



دانشگاه صنعتی امیرکبیر
(پلی تکنیک تهران)

دوره ۴۸، شماره ۲، تابستان ۱۳۹۵، صفحه ۱۹۹ تا ۲۰۵
Vol. 48, No. 2, Summer 2016, pp. 199-205



نشریه علمی پژوهشی امیرکبیر - مهندسی عمران و محیط زیست

Amirkabir Journal of Science & Research
Civil and Environmental Engineering
(ASJR-CEE)

حل تحلیلی و عددی پوشش تونل‌ها در اثر بارهای لرزه‌ای و بررسی عوامل تاثیر گذار بر آن

شبنم ولی اسکویی^{۱*}، علی لکی روحانی^۲

۱- کارشناسی ارشد، دانشگاه زنجان، دانشکده فنی، گروه عمران
۲- استادیار، دانشگاه زنجان، دانشکده فنی، گروه عمران

(دریافت: ۱۳۹۲/۳/۱۷، پذیرش: ۱۳۹۴/۷/۶)

چکیده

سازه‌های زیرزمینی از جمله تونل‌ها، عناصر مهمی در شبکه‌های حمل و نقل و سرویس هستند که به دلیل محصورشدگی در زمین و تحمل تنش‌های برجای بزرگ رفتار لرزه‌ای متفاوتی با سازه‌های سطحی از خود نشان می‌دهند. در این مقاله حل‌های تحلیلی ارائه شده برای تونل‌های دایروی، در مقابل بارهای استاتیکی و لرزه‌ای نشان داده می‌شود. سپس برای یک مقطع از تونل شهری بانکوک، نیروهای داخلی ایجاد شده در پوشش تونل با استفاده از حل‌های تحلیلی بدست آمده و مورد ارزیابی قرار می‌گیرند. همان مساله به صورت عددی و با استفاده از روش تفاضل محدود و برای شتاب‌های افقی و قائم مختلف، نیز حل می‌شود و با حل‌های تحلیلی مقایسه می‌گردد. مطابق با نتایج بدست آمده با افزایش ضریب شتاب افقی زلزله، نیروی محوری و لنگر خمشی پوشش تونل افزایش می‌یابد. همچنین مشاهده شد که با افزایش عمق تونل، نیروی ایجاد شده در پوشش بتنی تونل، افزایش می‌یابد اما شتاب قائم زمین تاثیر کمی بر روی تنش‌ها دارد. در مورد تاثیر نسبت تنش‌های برجا، هر چه که این نسبت از محدوده عدد یک دورتر شود (کمتر یا بیشتر)، تنش ایجاد شده در پوشش افزایش می‌یابد.

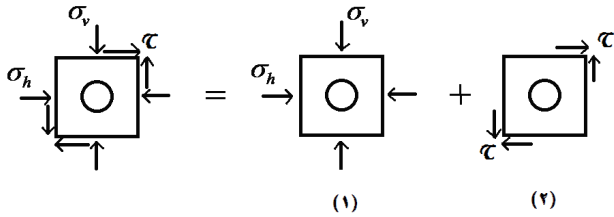
کلمات کلیدی:

سازه‌های زیر زمینی، حل تئوری، حل عددی، ضریب شتاب افقی زلزله، نسبت تنش‌های برجا

۱- مقدمه

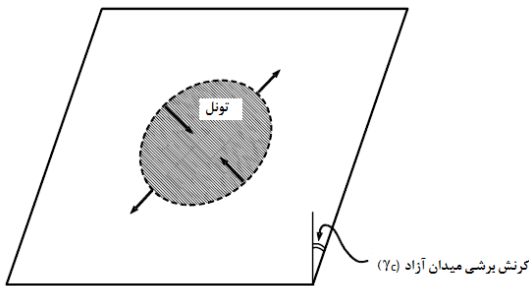
تونل‌ها به طور کلی عملکرد بهتری در مقابل بارهای لرزه‌ای نسبت به سازه‌های سطحی دارند، به طوری که تا قبل از سال ۱۹۹۵ در مقابل بارهای دینامیکی طراحی نمی‌شدند. اما زلزله‌های دهه ۱۹۹۰ میلادی باعث خرابی جدی برخی از تونل‌ها گردید. به‌عنوان مثال می‌توان به زلزله سال ۱۹۹۹ Chi Chi تایوان و خسارت وارده به تونل‌های کوهستانی، زلزله سال ۱۹۹۹ Duzce ترکیه و خرابی بخشی از تونل‌های دوقلوی Bolu و زلزله سال ۱۹۹۵ Kobe ژاپن و ریزش متروی Diakia، اشاره کرد [۳]. بعد از این تاریخ توجه محققین مختلف به تحلیل دینامیکی تونل‌ها معطوف گردید. برای شناخت رفتار تونل‌ها در بارهای لرزه‌ای، نیازی نیست که تونل در معرض شتابنگاشت خاصی قرار گیرد و رفتارش ارزیابی گردد، چون این کار نیازمند صرف هزینه بالایی است بلکه می‌توان بار معادل برشی را بر مرزهای محدوده مورد نظر اعمال کرد و اعوجاج و بیضی شدگی تونل را اندازه گیری و بر اساس آن نیروی‌های وارد بر پوشش را بدست آورد. این مسیری است که اغلب محققین برای رسیدن به نیروی پوشش آن را طی کرده‌اند. به عنوان مثال Einstein و Schwartz (۱۹۷۹)، حل‌های تحلیلی ساده‌ای را برای نیرو و لنگر خمشی در پوشش تونل در معرض بارهای استاتیکی ارائه کردند [۲]. Wang (۱۹۹۳)، Pen-zien و Wu (۱۹۹۸) حل‌های بسته‌ای را برای محاسبه نیروها در پوشش تونل که در معرض تغییر شکل استاتیکی معادل قرار دارند، پیشنهاد کردند [۸و۷]. Hashash و همکارانش (۲۰۰۱ و ۲۰۰۵)، اختلاف مهمی را بین حل‌های Wang و Penzien در محاسبه نیروها در پوشش تونل معرفی کردند که با یک روش عددی مقایسه شده بودند [۳و۴]. Bobet (۲۰۰۳)، روابط استاتیکی Einstein و Schwartz را برای تعیین بارهای لرزه‌ای در پوشش تونل‌ها گسترش داد [۱]. حل تحلیلی دیگری معطوف به PTTO در سال ۲۰۰۹ توسط Kyung-Ho Park و همکارانش ارائه شد که با استفاده از ضریب انعطاف پذیری فوری به محاسبه روابط بین جابجایی‌ها و نیروهای اندرکنش پوشش - خاک پرداخته است [۵].

نیروی برشی τ ، که به طور مستقیم از شتاب افقی زمین بدست می‌آید و نماینده بارهای لرزه‌ای است.



شکل ۱: نمایشی شماتیک از بارگذاری مساله [۶].

لازم به ذکر است که برخلاف پیشنهاد ارائه شده در بالا برای تنش برشی، در مطالعات گذشته مثل حل Penzien و Wu (۱۹۹۸) و همچنین Hashash و همکارانش (۲۰۰۱ و ۲۰۰۵)، این تنش با استفاده از کرنش برشی میدان آزاد (شکل ۲) به دست آورده می‌شد.



شکل ۲: کرنش برشی میدان آزاد (γ_c)

$$\tau = \frac{E_s \gamma_c}{2(1 + \nu_s)} \quad (۴)$$

$$\gamma_c = \frac{V_{max}}{V_s} \quad (۵)$$

در این روابط V_{max} سرعت موج برشی ذره، V_s سرعت موج برشی زمین، E_s مدول یانگ محیط (خاک) و ν_s ضریب پواسون محیط (خاک) می‌باشند.

صرفنظر از اینکه تنش برشی از چه رابطه‌ای استخراج شود، در نهایت نیروی محوری و لنگر خمشی با جمع نیروها و لنگرهای خمشی حالت‌های (۱) و (۲) بدست می‌آید:

$$T = T_s + T_e \quad (۶)$$

$$M = M_s + M_e \quad (۷)$$

در این روابط T_s و M_s نیروی محوری و لنگر خمشی در حالت بارگذاری استاتیکی و T_e و M_e نیروی محوری و لنگر خمشی در حالت بارگذاری لرزه‌ای می‌باشند.

۲- روش‌های تحلیلی

در این قسمت از ارائه روابط Wang و Penzien به دلیل اینکه در

در این جا یک تونل دایره‌ای به شعاع R در معرض شتاب‌های افقی و قائم ناشی از بارگذاری لرزه‌ای در نظر گرفته شده است. در حالت کلی وضعیت تنش‌ها در محیط پیرامون تونل به صورت زیر بیان می‌گردد [۶]:

$$\sigma_v = (1 - k_v) \gamma H \quad (۱)$$

$$\sigma_h = K (1 - k_v) \gamma H \quad (۲)$$

$$\tau = -k_h \gamma H \quad (۳)$$

در این روابط σ_v و σ_h ، به ترتیب تنش‌های افقی و قائم، τ تنش برشی، k_v و k_h ضرایب شتاب قائم و افقی، K ضریب فشار جانبی زمین و γ میانگین وزن مخصوص زمین از سطح تا عمق H می‌باشد. با فرض رفتار الاستیک و مطابق با اصل بر هم نهی این وضعیت را می‌توان به دو شکل نشان داده شده در زیر تفکیک کرد: حالت اول (۱) معادل با اعمال بارهای σ_v و σ_h (به نمایندگی از بارهای استاتیکی) و حالت دوم (۲) صرفاً

$$C_2 = (-2) \frac{(1-\nu_s)^2 C^* + (1-\nu_s) - \frac{3[(1-\nu_s)C^* + 4]}{F^*}}{(1-\nu_s)^2 C^* + (1-\nu_s)(3-2\nu_s) + \frac{3[(1-\nu_s)(5-6\nu_s)C^* + 4(3-4\nu_s)]}{F^*}} \quad (18)$$

$$C_3 = \frac{1}{3} \frac{(1-\nu_s)C^* - 2 - C_2 \{(1-\nu_s)C^* + 4\nu_s\}}{(1-\nu_s)C^* + 2} \quad (19)$$

در این روابط T_e و M_e نیروی محوری و لنگر خمشی در حالت بارگذاری لرزه‌ای می باشند.

(ب) حل PTTO (Kyung-Ho Park, Kullachai Tantayopin, (Bituporn Tontavanich, Adisorn Owatsiriwong (۲۰۰۹)

در اندرکنش خاک - سازه، جابجایی نسبی سازه با توجه به خاک می تواند رخ دهد.

در روش‌های عددی، سطح مشترک یا المان‌های اتصال با استفاده از مدل مشخصه الاستیک خطی و خمیری کامل، اجازه حرکت خاک و سازه را در اندرکنش خاک-سازه می‌دهد. در مدل الاستیک خطی و خمیری کامل، سختی برشی و قائم الاستیک، برای شبیه سازی رفتار الاستیک مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این قسمت، ضریب انعطاف پذیری برشی D برای در نظر گرفتن شرایط اندرکنش در سطح مشترک خاک-پوشش معرفی شده است.

Kyung-Ho Park و همکارانش در سال ۲۰۰۹ با استفاده از ضریب انعطاف پذیری برشی (D) و با در نظرگیری روابط بین جابجایی‌ها و نیروها در سطح مشترک بین پوشش- خاک و اثرات لغزش در این سطح، حل تحلیلی جدیدی ارائه کردند [۵]:

هنگامی که $D=0$ (شرایط بدون لغزش در سطح مشترک خاک-پوشش)،

$$\frac{T_e}{G_s \gamma_c R} = -\frac{4(1-\nu_s)}{\Delta'} \left\{ F + \left(\frac{1}{2} - \nu_s \right) C + 2 \right\} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (20)$$

$$\frac{M_e}{G_s \gamma_c R^2} = -\frac{4(1-\nu_s)}{\Delta'} \left\{ 1 + \left(\frac{1}{2} - \nu_s \right) C \right\} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (21)$$

در این روابط

$$C = \frac{E_s R (1-\nu_c^2)}{E_c A_c (1+\nu_s)(1-2\nu_s)} \quad (22)$$

$$F = \frac{E_s R^3 (1-\nu_c^2)}{6E_c I_c (1+\nu_s)} \quad (23)$$

۳- حل تحلیلی و عددی متروبانکوک (مدل سازی و صحت سنجی)

به منظور ارزیابی روش‌های ارائه شده در بخش‌های قبل، مقطعی از تونل متروی خط بلو (Blue) در شهر بانکوک با مشخصات پروفیل خاک نشان داده شده در شکل ۳ در نظر گرفته شد. برای این مقطع نیروهای ایجاد شده در پوشش شامل نیروی محوری و لنگرهای خمشی در حالت

بسیاری از مقالات بدان پرداخته شده، صرف نظر گردیده است و فقط به دو رابطه Bobet و PTTO در تحلیل لرزه‌ای اشاره شده است.

۲-۱- حل‌های تحلیلی برای نیرو و لنگر خمشی در مقابل بارهای استاتیکی

(الف) حل Einstein و Schwartz's (۱۹۷۹)

بر اساس روابط سختی نسبی، حل‌هایی را برای نیروی محوری و لنگر خمشی در حالت بارگذاری استاتیکی پیشنهاد کردند: در شرایط بدون لغزش در سطح مشترک خاک-پوشش،

$$T_s = \frac{1}{2} (\sigma_v + \sigma_h) (1+C_1) R + \frac{1}{2} (\sigma_v - \sigma_h) (1+2C_2) R \cos 2\theta \quad (8)$$

$$M_s = \frac{1}{2} (\sigma_v - \sigma_h) (1-2C_2 + 3C_3) R^2 \cos 2\theta \quad (9)$$

$$C_1 = \frac{C^* F^* (1-\nu_s)}{C^* + F^* + C^* F^* (1-\nu_s)} \quad (10)$$

$$C_2 = \beta C_3 \quad (11)$$

$$\beta = \frac{(F^* + 6)C^* (1-\nu_s) + 2F^* \nu_s}{3F^* + 3C^* + 2C^* F^* (1-\nu_s)} \quad (12)$$

$$C_3 = \frac{C^* (1-\nu_s)}{2[C^* (1-\nu_s) + 4\nu_s - 6\beta - 3\beta C^* (1-\nu_s)]} \quad (13)$$

$$C^* = \frac{E_s R (1-\nu_c^2)}{E_c A_c (1-\nu_s^2)} \quad (14)$$

$$F^* = \frac{E_s R^3 (1-\nu_c^2)}{E_c I_c (1-\nu_s^2)} \quad (15)$$

E_c, ν_c, I_c و A_c به ترتیب مدول یانگ، ضریب پواسون، ممان اینرسی و مساحت مقطع عرضی پوشش می باشند.

۲-۲- حل‌های تحلیلی برای نیرو و لنگر خمشی در مقابل بارهای لرزه‌ای

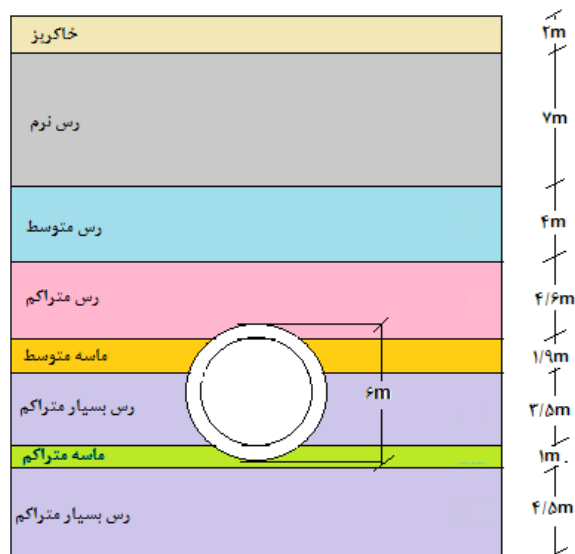
(الف) حل Bobet (۲۰۰۳)

برای به دست آوردن نیرو و لنگر خمشی در تحلیل‌های لرزه‌ای در زمین خشک استفاده می‌شود (شرایط بدون لغزش در اندرکنش بین پوشش- خاک):

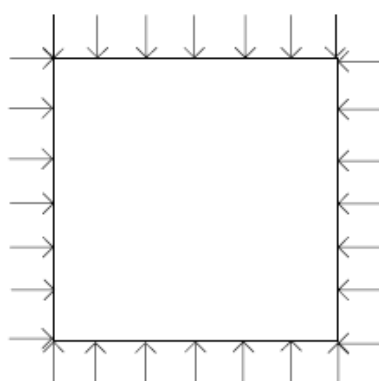
$$T_e = (1-C_3) R \tau \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (16)$$

$$M_e = \frac{1}{2} (1+C_2 + C_3) R^2 \tau \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (17)$$

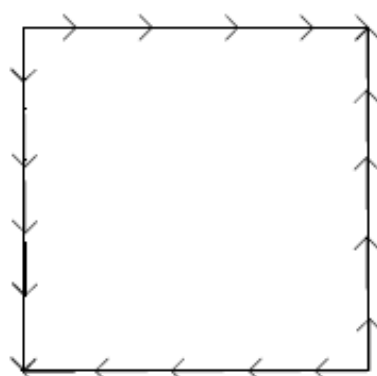
¹ Kyung-Ho Park, Kullachai Tantayopin, Bituporn Tontavanich, Adisorn Owatsiriwong



شکل ۳: پروفیل خاک و پوشش تونل



شکل ۴: بارگذاری استاتیکی



شکل ۵: بارگذاری برشی (لرزه‌ای)

مطابق با دو نمودار (۶) و (۷) انطباق نسبتاً خوبی بین حل‌های تحلیلی و روش عددی مشاهده می‌شود. همچنین دیده می‌شود که با افزایش ضریب شتاب افقی زلزله نیروهای ایجاد شده در پوشش (نیروی محوری و لنگر خمشی) افزایش یافته اما ضریب شتاب قائم فقط بر روی نیروی محوری موثر است. که البته مطابق با روابط پایه تحلیلی این نتایج دور از انتظار نیست.

استاتیکی و دینامیکی برای مقادیر ضرائب مختلف شتاب افقی و قائم زلزله مورد بررسی قرار گرفت. از آنجائیکه در روابط تحلیلی نمی‌توان پروفیل خاک را به صورت لایه بندی در نظر گرفت، از یک مشخصات میانگین به صورت جدول (۱) استفاده می‌شود.

جدول ۱: مشخصات خاک در روش تحلیلی

مدول الاستیسیته	ضریب پواسون	وزن مخصوص	ضریب فشار جانبی
E_s (MN/m ²)	ν_s	γ (KN/m ³)	K
۹۰	۰/۴۳	۱۹/۵	۱

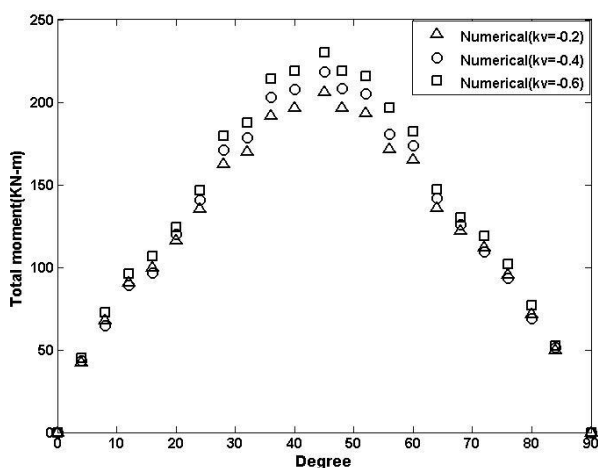
فرضیات اولیه مدل سازی: ۱- شرایط کرنش مسطح برقرار است ۲- مدل رفتاری خاک و پوشش بتنی، الاستیک خطی و بدون جرم می باشد. برای مدلسازی، از روش تفاضل محدود و نرم افزار استفاده شده است. در یک مدل ابتدا تنش-های فشاری به تمام مرزهای خارجی اعمال شده و سپس در مدلی دیگر تنش برشی اعمال می‌گردد. نحوه اعمال بار در شکل‌های (۴) و (۵) نشان داده شده است. در نهایت نیرو و لنگر خمشی حاصل از این دو تحلیل با یکدیگر جمع می‌شوند. تنها شرایط بدون لغزش بین پوشش تونل و خاک اطراف در نظر گرفته می‌شود. مشخصات خاک و پوشش تونل در جدول‌های (۲) و (۳) آورده شده است. شکل‌های (۶)، (۷)، (۸) و (۹) نیروها و لنگرهای خمشی پوشش تونل را در دو حالت نبود و وجود ضریب شتاب قائم، هنگامی که تونل در عمق ۲۰ متری قرار دارد، نشان می‌دهند.

جدول ۲: مشخصات خاک

لایه‌ها	مدول الاستیسیته	ضریب پواسون	وزن مخصوص
E_s (MN/m ²)	ν_s	γ (KN/m ³)	
خاکریز	۱۰/۸	۰/۳۸	۱۸
رس نرم	۵	۰/۴۳	۱۶/۵
رس متوسط	۱۵/۴	۰/۳۸	۱۷/۵
رس متراکم	۳۴/۴	۰/۴۶	۱۹/۵
ماسه متوسط	۱۱۰	۰/۴۶	۱۹/۵
رس بسیار متراکم	۶۶	۰/۴۴	۲۰/۵
ماسه متراکم	۱۵۰	۰/۴۴	۱۹/۵
رس بسیار متراکم	۶۶	۰/۴۴	۲۰/۵

جدول ۳: مشخصات خاک

تنش مجاز بتن	ضخامت	مدول الاستیسیته	ضریب پواسون
f_c (KN/m ²)	t (m)	E_c (MN/m ²)	ν_c
۳۰۰۰۰	۰/۳	۳۱۰۰۰	۰/۲



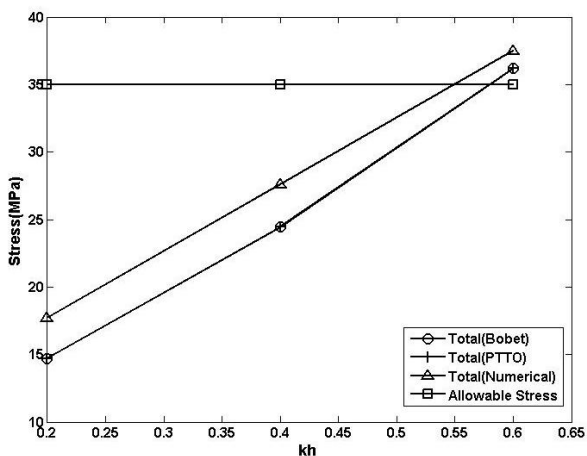
شکل ۹: توزیع لنگر خمشی کل برای مقدار ثابت $k_h=0.2$ و مقادیر مختلف k_p در عمق ۲۰ متری

$$\varepsilon_{\theta}^I \approx \frac{1-\nu_I^2}{E_I} \sigma_{\theta}^I \quad (25)$$

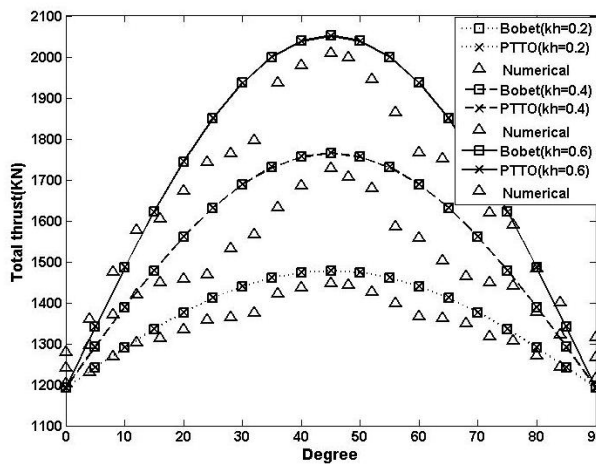
در اینجا t ضخامت پوشش، σ_{θ}^I تنش محیطی و ε_{θ}^I کرنش محیطی می باشد.

با بدست آوردن تنش و کرنش در پوشش برای مقادیر مختلف عوامل موثر در مساله و مقایسه با تنش و کرنش مجاز می توان به تخمین اولیه ای از ضخامت پوشش دست پیدا کرد و یا اینکه شکست احتمالی پوشش را برای ضخامت فعلی مورد بررسی قرار داد. به عنوان مثال برای مساله مورد نظر شکل های (۱۰)، (۱۱)، (۱۲) و (۱۳) مقدار این تنش و کرنش ها را به همراه مقادیر مجاز برای ضرائب شتاب افقی و قائم مختلف احتمالی نشان می دهند.

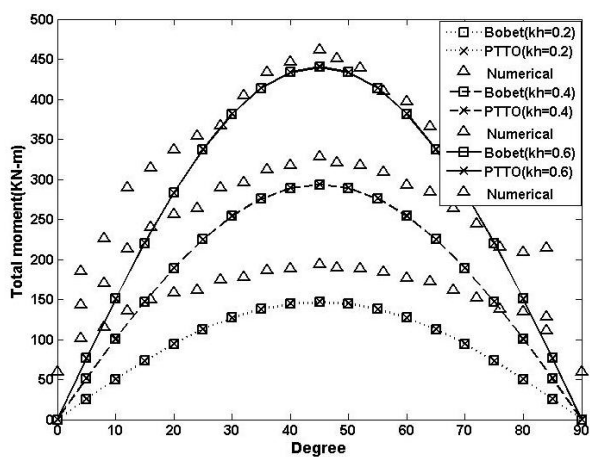
مطابق با این نمودارها، با افزایش k_h یا ضریب شتاب افقی زلزله، تنش ها به سرعت به تنش مجاز نزدیک می شوند به طوری که با رسیدن این ضریب به مقدار 0.55 پوشش تونل در آستانه شکست قرار می گیرد. اما در همین حالت کرنش ها همچنان در پایینتر از حد مجاز می باشند. بسته به اینکه از چه معیاری می خواهیم برای طراحی پوشش استفاده کنیم



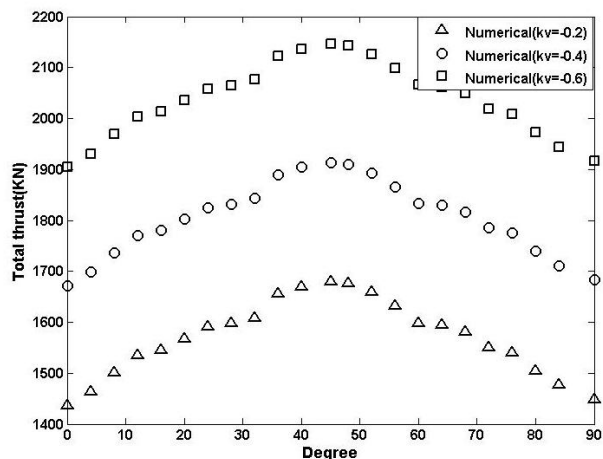
شکل ۱۰: تنش محیطی بیشینه با مقادیر مختلف k_h در عمق ۲۰ متری



شکل ۶: توزیع نیروی محوری کل برای مقادیر مختلف k_h در عمق ۲۰ متری



شکل ۷: توزیع لنگر خمشی کل برای مقادیر مختلف k_h در عمق ۲۰ متری



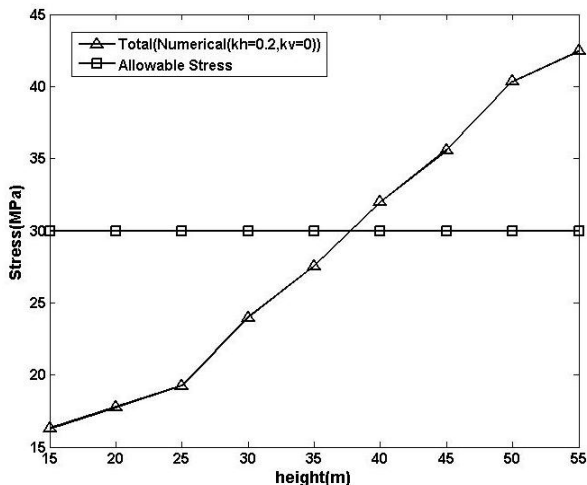
شکل ۸: توزیع نیروی محوری کل برای مقدار ثابت $k_h=0.2$ و مقادیر مختلف k_p در عمق ۲۰ متری

از طرفی می توان تنش ها و کرنش های محیطی را به کمک روابط زیر به دست آورد:

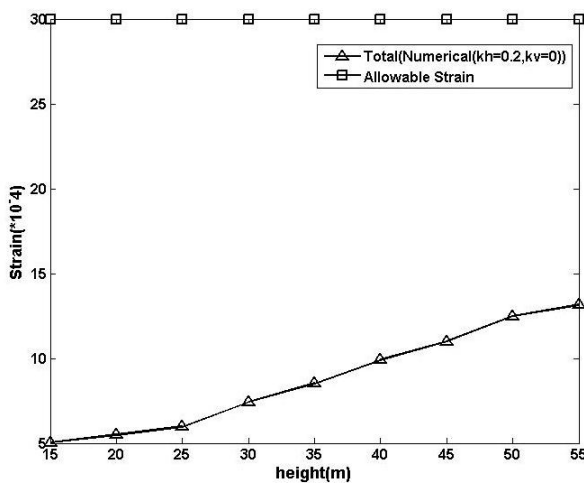
$$\sigma_{\theta}^I = \frac{T}{A_I} \pm \frac{M t}{2 I_I} \quad (24)$$

۳-۱- تاثیر عمق قرارگیری تونل

در این قسمت اثر عمق قرار گیری تونل با در نظر گرفتن اعماق ۱۵، ۲۰، ۲۵، ۳۰، ۳۵، ۴۰، ۴۵، ۵۰ و ۵۵ متری مورد بررسی قرار گرفته است. شکل‌های ۱۴ و ۱۵ نشان می‌دهند که با افزایش عمق، مقادیر تنش‌ها و کرنش‌های محیطی افزایش می‌یابند و عمق قرارگیری تونل عامل مهم دیگر می‌باشد.



شکل ۱۴: تنش محیطی بیشینه برای $k_h=0.2$ و $k_v=0$ با تغییر عمق



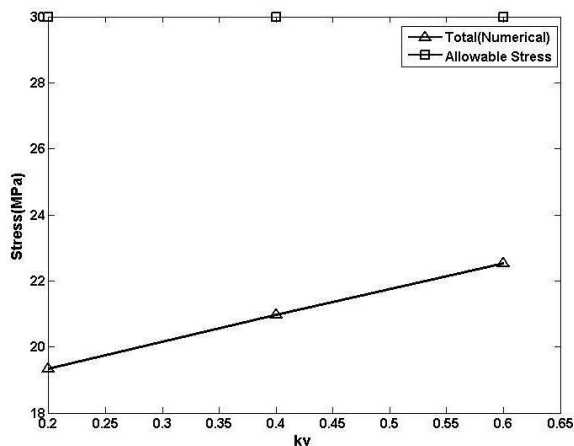
شکل ۱۵: کرنش محیطی بیشینه برای $k_h=0.2$ و $k_v=0$ با تغییر عمق

۳-۲- تاثیر ضریب فشار جانبی زمین (K_0)

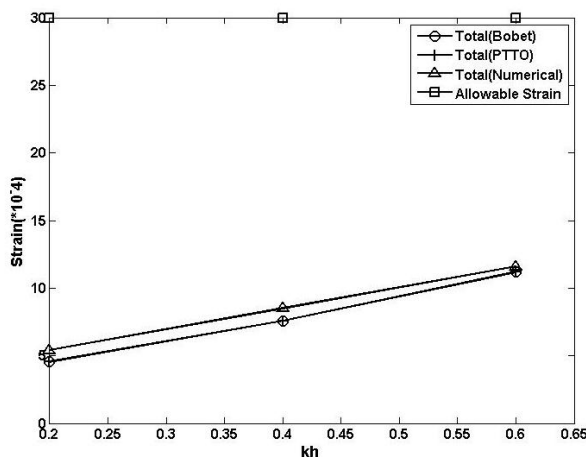
اثر ضریب فشار جانبی زمین بر نیروهای پوشش تونل مورد مطالعه قرار گرفته و نتایج در نمودارهای (۱۶) و (۱۷) نشان داده شده‌اند. همانطور که در دو شکل زیر دیده می‌شود تقریباً در حالت تنش‌های برجای ایزوتروپ، کمترین تنش در پوشش ایجاد می‌شود و با دور شدن از این حالت تنش‌ها افزوده می‌گردند.

۴- نتیجه گیری

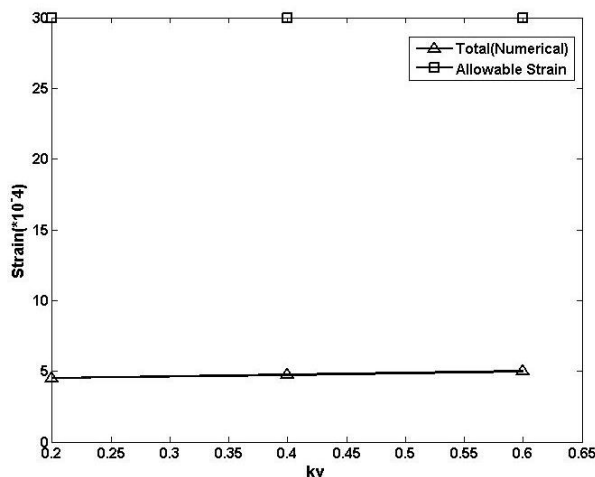
در ابتدای این مقاله مروری بر روند حل تحلیلی تونل‌ها تحت



شکل ۱۱: تنش محیطی بیشینه با مقدار ثابت $k_h=0.2$ و مقادیر مختلف k_v در عمق ۲۰ متری



شکل ۱۲: کرنش محیطی بیشینه با مقادیر مختلف k_h در عمق ۲۰ متری



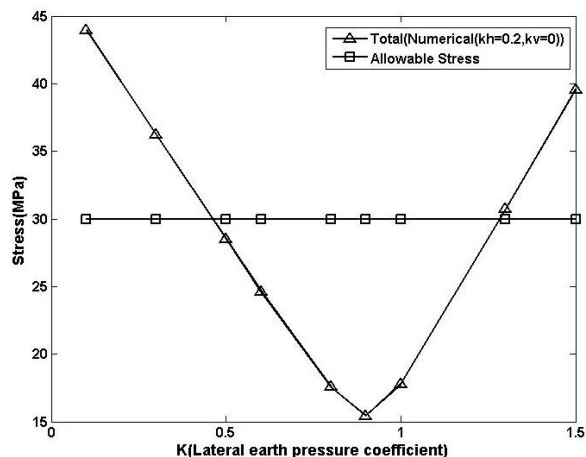
شکل ۱۳: کرنش محیطی بیشینه با مقدار ثابت $k_h=0.2$ در عمق ۲۰ متری

و البته دانستن حداکثر شتاب افقی محتمل در منطقه می‌توان ضخامت اولیه پوشش را تعیین کرد. نکته دیگر در مورد ضریب شتاب قائم است که دیده می‌شود برای مقادیر مختلف آن، تنش و کرنش‌ها، پایینتر از حد مجاز هستند.

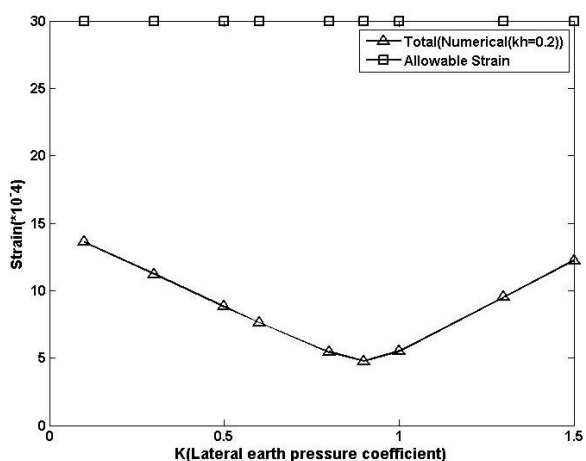
بتنی وجود دارد. دو پارامتر موثر دیگر شتاب قائم زمین و همچنین ضریب فشار جانبی است. شتاب قائم زمین تاثیر کمی بر روی تنش‌ها دارد، اما در مورد ضریب فشار جانبی دیده شد که هر چه این ضریب از محدوده عدد یک دورتر باشد یا به عبارتی تنش‌های برجا از حالت ایزوتروپ فاصله بگیرند، آنگاه تنش ایجاد شده در پوشش افزایش می‌یابد.

۵- مراجع

- [1] Bobet, A; "Effect of Pore Water Pressure on Tunnel Support During Static and Seismic Loading", Tunnelling and Underground Space Technology 18, pp. 377- 393, 2003.
- [2] Einstein, H.H. and Schwartz, C.W; "Simplified Analysis for Tunnel Supports", Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE 105, 1979.
- [3] Hashash, Y.M.A, Hook, J.J, Schmidt, B. and Yao, J.I.C; "Seismic Design and Analysis of Underground Structures", Tunnelling and Underground Space Technology 16, pp. 247- 293, 2001.
- [4] Hashash, Y.M.A, Park, D. and Yao, J.I.C; "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.
- [5] Kyung-Ho Park, Kullachai Tantayopin, Bituporn Tontavanich, Adisorn Owatsiriwong ; "Analytical solution for seismic-induced ovaling of circular tunnel lining under no-slip interface conditions: A revisit", Tunnelling and Underground Space Technology 24, pp. 231-235, 2009.
- [6] Kyung-Ho Park, Kullachai Tantayopin, Bituporn Tontavanich; "Analytical Solution for Seismic Design of Tunnel Lining in Bangkok MRT Subway", International Symposium on Underground Excavation and Tunnelling, Bangkok, Thailand, 2006.
- [7] Penzien, J. and Wu, C.L; "Stresses in Linings of Bored Tunnels", Earthquake Engineering and Structural, 1998.
- [8] Wang, J.N; "Seismic Design of Tunnels", Parsons Brinckerhoff Quade & Douglas, Inc, NY, Monograph 7, 1993.



شکل ۱۶: تنش محیطی بیشینه با $k_h=0.2$ با تغییر ضریب فشار جانبی زمین



شکل ۱۷: کرنش محیطی بیشینه با $k_h=0.2$ با تغییر ضریب فشار جانبی زمین

تنش‌های بر جای افقی، قائم و برشی که بر پایه تئوری الاستیسیته و مقدار بیضی شدگی مقاطع دایروی تونل‌ها می‌باشد، ارائه شد. تنش‌های برشی به طور مستقیم از حرکات جانبی زمین ناشی می‌شوند و نماینده بارهای لرزه‌ای هستند. همچنین گفته شد که این روابط پایه اگرچه اختلافات محدودی با یکدیگر دارند اما می‌توانند برای تخمین اولیه ضخامت پوشش بتنی تونل استفاده شوند. برای نشان دادن جنبه کاربردی این روابط، آنها را در کنار حل عددی برای مقطع مشخصی از تونل شهری بانکوک مورد استفاده قرار دادیم و تاثیر چهار عامل شتاب افقی و قائم زلزله، عمق قرار گیری تونل و ضریب فشار جانبی زمین را ارزیابی کردیم. مشاهده شد که شتاب افقی زلزله و عمق قرار گیری تونل دو پارامتر مهم در مقدار نیروهای داخلی ایجاد شده در پوشش تونل‌ها هستند و با افزایش آنها به راحتی تنش‌ها به آستانه تنش مجاز می‌رسند و امکان شکست در پوشش