، دو روش حل وجود دارد که در مسائل مهندسی کاربرد گسترده‌یی دارند.[۱و۲]

در سال های ۱۹۹۳ تا ۲۰۰۰ حل‌های شکل بسته به‌منظور محاسبه‌ی نیروها و تغییر مکان‌ها در پوشش تونل ناشی از تغییر شکل‌های بیضوی شبه استاتیکی، توسط Wang (۱۹۹۳) و Penzien (۲۰۰۰) ارائه شد. هدف از حل شکل بسته

Archive of SID
www.SID.ir

تعیین پارامترهای نیروی محوری (رانش)، نیروی برشی و ممان‌های خمشی و تغییر مکان‌ها تحت شرایط بارگذاری خارجی است. این روش حل‌ها برای هر دو شرایط لغزش کامل و شرایط عدم زمین‌لغزه بین خاک و پوشش تونل توسعه یافته‌اند. طبق مطالعات گوناگون، لغزش تنها در مرز تونل و خاک در خاک‌های نرم یا در موارد بارگذاری لرزه‌یی شدید امکان‌پذیر است. برای اغلب تونل‌ها، شرایط مرزی بین لغزش کامل و عدم لغزش وجود دارد. بنابراین هر دو شرط باید برای نیروها و تغییر شکل‌های بحرانی پوشش مورد مطالعه قرار بگیرند.[۲و۶] پاسخ پوشش تونل تابعی از قابلیت فشردگی و نسبت‌های انعطاف‌پذیری سازه و فشار سربار خارجی (γ, h) و ضریب سکون فشار زمین (K_0) در خاک است. سختی تونل نسبت به محیط زمین اطراف به‌وسیله‌ی قابلیت فشردگی و نسبت انعطاف‌پذیری ارزیابی می‌شود. F و C که اندازه‌های سختی خمشی و سختی فشردگی محیط (به‌منظور مقاومت در برابر تغییر شکل بیضوی) نسبت به تونل هستند، مطابق رابطه‌ی ۴ و ۵ ارائه می‌شوند:

$$C = \frac{E_m(1-v_l^2)R}{E_l t(1+v_m)(1-2v_m)} \quad (4)$$

$$F = \frac{E_m(1-v_l^2)R^3}{6E_l I(1+v_m)} \quad (5)$$

که در آن E_m مدول کشسانی محیط اطراف تونل، I ممان اینرسی پوشش تونل دایره‌یی (در واحد عرض)، E_l و ν_l مدول کشسانی و نسبت پواسون سازه‌ی تونل، R و t شعاع و ضخامت پوشش تونل‌اند. کرنش قطری، نیروی محوری بیشینه، و ممان خمشی در روش Wang با شرط پذیرش لغزش کامل بدون جدایی در روابط ۶ تا ۹ بیان می‌شوند:

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm\frac{1}{3}K_1 F\gamma_{\max} \quad (6)$$

$$T_{\max} = \pm\frac{1}{6}K_1\frac{E_m}{(1+v_m)}R\gamma_{\max} \quad (7)$$

$$M_{\max} = \pm\frac{1}{6}K_1\frac{E_m}{(1+v_m)}R^2\gamma_{\max} \quad (8)$$

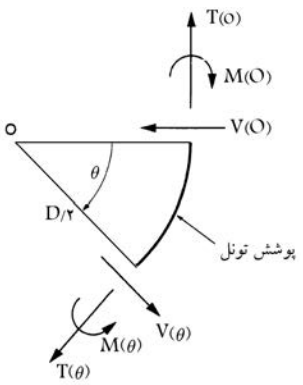
$$K_1 = \frac{12(1-v_m)}{2F+5-6v_m} \quad (9)$$

در شرایط عدم لغزش طبق، روش Wang نیروی محوری مطابق روابط ۱۰ و ۱۱ به دست می‌آید:

$$T_{\max} = \pm K_2\tau_{\max}R = \pm K_2\frac{E_m}{2(1+v_m)}R\gamma_{\max} \quad (10)$$

$$K_2 = 1 + \frac{-\frac{1}{2}(1-2v_m)^2+2+F\left[(1-2v_m)-(1-2v_m)C\right]}{F\left[(3-2v_m)+(1-2v_m)C\right]+C\left[\frac{5}{2}-8v_m+6v_m^2\right]+6-8v_m} \quad (11)$$

که در آن $\tau_{\max}$ تنش برشی بیشینه بر روی سازه‌ی تونل است. یادآور می‌شود حل ویژه‌یی برای محاسبه‌ی کرنش قطری و ممان بیشینه تحت شرایط عدم لغزش وجود ندارد.استفاده از راه‌حل‌های موجود برای شرایط لغزش کامل درمورد شرایط عدم لغزش نیز توصیه می‌شود.[۱] روش Penzien در شرایط لغزش کامل در روابط ۱۲



شکل ۳. قانون علامت برای مؤلفه‌های نیرو در پوشش تونل دایره‌یی.[۷]

تا ۱۵ بیان شده، و نیروها و جهت آنها نیز در شکل ۳ نشان داده شده است.[۷]

$$\pm\Delta d^n_{lining} = \pm R^n\Delta d_{free-field} \quad (12)$$

$$T(\theta) = -\frac{12E_l I\Delta d^n_{lining}}{d^3(1-v_l^2)}\cos 2\left(\theta+\frac{\pi}{4}\right) \quad (13)$$

$$M(\theta) = -\frac{6E_l I\Delta d^n_{lining}}{d^2(1-v_l^2)}\cos 2\left(\theta+\frac{\pi}{4}\right) \quad (14)$$

$$V(\theta) = -\frac{24E_l I\Delta d^n_{lining}}{d^3(1-v_l^2)}\sin 2\left(\theta+\frac{\pi}{4}\right) \quad (15)$$

نسبت پاک‌سازی خاک ـ پوشش تحت بارگذاری نرمال (R^n) در روابط ۱۶ و ۱۷ بیان می‌شود:[۷]

$$R^n = \pm\frac{4(1-v_m)}{(\alpha^n+1)} \quad (16)$$

$$\alpha^n = -\frac{12E_l I(5-6v_m)}{d^3G_m(1-v_l^2)} \quad (17)$$

G_m مدول برشی محیط است. روش Penzien در شرایط عدم لغزش نیز در روابط ۱۸ تا ۲۳ ارائه می‌شود:[۷]

$$\pm\Delta d_{lining} = \pm R\Delta d_{free-field} \quad (18)$$

$$T(\theta) = -\frac{24E_l I\Delta d_{lining}}{d^3(1-v_l^2)}\cos 2\left(\theta+\frac{\pi}{4}\right) \quad (19)$$

$$M(\theta) = -\frac{6E_l I\Delta d_{lining}}{d^2(1-v_l^2)}\cos 2\left(\theta+\frac{\pi}{4}\right) \quad (20)$$

$$V(\theta) = -\frac{24E_l I\Delta d_{lining}}{d^3(1-v_l^2)}\sin 2\left(\theta+\frac{\pi}{4}\right) \quad (21)$$

$$R = \pm\frac{4(1-v_m)}{(\alpha+1)} \quad (22)$$

$$\alpha = \frac{24E_l I(3-4v_m)}{d^3G_m(1-v_l^2)} \quad (23)$$

تحلیل عددی به کارگرفته شده توسط محققین برای حل مسئله‌ی نمونه ارائه شده است.[۶] روش اجزاء محدود با به‌کارگیری برنامه‌ی Plaxis (BV-2002) انجام شده و بدین‌وسیله روش‌های تحلیلی تغییر شکل‌های بیضوی تونل‌های دایره‌یی مورد ارزیابی قرار می‌گیرند. شرایط تحلیل‌های به کار رفته که بعضاً با شرایط روش تحلیلی یکسان است، عبارت‌اند از:

۱. برقراری شرایط کرنش صفحه‌یی در این تحلیل‌ها؛

۲. خطی‌بودن رفتار زمین و پوشش کشسان، و ناچیز بودن جرم مصالح؛

Archive of SID

www.SID.ir

جدول ۱. پارامترهای ژئوتکنیکی مصالح خاک دانه‌یی.

ویژگی خاک	ضریب سکون خاک	چگالی (Kg/m^3)	چسبندگی (Kg/m^2)	زاویه اصطکاک داخلی خاک	نسبت تخلخل خاک	نسبت پوآسون خاک
مقدار پارامتر	۰/۴۳	۲۱۰۰	۰	۳۵	۰/۳	۰/۲۵

۳. خالص بودن بارگذاری برشی در انتهای مرزها به‌منظور مدل‌سازی شرایط برش.

که نتایج حاصله بیان‌گر انطباق خوب روش‌های تحلیلی و عددی است.[۶] همچنین این نتایج بیان می‌کنند که با افزایش عمق تونل میزان خطرپذیری سازه بر اثر زلزله کاهش می‌یابد؛ اگرچه مواردی که ناقض برخی از نتایج فوق است ــ مانند مواردی که در آفریقای جنوبی مشاهده شده‌اند ــ نیز گزارش شده است.

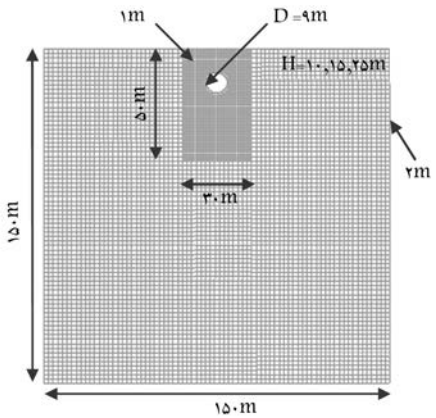
برخی از موارد گزارش‌شده حاکی از تخریب فضاهای زیرزمینی براثر زلزله در اعماق زیاد است. برای مثال، در تونلی که در سنگ حفاری شده و سنگ اطراف آن از جنس کوارتزیت است و در عمق ۲۵۰۰ m قرار دارد؛ بررسی‌ها نشان داده که عمق زیاد تونل و درنتیجه وزن زیاد سنگ روباره باعث تخریب آن شده است. لازم به ذکر است خرابی در اثر وقوع زلزله‌یی به بزرگی ۳ ریشتر گزارش شده، در حالی که طراحی یک سیستم حفاظتی مناسب می‌توانست از تخریب آن جلوگیری کند.

تونل دیگری با سیستم حفاظتی به‌ظاهر مناسب، در محیطی متشکل از سنگ‌های آندزیتی با مقاومت فشاری تک‌محوری ۱۵۰ MPa تشکیل شده که در عمق ۱۰۰۰ متری واقع شده است. سیستم حفاظتی متشکل از راک‌بولت‌هایی به‌قطر ۲۲mm با مقاومت جاری‌شدن بالا است که سیمان نیز در آن تزریق شده است. همچنین شبکه‌ی آرماتوربندی به‌قطر ۶mm با فاصله‌ی ۱۵۰ mm از هم، که توسط شاتکریتی به‌ضخامت ۱۰۰ mm سطح حفاری را پوشانده، در نظرگرفته شده است. براثر وقوع زلزله‌یی به‌بزرگی ۴ ریشتر، تغییر مکان‌های زیادی در دیواره‌ی تونل رخ داده و باعث تخریب آن شده است. لازم به ذکر است که در دو مورد فوق عبورگسل از مقطع یا مجاور تونل گزارش نشده است.[۸]

به‌دلیل در نظرگرفتن شرط دوم در تحلیل‌ها لازم است توجه داشته باشیم که در این روش‌ها میزان جرم سازه و خاک ناچیز است و محیط نیز کاملاً کشسان فرض می‌شود، که به نظر می‌رسد با شرایط واقعی خاک فاصله دارد. در این تحقیق که هدف آن بررسی اثر عمق و سربار روی آن است، اثر وزن خاک و به‌تبع آن افزایش وزن سربار تونل و نیز خمیری‌بودن محیط، نتایج حاصل از بررسی را کاملاً تحت تأثیر قرار می‌دهد. به‌همین دلیل این تحقیق برمبنای رفتار واقعی خاک با در نظرگرفتن رفتار خمیری خاک و وزن آن انجام می‌شود و در ادامه، اثر عمق تونل به‌هنگام زلزله بررسی می‌شود.

مدل‌های هندسی، مشخصات مصالح و ویژگی نگاشت‌های زلزله

چنان که اشاره شد، در این تحقیق سعی می‌شود اثر عمق قرارگیری تونل و نیز سختی تونل نسبت به محیط اطراف را در ایجاد نیروهای اضافی حاصل از زلزله در پوشش تونل با یکدیگر مقایسه کنیم. برای این منظور از خاکی با مشخصات ارائه‌شده در جدول‌های ۱ و ۲ استفاده کردیم. یادآور می‌شود که در این تحقیق پارامترهای مکانیکی



شکل ۴. هندسه و ناحیه‌بندی در نرم‌افزار FLAC.

خاک را در هر لایه‌ی ۱۰ متری در عمق ۱۵۰ متر به دست آوردیم. مشخصات مکانیکی مصالح آبرفتی نظیر K، G و E با توجه به مدول برشی دینامیکی G و از روابط ۲۴ تا ۲۶ تعیین می‌شوند.

$$G_{\max} = ۱۲۳۰\,\frac{(۲/۹۷۳ - e)^۲}{۱+e}(OCR)^K \sigma_۰^{\frac{۱}{۲}} \qquad (۲۴)$$

$$E = ۲G(۱+\upsilon) \qquad (۲۵)$$

$$K = \frac{E}{۳(۱-۲\upsilon)} \qquad (۲۶)$$

همان‌طور که در جدول ۱ و ۲ مشاهده می‌شود، در مدل‌سازی خاک با تراکم بالا در نظرگرفته شده است. همچنین از آنجا که تونل در مناطق شهری غالباً در اعماق سطحی ساخته می‌شود، برای بررسی اثر عمق، سه عمق ۱۰، ۱۵ و ۲۵ متری و اثر سختی تونل نسبت به محیط نیز با تغییر در ضخامت پوشش تونل و با سه ضخامت ۳۰، ۴۰ و ۵۰ سانتی‌متر مورد مطالعه قرار می‌گیرد (هندسه و ناحیه‌بندی مدل در شکل ۴ نشان داده شده است).

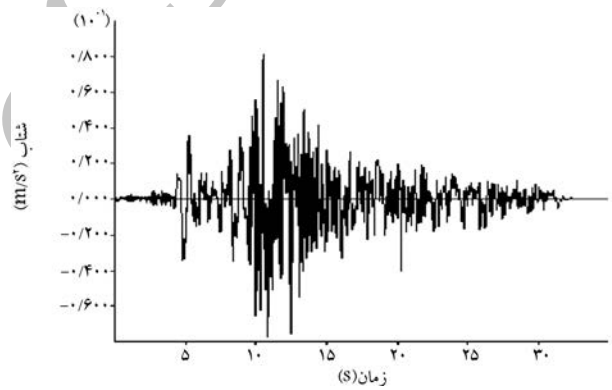
چنان که پیش‌تر نیز مشاهده شد، معادلات تحلیلی و مطالعات انجام شده بیشتر بر روی مقاطع دایره‌یی تونل انجام شده‌اند. یکی از اهداف اصلی این تحقیق مقایسه‌ی نتایج حاصل از روش‌های عددی با روش‌های تحلیلی است؛ چون حفاری مقطع تونل اغلب به‌صورت دایره‌یی انجام می‌شود، تونل دایره‌یی با قطر ۹ متر (قطر تونل‌های شهری نظیر متروی تهران نیز در این حدود است) در نظرگرفته شده است. مرحله‌ی ساخت تونل با فرض انجام حفاری با TBM است که پوشش تونل بلافاصله بعد از حفاری و بدون سیستم نگه‌داری اولیه و در تماس مستقیم با خاک نصب می‌شود. برای مدل‌سازی اثر زلزله، از زلزله‌یی با شدت بالا ــ زلزله‌ی طبس با بزرگی گشتاوری ۷/۳ ریشتر و PGA=۰/۸۳g (شکل ۵) ــ استفاده شده و تأثیرات آن بر سازه‌ی زیرزمینی مورد مطالعه قرارگرفته است.

قبل از مدل‌سازی و اعمال زلزله‌ی در نظرگرفته شده، اندازه‌ی مش‌بندی کنترل می‌شود. در صورتی که کم‌ترین سرعت موج برشی معادل $۲۰۰\,\frac{m}{s}$، و بزرگ‌ترین

Archive of SID
www.SID.ir

جدول ۲. مشخصات مکانیکی خاک به کار رفته در مدل‌سازی عددی (واحدها برحسب پاسکال است).

لایه	عمق	مدول برشی	مدول کشسانی	مدول بالک
۱	۵	$۱/۴۱۶E+۰۸$	$۳/۵۴۰E+۰۸$	$۲/۳۶۰E+۰۸$
۲	۱۵	$۲/۴۵۳E+۰۸$	$۶/۱۳۱E+۰۸$	$۴/۰۸۸E+۰۸$
۳	۲۵	$۳/۱۶۶E+۰۸$	$۷/۹۱۶E+۰۸$	$۵/۲۷۷E+۰۸$
۴	۳۵	$۳/۷۴۶E+۰۸$	$۹/۳۶۶E+۰۸$	$۶/۲۴۴E+۰۸$
۵	۴۵	$۴/۲۴۸E+۰۸$	$۱/۰۶۲E+۰۹$	$۷/۰۸۰E+۰۸$
۶	۵۵	$۴/۶۹۶E+۰۸$	$۱/۱۷۴E+۰۹$	$۷/۸۲۷E+۰۸$
۷	۶۵	$۵/۱۰۵E+۰۸$	$۱/۲۷۶E+۰۹$	$۸/۵۰۹E+۰۸$
۸	۷۵	$۵/۴۸۴E+۰۸$	$۱/۳۷۱E+۰۹$	$۹/۱۴۰E+۰۸$
۹	۸۵	$۵/۸۳۸E+۰۸$	$۱/۴۶۰E+۰۹$	$۹/۷۳۰E+۰۸$
۱۰	۹۵	$۶/۱۷۲E+۰۸$	$۱/۵۴۳E+۰۹$	$۱/۰۲۹E+۰۹$
۱۱	۱۰۵	$۶/۴۸۹E+۰۸$	$۱/۶۲۲E+۰۹$	$۱/۰۸۱E+۰۹$
۱۲	۱۱۵	$۶/۷۹۱E+۰۸$	$۱/۶۹۸E+۰۹$	$۱/۱۳۲E+۰۹$
۱۳	۱۲۵	$۷/۰۸۰E+۰۸$	$۱/۷۷۰E+۰۹$	$۱/۱۸۰E+۰۹$
۱۴	۱۳۵	$۷/۳۵۸E+۰۸$	$۱/۸۳۹E+۰۹$	$۱/۲۲۶E+۰۹$
۱۵	۱۴۵	$۷/۶۲۵E+۰۸$	$۱/۹۰۶E+۰۹$	$۱/۲۷۱E+۰۹$



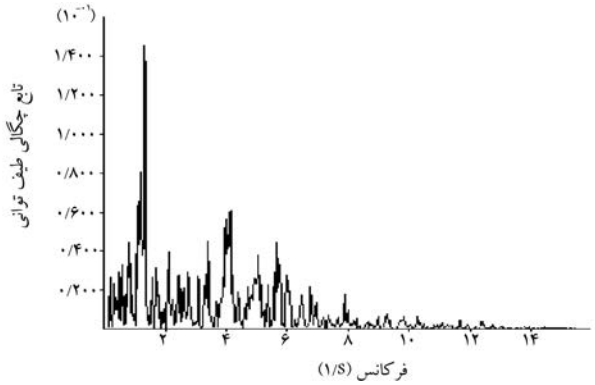
شکل ۵. شتاب‌نگاشت زلزله‌ی ورودی برحسب m/s^2.

اندازه‌ی مش در شبکه معادل $۲m$ (ΔL) لحاظ شود، خواهیم داشت:

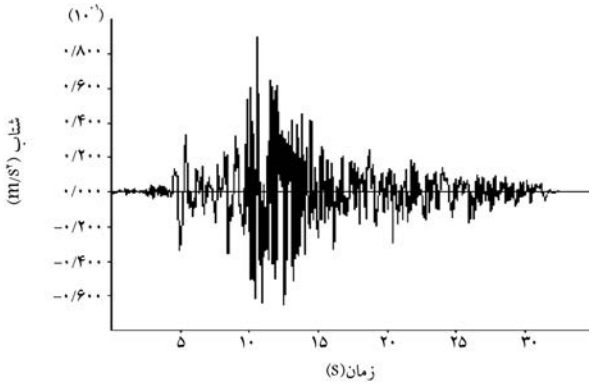
$$f_{\max} = \frac{C_S}{۱۰\Delta L} \quad \Rightarrow \quad f_{\max} = \frac{۲۰۰}{۱۰(۲)} = ۱۰ \qquad (۲۷)$$

$f_{\max}$ بیشترین فرکانس زلزله‌ی رخ‌داده است. این بدان معناست که فرکانس‌های بزرگ‌تر از ۱۰ هرتز در زلزله‌ی مذکور باید فیلتر شوند. برای این منظور باید طیف شتاب تشکیل، و اصلاحی موسوم به اصلاح خط پایه درمورد زلزله‌ی طبس انجام شود. محتوای فرکانسی موج زلزله از طیف دامنه‌ی فوریه و یا طیف توان (یا تابع چگالی طیف توانی) که به‌وسیله‌ی تابع $F.F.T.$ تاریخچه زمانی شتاب (شکل ۶) تعیین می‌شود، به دست می‌آید. در شکل ۷ نیز تابع شتاب‌نگاشت بعد از فیلترشدن مشاهده می‌شود؛ مراحل بعدی کار

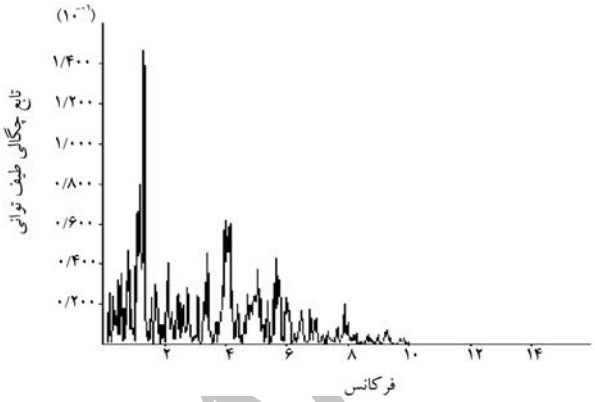
با این شتاب‌نگاشت ادامه می‌یابد. در شکل ۸ نیز تابع $F.F.T.$ فیلترشده مشاهده می‌شود. در ادامه، به‌ترتیب سرعت‌ها و تغییر مکان‌های ناشی از رکورد شتاب زلزله به دست می‌آید (شکل ۹ و ۱۰). همان‌طور که مشاهده می‌شود، تغییر مکان



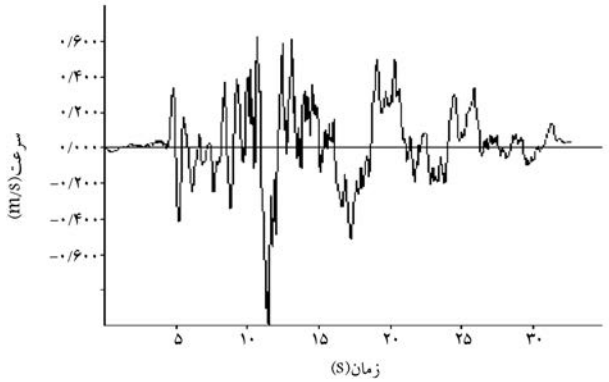
شکل ۶. تابع $F.F.T.$ تاریخچه زمانی شتاب.



شکل ۷. شتاب‌نگاشت زلزله‌ی ورودی فیلترشده برحسب m/s^2.



شکل ۸. تابع $F.F.T.$ تاریخچه زمانی شتاب اصلاح‌شده.



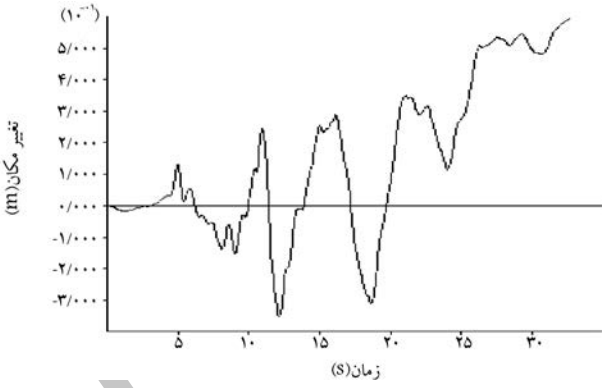
شکل ۹. تابع سرعت‌نگاشت بعد از فیلترکردن تابع شتاب.

www.SID.ir

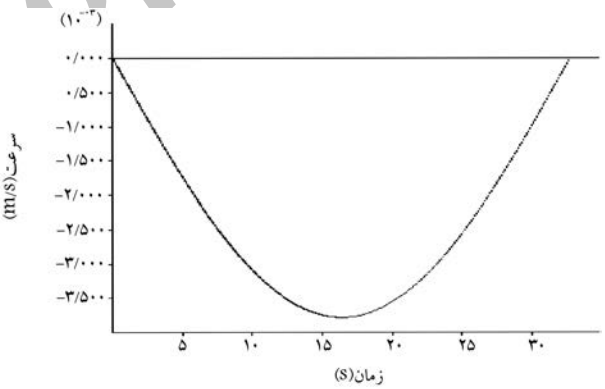
نهایی به دست آمده صفر نیست. برای این امر یک تابع سینوسی با فرکانس کم (شکل ۱۱) به تابع سرعت‌نگاشت افزوده می‌شود تا تغییر مکان نهایی صفر شود.

شکل ۱۲ تابع سرعت‌نگاشت اصلاح‌شده را نشان می‌دهد، و شکل ۱۳ نیز به‌منظور کنترل، تابع تغییر مکان را بعد از آن که تابع سرعت اصلاح شد، نشان داده است. چنان که مشاهده می‌شود، تغییر مکان نهایی صفر است. از تابع سرعت‌نگاشت اصلاح شده در محاسبه‌ی تنش‌های برشی که در ادامه بیان می‌شود، استفاده شده است.

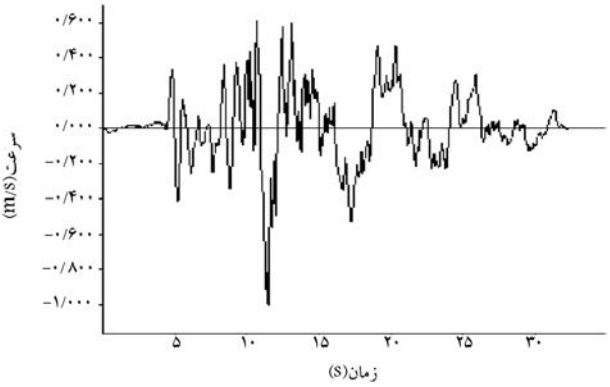
بعد از مراحل ذکرشده، به مدل‌سازی مرحله‌یی مسئله پرداختیم. بدین‌ترتیب که پس از برقراری تنش‌ها و حالت اولیه‌ی محیط، مرحله‌ی حفاری براساس روش ارائه‌شده در سال ۱۹۷۹ انجام شد که مبتنی بر آزادسازی تنش است. در این روش مدل‌سازی، قسمتی از پایداری تونل توسط خاک تأمین می‌شود و مابقی به پوشش



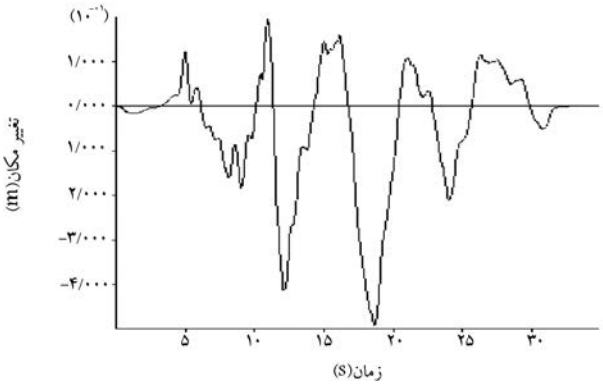
شکل ۱۰. تاریخچه زمانی تغییر مکان زلزله‌ی ورودی.



شکل ۱۱. تابع سینوسی افزوده‌شده به تابع سرعت.



شکل ۱۲. تابع سرعت نهایی بعد از اصلاح خط پایه.



شکل ۱۳. تاریخچه زمانی تغییر مکان بعد از اصلاح.

تونل تحمیل می‌شود. نصب پوشش پس از آزادسازیِ مقداری از تنش انجام می‌شود. در واقع هرقدر میزان ترخیص تنش‌ها بیشتر باشد، مقدار نیروی وارده بر پوشش تونل کم‌تر می‌شود. آزادسازی تنش به میزانی انجام می‌شود که تغییر مکان‌های تونل (محل حفاری) و همچنین تغییر مکان‌ها در سطح زمین، با توجه به آن که در محیط شهری حفاری می‌شود، بیش از حد مجاز نشود. در این مدل‌ها معمولاً آزادسازی تنش تا اندازه‌یی انجام می‌شود که تغییر مکان نهایی روی سطح زمین ــ قبل و بعد از نصب پوشش ــ بیش از ۱٫۵ سانتی‌متر نشود. این میزان برای خاک مورد نظر برابر ۳۰٪ به دست آمده است.

پوشش تونل از تعدادی المان سازه‌یی خطی تشکیل شده، که نوعی تیر است. مشخصات هندسیِ مقاطع پوشش تونل در جدول ۳ ارائه شده است. مشخصات مصالح بتن نیز عبارت است از:

$$\rho = ۲۵۰۰\frac{Kg}{m^۳} \quad و \quad ShapeFactor = ۰٫۵$$

$$f'_c = ۳۰۰\frac{Kg}{Cm^۲} \quad (E = ۱۵۱۰۰\sqrt{f_c})$$

$$\Rightarrow E = ۲٫۵۷ \times ۱۰^{۱۰} Pa \quad و \quad v = ۰٫۲$$

«ضریب شکل» پارامتری است که به‌طور مشخص منطبق با سطح مقطع در نظر گرفته شده برای شکل‌های مختلف المان خطی است. با توجه به دستورالعمل نرم‌افزار، ضریب شکل ۰٫۵ اختیار می‌شود. مشخصات سطح مشترک خاک و سازه نیز مطابق جدول ۴ است. لازم به ذکر است SHjTt نشان‌دهنده‌ی مدل خاک(S) در عمق j(H) با ضخامت t(T) است و K_n و K_s به‌ترتیب ضرایب سختی فنر در اندرکنش خاک و سازه در حالت نرمال و برشی است. محققین در سال ۱۹۸۷

جدول ۳. مشخصات هندسی پوشش تونل.

ضخامت پوشش تونل (m)	۰٫۳	۰٫۴	۰٫۵
مساحت بر واحد طول ($m^۲/m$)	۰٫۳	۰٫۴	۰٫۵
ممان اینرسی بر واحد طول ($m^۴/m$)	۰٫۰۰۲۳	۰٫۰۰۵	۰٫۰۱۰۴۱

جدول ۴. مشخصات سطح مشترک خاک و سازه.

ویژگی‌های المان سطح مشترک	K_s , K_n	چسبندگی (Pa)	زاویه‌ی اصطکاک داخلی
SH۱۰Tt	۱٫۴۳E۸	۰٫۰	۲۳٫۰
SH۱۵Tt	۱٫۵۸E۸	۰٫۰	۲۳٫۰
SH۲۵Tt	۱٫۸E۸	۰٫۰	۲۳٫۰

Archive of SID
www.SID.ir

مطرح کردند که ضرایب فنر تابعی از طول موج برخورد کرده هستند:

$$K_n = K_s = \frac{16\pi G_m(1-\upsilon_m)}{(3-4\upsilon_m)}\frac{d}{L} \qquad (28)$$

بعد از انجام مراحل مدل‌سازی ایستا که با نصب پوشش تونل خاتمه یافت و تعادل ایستا و نیروهای پوشش تونل در این مرحله مشخص شد، مرحله‌ی تحلیل پویا آغاز می‌شود.

مرحله‌ی تحلیل پویا با اختصاص مشخصات میرایی به مصالح آغاز می‌شود. میرایی حقیقی برای خاک، میرایی هیسترتیک است ولی به‌علت آن که مدل‌سازی عددی این میرایی مشکل است، از میرایی رایلی به‌جای آن استفاده شده است. برای مدل‌کردن شرایط بی‌نهایت در محیط، مرزهای دینامیکی به سیستم اعمال شده است. بدین‌ترتیب لازم است برای مرزهای کناری شرایط مرزی میدان آزاد، و برای مرزهای پایینی مرز آرامش (ویسکوز) به محیط اعمال شود تا اثر انعکاس امواج کمینه شود. برای آن که بتوان از میرایی رایلی به‌جای میرایی هیسترتیک استفاده کرد، لازم است محدودیت‌هایی اعمال شود، از جمله این که پارامترهای میرایی رایلی خاک از بیشترین سطح کرنش کشسان میرایی هیسترتیک به دست آورده شود. این پارامترها منطبق‌اند بر سطح کرنش یکنواخت خطی ۰٫۰۶۵ درصد (۶۵٪ متوسط کرنش‌های کشسان بیشینه در مدل است). به‌عقیده‌ی کرامر، کرنش‌های معادل یا مؤثر در ۶۵٪ کرنش بیشینه اتفاق می‌افتد. بر پایه‌ی این نظریه، برای هر خاک در هر لایه و در سطح کرنشِ ذکر شده مدول برشی اولیه برحسب عمق به مقادیری کاهش می‌یابد و نسبت میرایی برای خاک برحسب عمق نیز به دست می‌آید. در جدول ۵ مدول برشی کاهش یافته، تغییرات نسبت میرایی بحرانی و سرعت موج برشی ارائه شده است.

با تعریف مرز ویسکوز، موج به‌صورت موج تنش است؛ موج شتاب یا موج سرعت را به مرز ویسکوز نمی‌توان اعمال کرد. برای این منظور با استفاده از رابطه‌ی ۲۹ موج سرعت به موج تنش تبدیل شده و به مرز پایین اعمال می‌شود.[9]

$$\sigma_s = 2(\rho C_s)v_s \qquad (29)$$

که در آن σ_s تنش برشی اعمال‌شده، ρ چگالی جرمی، v_s سرعت ذره‌یی برشی، و C_s سرعت انتشار امواج S در محیط است که از رابطه‌ی ۳۰ به دست می‌آید:[9]

$$C_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \qquad (30)$$

G مدول برشی خاک است. با انجام مراحل مدل‌سازی و پایان حل مدل‌های ساخته‌شده، در ادامه نتایج به دست آمده بررسی می‌شود.

جدول ۵. مدول برشی کاهش یافته، تغییرات نسبت میرایی بحرانی و سرعت موج برشی.

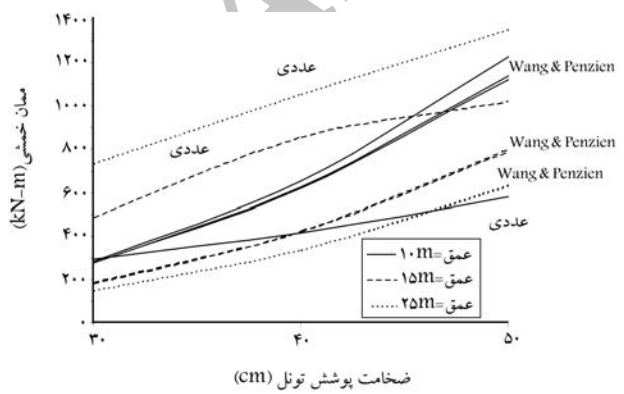
لایه	عمق	مدول برشی کاهش یافته (پاسکال)	تغییرات نسبت میرایی بحرانی	سرعت موج برشی (متر بر ثانیه)
۱	۵	$4.531E+07$	۰٫۲۱۱	۲۶۰
۲	۱۵	$1.167E+08$	۰٫۱۶۳	۳۴۲
۳	۲۵	$1.740E+08$	۰٫۱۴۰	۳۸۸
۴	۳۵	$2.234E+08$	۰٫۱۲۵	۴۲۲
۵	۴۵	$2.676E+08$	۰٫۱۱۵	۴۵۰
۶	۵۵	$3.079E+08$	۰٫۱۰۷	۴۷۳
۷	۶۵	$3.453E+08$	۰٫۱۰۱	۴۹۳
۸	۷۵	$3.802E+08$	۰٫۰۹۵	۵۱۱
۹	۸۵	$4.132E+08$	۰٫۰۹۱	۵۲۷
۱۰	۹۵	$4.445E+08$	۰٫۰۸۷	۵۴۲
۱۱	۱۰۵	$4.743E+08$	۰٫۰۸۴	۵۵۶
۱۲	۱۱۵	$5.029E+08$	۰٫۰۸۱	۵۶۹
۱۳	۱۲۵	$5.304E+08$	۰٫۰۷۸	۵۸۱
۱۴	۱۳۵	$5.569E+08$	۰٫۰۷۵	۵۹۲
۱۵	۱۴۵	$5.825E+08$	۰٫۰۷۳	۶۰۳

بررسی پاسخ پویای اندرکنش خاک و سازه‌ی تونل در برابر زلزله

در این بخش میزان نیروهای وارد بر پوشش تونل بعد از وقوع زلزله بررسی می‌شود. همچنین نتایج حاصل از روش عددی تفاضل محدود با روش تحلیلی ارائه‌شده (روش Wang و Penzien در دو حالت لغزش و عدم لغزش رخ داده در سطح مشترک بین سازه‌ی تونل و محیط) مقایسه شده و نتایج آن ارائه می‌شود.

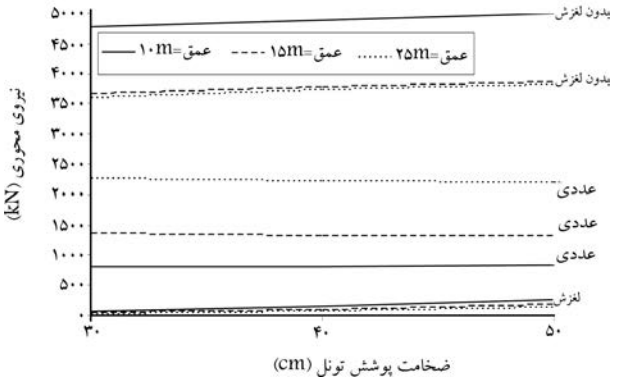
در شکل ۱۴ ممان‌های حاصل از روش عددی و تحلیلی بر اثر تکان‌های زلزله ارائه شده است. با توجه به شکل ۱۴ مشاهده می‌شود که در هر دو روش عددی و تحلیلی با افزایش ضخامت بر میزان ممان‌ها افزوده می‌شود؛ همچنین با افزایش عمق تونل در روش عددی بر میزان نیروها افزوده می‌شود اما در روش تحلیلی از میزان نیروها کاسته می‌شود. از هر دو روش تحلیلی اشاره شده مقدار ممان‌های مشابهی نتیجه می‌شود، ولی با روش عددی اختلاف دارند.

در شکل ۱۵ نیروهای محوری بین دو روش تحلیلی Wang و روش عددی به کار رفته در این تحقیق مقایسه شده‌اند. چنان که مشاهده می‌شود، در روش تحلیلی که در دو حالت امکان لغزش و عدم لغزش بین محیط و پوشش تونل بررسی شده، بین نیروهای محوری به وجود آمده اختلاف قابل توجهی وجود دارد. حالت واقعی نیروهای محوری به‌وجود آمده در پوشش تونل در محدوده‌ی بین این دو حالت قرار دارد که نتایج حاصله نیز مطابق پیش‌بینی‌ها است. تغییر سختی (ضخامت) پوشش تونل تأثیری در میزان نیروهای حاصله ندارد. در روش عددی با افزایش عمق بر میزان نیروها افزوده می‌شود، در حالی که روش تحلیلی کاهش نیرو را نتیجه می‌دهد.

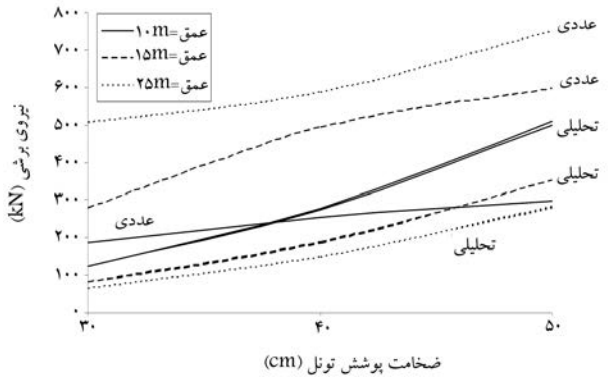


شکل ۱۴. مقایسه‌ی ممان‌های حاصل از روش عددی و تحلیلی بر اثر تکان‌های زلزله.

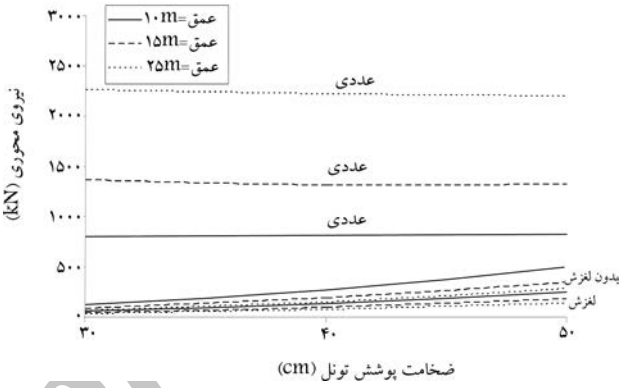
Archive of SID
www.SID.ir



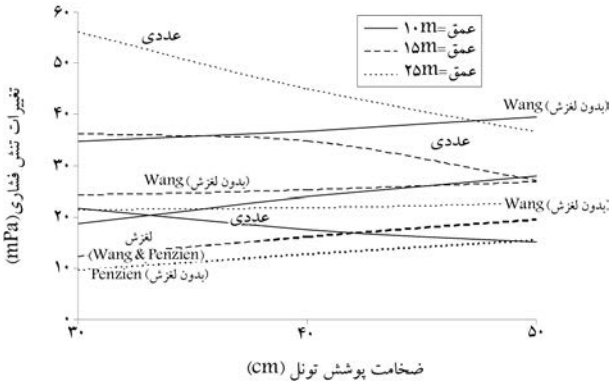
شکل ۱۵. مقایسه‌ی نیروهای محوری ناشی از زلزله حاصل از روش عددی و روش تحلیلی Wang.



شکل ۱۷. مقایسه‌ی نیروهای برشی ناشی از زلزله حاصل از روش عددی و روش تحلیلی.



شکل ۱۶. مقایسه‌ی نیروهای محوری ناشی از زلزله حاصل از روش عددی و روش تحلیلی Penzien.



شکل ۱۸. مقایسه‌ی تنش‌های فشاری ناشی از زلزله حاصل از روش عددی و روش تحلیلی.

به‌منظور تکمیل نتیجه‌گیری‌ها، نیروهای محوری حاصل از روش عددی با روش تحلیلی Penzien در شکل ۱۶ مقایسه شده است. چنان که اشاره شد و نیز در مقایسه‌ی دو شکل ۱۵ و ۱۶ نیز مشاهده می‌شود، اختلاف عظیمی بین دو روش تحلیلی Wang و Penzien ــ در حالتی که لغزشی بین تونل و محیط وجود ندارد ــ دیده می‌شود. توصیه شده است از روش تحلیلی Penzien در به دست آوردن نیروهای محوری استفاده نشود. چنان که مشاهده می‌شود، مطابق پیش‌بینی‌های انجام شده اختلاف زیادی بین دو روش تحلیلی و نیز روش عددی و روش تحلیلی Penzien وجود دارد که تأکید می‌کند که از این روش تحلیلی در به دست آوردن نیروی محوری که با عدم اطمینان زیادی همراه است، استفاده نشود. همچنین در روش عددی با افزایش سختی، در میزان نیروهای محوری تغییری حاصل نمی‌شود، ولی روش تحلیلی Penzien افزایش نیرو را به همراه دارد. با افزایش عمق نیز در روش عددی بر میزان نیروها افزوده می‌شود، در حالی که این روش تحلیلی کاهش نیرو را نشان می‌دهد.

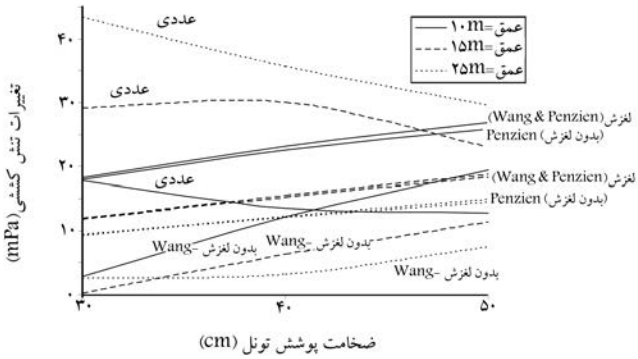
با توجه به شکل ۱۷ مشاهده می‌شود که در روش عددی با افزایش سختی سازه‌ی تونل بر میزان نیروهای برشی نیز افزوده می‌شود. در روش تحلیلی Penzien نیز براثر افزایش سختی شاهد افزایش نیروها هستیم. همچنین افزایش عمق تونل در روش عددی افزایش نیرو را به همراه دارد، ولی در روش تحلیلی کاهش نیرو وجود دارد (باید توجه داشت که در روش Wang نیروی برشی محاسبه نمی‌شود).

برای نتیجه‌گیری عملی تنش‌های به وجود آمده توسط روش‌های عددی و تحلیلی مقایسه می‌شود. هدف از این کار، مقایسه‌ی کلی بین دو روش فوق است تا دریابیم که درصورت استفاده از روش تحلیلی و با توجه به اختلاف زیاد در میزان نیروهای محوری به دست آمده، آیا روش تحلیلی می‌تواند به طراحی رضایت‌بخشی منجر شود یا خیر؟ دلیل دوم این بررسی، ارزیابی میزان ریسک سازه در دو حالت عددی و تحلیلی است. افزایش احتمالیِ میزان تنش‌ها، نشان‌دهنده‌ی افزایش ریسک است.

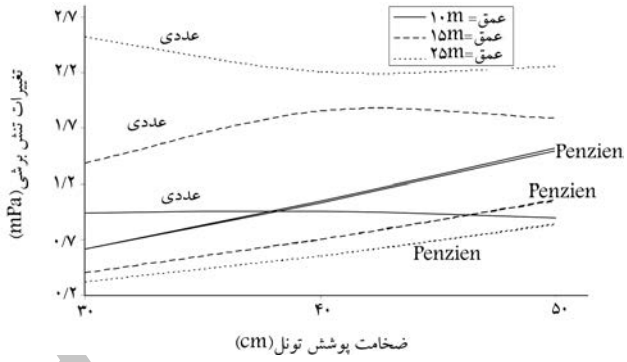
در شکل ۱۸ تنش‌های فشاری ناشی از زلزله، حاصل از روش عددی و تحلیلی مقایسه شده‌اند. در ارتباط با تنش فشاری مشاهده می‌شود که با افزایش سختی سازه‌ی تونل در روش عددی از میزان تنش‌ها کاسته می‌شود، اما در روش تحلیلی با افزایش سختی، بر میزان تنش‌ها افزوده شده است. لازم به ذکر است که افزایش سختی باعث افزایش نیروها شده است، ولی اساساً باید منجر به کاهش تنش شود که شاهد خلاف این موضوع در روش تحلیلی هستیم. همچنین با افزایش عمق تونل، میزان تنش‌ها در روش عددی افزایش می‌یابد در حالی که در روش تحلیلی با کاهش تنش مواجه هستیم. روش Wang در شرایط عدم لغزش در اعماق کم‌تر تقریب قابل اطمینانی را ارائه می‌دهد.

در شکل ۱۹ و ۲۰ نیز نتایج مشابهی به‌ترتیب در ارتباط با تنش کششی و تنش برشی مشاهده می‌شود. در شکل‌های ۲۱ تا ۲۳ تاریخچه زمانی تغییر مکان‌های افقی در چند عمق مشاهده می‌شود (یادآور می‌شود که ضخامت تونل تأثیری بر میزان تغییر مکان‌های افقی تونل، که کاملاً تحت تأثیر تغییر مکان‌های افقی محیط است، ندارد)، در هر نوعی از خاک هرچه عمق بیشتر می‌شود، مقادیر تغییر مکان‌های افقی کاهش می‌یابند. ذکر این نکته ضروری است که تغییر مکان‌های افقی سیستم

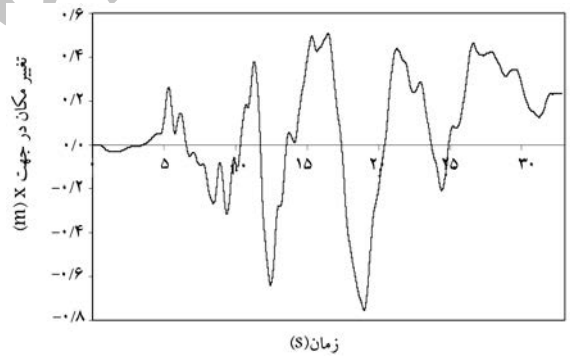
Archive of SID
www.SID.ir



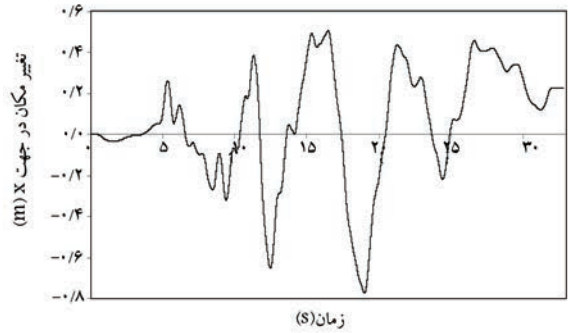
شکل ۱۹. مقایسه‌ی تنش‌های کششی ناشی از زلزله حاصل از روش عددی و روش تحلیلی.



شکل ۲۰. مقایسه‌ی تنش‌های برشی ناشی از زلزله حاصل از روش عددی و روش تحلیلی.



شکل ۲۱. تاریخچه زمانی تغییر مکان افقی تونل تحت تحریک زلزله در عمق ۱۰ متری.

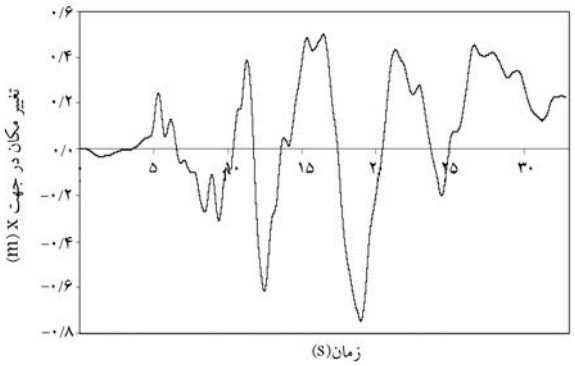


شکل ۲۲. تاریخچه زمانی تغییر مکان افقی تونل تحت تحریک زلزله در عمق ۱۵ متری.

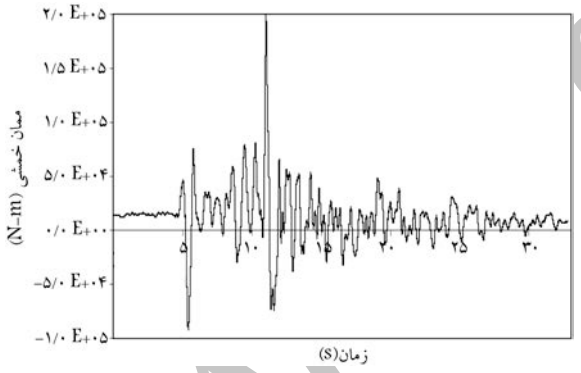
با تغییر مکان‌های نسبی بین دو نقطه که موجب افزایش نیروها و تنش‌ها می‌شود، متفاوت است.

در شکل ۲۴ نمونه‌یی از تاریخچه زمانی ممان خمشی مشاهده می‌شود. توجه شود که ممان خمشی در پایان مدت زمان زلزله نزدیک به مقدار آن در ابتدای زلزله است. این نمودار نشان‌دهنده‌ی انطباق ممان خمشی با زلزله‌ی رخ‌داده است. از طرفی در شکل ۲۵ مشاهده می‌شود که تابع فوریه ممان خمشی نیز منطبق با تابع فوریه زلزله ورودی است.

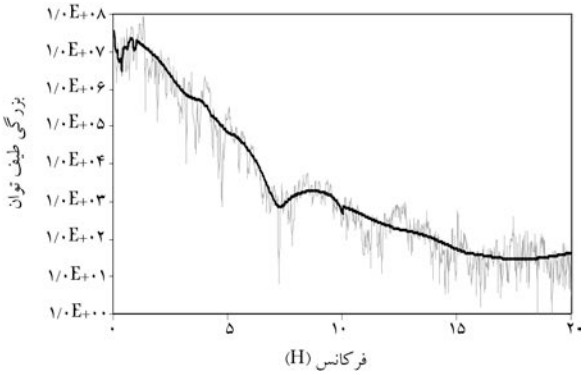
مطابق انتظار، بیشترین مقادیر نیرو در فرکانس‌های کم زلزله اتفاق می‌افتد، به‌طوری که فرکانس‌های بالای زلزله اثر ناچیزی در میزان نیروهای حاصله دارند. همان‌طورکه ملاحظه می‌شود، بیشترین شتاب‌های زلزله در فرکانس‌های کم رخ داده،



شکل ۲۳. تاریخچه زمانی تغییر مکان افقی تونل تحت تحریک زلزله در عمق ۲۵ متری.



شکل ۲۴. نمونه‌یی از تابع تاریخچه زمانی ممان خمشی در عمق ۱۰ متری.



شکل ۲۵. نمونه‌یی از تابع $F.F.T.$ تاریخچه زمانی ممان خمشی.

www.SID.ir

که در غالب زلزله‌ها نیز به‌همین ترتیب است (لازم به یادآوری است، فرکانس غالب زلزله‌ی به کارگرفته شده ۱٫۳ هرتز است).

نتیجه‌گیری

۱. با افزایش عمق تونل، که با افزایش سربار تونل همراه است، ناحیه‌ی خمیری اطراف تونل نیز افزایش می‌یابد و به‌تبع آن بر میزان نیروها و تنش‌های وارد بر سازه تونل افزوده می‌شود. در این تحقیق، تحلیل پویای بعد از مراحل ساخت و حفاری تونل انجام شده است. همان‌طور که در مرحله‌ی ساخت و حفاری مشاهده شد، عملیات نصب پوشش بعد از مدل‌سازی حفاری انجام می‌شود که مدل‌سازی حفاری نیز براساس آزادسازی تنش است. یعنی با این عمل، خاک را می‌توان به‌عنوان سربار بر سازه‌ی تونل وارد کرد، اما نتایج حاصل از روش‌های تحلیلی عنوان می‌کنند که با افزایش عمق تونل میزان آسیب کاهش می‌یابد. یادآور می‌شود که در این روش‌ها میزان جرم سازه و خاک ناچیز و همچنین محیط کاملاً کشسان فرض می‌شود، که به نظر می‌رسد اختلاف حاصله بر اثر در نظرگرفتن وزن خاک و افزایش وزن سربار تونل و همچنین محیط خمیری باشد. در این تحقیق براساس نتایج به دست آمده می‌توان ادعا کرد که با افزایش عمق تونل در خاک که همراه با افزایش میزان سربار همراه است میزان خطر و آسیب‌پذیری در تونل نیز افزایش یافته است.

۲. چنان که مشاهده شد با افزایش ضخامت پوشش تونل که همراه با افزایش سختی است، نیروهای واقع بر آن نیز افزایش می‌یابد که مطابق پیش‌بینی‌های انجام شده است.

۳. نیروهای بیشینه‌ی به وجود آمده در سازه در بیشینه تغییر مکان افقی به دست نمی‌آید، بلکه مقادیر بیشینه‌ی نیرو در زمانی که بیشترین مقدار سرعت (یا شتاب) وجود دارد، حاصل می‌شود. رابطه‌یی بین نیروهای به وجود آمده در پوشش تونل و تغییر مکان‌های سازه که ناشی از تغییر مکان‌های محیط است، وجود ندارد. چنان که نتایج حاصله نشان می‌دهد، در تمامی حالات مختلف تاریخچه زمانی تغییر مکان‌های سازه کاملاً تحت تأثیر تاریخچه زمانی تغییر مکان‌های به دست آمده از شتاب زلزله است، و تمامی پاسخ‌های به دست آمده تقریباً مشابه یکدیگرند و اختلاف قابل توجهی ندارند. در پاسخ سازه در قالب نیروهای به دست آمده تفاوت‌های کاملاً آشکاری ناشی از عمق تونل مشاهده می‌شود و به نظر می‌رسد نتوان تغییر مکان‌های به وجود آمده سازه و محیط را با نیروها رابطه‌مند کرد. مشاهده می‌شود که در یک تغییر مکان مشخص که در طول زمان زلزله چندین بار تکرار شده، نیروها و ممان‌های متفاوتی حاصل شده است؛ همچنین مشاهده شد که بیشینه نیرو در بیشینه تغییر مکان اتفاق نمی‌افتد.

۴. با توجه به طیف‌های به دست آمده از نیروها مشاهده می‌شود که بیشترین میزان نیروها در فرکانس‌های کم زلزله به وجود می‌آید.

۵. نتایج حاصل از روش‌های تحلیلی و عددی انطباق خوبی با یکدیگر ندارند و روش‌های تحلیلی در بیشتر مواقع منجر به جواب‌های غیرواقعی می‌شوند که پاسخ‌گو نیز نیستند. نکته‌ی قابل توجه دیگر آن که براساس نتایج به دست آمده از روش‌های تحلیلی افزایش تنش‌ها همراه با افزایش ضخامت پوشش تونل است که کاملاً عکس نتیجه به دست آمده از روش‌های عددی است. با افزایش ضخامت پوشش تونل تنش‌ها کاهش می‌یابد که به نظر می‌رسد این موضوع منطقی باشد؛ زیرا اگرچه با افزایش ضخامت شاهد افزایش نیروها هستیم ولی باید منجر به کاهش خطرپذیری زلزله شود که خلاف آن چیزی است که در نتایج تحلیلی به دست آمده مشاهده می‌شود، اما این مسئله تطابق خوبی با نتایج حاصل از روش عددیِ به کار رفته دارد.

براساس یک جمع‌بندی کلی شاید بتوان اظهار داشت که از روش‌های تحلیلی تنها برای تخمین میزان نیروها و تنش‌ها قبل از استفاده از یک مدل کامل عددی می‌توان استفاده کرد.

منابع

1. Wang, Jaw-Nan (Joe), *Seismic Design of Tunnels,* A Simple State -of-the-Art Design Approach Parsons Brinckerhoff Quade & Douglas, Inc. (June 1993).
2. Hashash Youssef, M.A.; Hooka Jeffrey, J.; Schmidtb B. and Yaoa John, I.C. "Seismic design and analysis of underground structures", *Tunnelling and Underground Space Technology,* pp. 247-293 (2001).
3. Hashash Youssef, M.A.; Tseng Wen, S. and Krimotat A., *Seismic Soil-Structure Interaction Analysis for Immersed Tube Tunnels Retrofit,* Geotechnic Earthquake Eng. Soil Mech III.2, 1380-1391, ASCE Geotechnical Special Publication (75) (1998).
4. Hashash Youssef, M.A., *Seismic Behavior of Underground Structures and Site Response,* University of Illinois at Urbana Champaign, Urbana, IL, USA. (2002).
5. St. John, C.M. and Zahrah, T.F. "A seismic design of underground structures", *Tunneling Underground Space Technology,* pp. 165-197 (1987).
6. Hashash Youssef, M.A.; Park, D. and Chiang Yao John, I. "Ovaling deformations of circular tunnels under seismic loading, an update on seismic design and analysis of underground structures", *Tunnelling and Underground Space Technology,* **20**, pp. 435-441 (2005).
7. Penzien, J. "Seismically induced racking of tunnel linings", *Int. J. Earthquake Eng. Struct. Dynamics,* **29**, pp. 683-691 (2000).
8. Ortlepp William, D. "The behaviour of tunnels at great depth under large static and dynamic pressures", *Tunnelling and Underground Space Technology,* pp. 41-48 (2001).
9. FLAC - Fast Lagrangian Analysis of Continua User's Manual (2002).

Archive of SID
www.SID.ir