

تحلیل عددی فشار جانبی مقاوم استاتیکی و لرزه‌ای خاک‌های $c-\phi$ به روش مشخصه‌های تنش

امین کشاورز*^۱ و زهرا پوراسماعیل^۲

^۱ استادیار دانشکده مهندسی، دانشگاه خلیج فارس

^۲ دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی، دانشگاه خلیج فارس

(دریافت: ۹۴/۱۲/۱۳، پذیرش: ۹۵/۷/۱۷، نشر آنلاین: ۹۵/۷/۱۸)

چکیده

روش مشخصه‌های تنش برای تخمین فشار جانبی مقاوم خاک بر دیوارهای حایل در حالت استاتیکی و دینامیکی استفاده شده است. حالت لرزه‌ای، با اعمال ضرایب شبه‌استاتیکی افقی و عمودی زلزله به مسئله اعمال شده است. معادلات تعادل بر روی خطوط مشخصه‌های تنش و شرایط مرزی مقاوم روی زمین و دیوار حایل بیان شده است. برای حل معادلات تعادل تنش از روش تفاضل محدود استفاده شده است. برای تحلیل دیوار حایل و حل شبکه مشخصه‌ها برای حالت مقاوم یک کد کامپیوتری در MATLAB نوشته شده و با استفاده از آن توزیع فشار جانبی مقاوم بر دیوار به دست آمده است. خاک با چسبندگی c و زاویه اصطکاک داخلی ϕ و چسبندگی و زاویه اصطکاک مرز دیوار- خاک، c_w و δ_w در نظر گرفته شده است. نیروی مقاوم وارد بر دیوار حایل به صورت ضرایب فشار جانبی ناشی از وزن واحد خاک، سربار و چسبندگی خاک بیان شده است. تأثیر پارامترهای مختلف، مانند زاویه اصطکاک داخلی خاک، زاویه اصطکاک مرز دیوار- خاک، چسبندگی خاک و مرز دیوار- خاک، ضرایب لرزه‌ای افقی و عمودی و هندسه مسئله و ... بر ضرایب فشار جانبی مقاوم مورد بررسی قرار گرفته است. حل‌های بسته‌ای برای ضرایب فشار جانبی مقاوم ناشی از سربار و چسبندگی خاک ارائه شده است. حالت‌های مختلف شبکه مشخصه‌های تنش بیان شده و راه حلی برای تحلیل ناپوستگی تنش بیان شده است. نتایج روش مشخصه‌های تنش با روش‌های دیگر مقایسه شده است. نتایج نشان می‌دهند که روش مشخصه‌های تنش نتایج بسیار نزدیکی نسبت به نتایج سایر محققین ارائه می‌دهد.

کلیدواژه‌ها: روش مشخصه‌های تنش، فشار مقاوم جانبی خاک، دیوارهای حایل، لرزه‌ای، تحلیل عددی.

۱- مقدمه

لغزش^۲ می‌باشد که از قابلیت خوبی در تحلیل دیوار حایل و تخمین فشار جانبی خاک وارد بر آن برخوردار است. روش مشخصه‌های تنش به بررسی مسائل در میدان تنش می‌پردازد، نیاز به فرض سطح گسیختگی ندارد و با استفاده از معادلات تعادل روی خطوط مشخصه‌های تنش، مقادیر تنش و مختصات نقاط در کل شبکه محاسبه می‌شوند و با محاسبه نقاط شبکه و رسم آن می‌توان ناحیه گسیختگی دیوار حایل را مشخص نمود. پس از حل شبکه مشخصه‌ها، سطح گسیختگی دیوار و توزیع تنش وارده به آن به دست می‌آید. روش مشخصه‌های تنش، زاویه اتساع خاک را برابر با زاویه اصطکاک داخلی آن فرض می‌کند و تحلیل دیوار حایل را با در نظر گرفتن خاک همراه^۳ انجام می‌دهد.

دیوارهای حایل در مسیر راه‌ها و در مجاورت مناطق خاک‌برداری شده برای جلوگیری از حرکت و ریزش توده‌های خاک و سنگ، در شیروانی‌ها و همچنین دیوار مسیره‌های زیرزمینی برای پایدارسازی و ... مورد استفاده قرار می‌گیرند. برای طراحی برخی دیوارها، وقتی دیوار به سمت خاک حرکت می‌کند، احتیاج به تخمین فشار جانبی مقاوم خاک می‌باشد.

پایداری دیوارهای حایل و تخمین فشار جانبی خاک وارد بر آن‌ها، از مسائل مهم در مهندسی ژئوتکنیک می‌باشد. روش‌های مختلفی برای تخمین فشار جانبی خاک وارد بر دیوار حایل ارائه شده است. یکی از این روش‌ها، روش مشخصه‌های تنش^۱ یا خط

2. Slip line
3. Associative

1. Stress characteristics

* نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۰۷۷-۳۱۲۲۲۱۵۸

آدرس ایمیل: keshavarz@pgu.ac.ir (ا. کشاورز)، zahra.pouresmael@gmail.com (ز. پوراسماعیل).

چسبندگی و زاویه اصطکاک مرز دیوار- خاک، شیب زمین، شیب دیوار، سربار، ناپیوستگی تنش و ضرایب لرزه‌ای افقی و عمودی به طور کامل در مسئله در نظر گرفته نشده است. در این مقاله، تمام اثرات یاد شده در مسئله لحاظ شده و معادلاتی به فرم بسته نیز برای حالت‌های خاصی ارائه شده است. ناپیوستگی تنش بیان شده و راه حلی برای اصلاح مسئله در این حالت بیان گردیده است.

۲- تئوری

خاکریز پشت دیوار، خاکی با چسبندگی c و زاویه اصطکاک داخلی ϕ می‌باشد و از معیار موهر- کولمب تبعیت می‌کند. اگر در حالت کرنش مسطح، المانی از خاک در نظر گرفته شود، دو جهت گسیختگی PA و PB وجود دارند که تشکیل یک میدان تنش می‌دهند (شکل (۱)). این دو جهت مشخصه‌های مثبت و منفی نامیده می‌شوند. خطوط مشخصه‌های تنش با محور σ_1 (تنش اصلی) زاویه $\mu = \pi/4 - \phi/2$ می‌سازند.

هر نقطه از خاک دارای چهار مشخصه α ، ψ و p می‌باشد، که X و Z مختصات، p تنش میانگین و ψ زاویه تنش اصلی با محور افقی می‌باشد. زاویه بین خطوط مشخصه‌های تنش 2μ بوده و شیب خطوط مشخصه‌های تنش مثبت و منفی، از روابط زیر قابل محاسبه است:

$$(1) \quad \frac{dz}{dx} = \tan(\psi + \mu) \quad \text{مشخصه مثبت}$$

$$(2) \quad \frac{dz}{dx} = \tan(\psi - \mu) \quad \text{مشخصه منفی}$$

معادلات روی خطوط مشخصه‌های تنش مثبت و منفی، به ترتیب، به صورت زیر قابل بیان هستند (کشاورز و جهان اندیش، ۱۳۹۱):

$$(3) \quad dp + 2(p \tan \phi + c) d\psi = (dx - \tan \phi dz) X + (\tan \phi dx + dz) Z$$

$$(4) \quad -dp + 2(p \tan \phi + c) d\psi = -(dx + \tan \phi dz) X + (\tan \phi dx - dz) Z$$

که در آن‌ها، نیروهای جسمی X و Z به صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$(5) \quad X = -\gamma k_h$$

$$(6) \quad Z = -\gamma(1 - k_v)$$

که در آن‌ها، k_h و k_v ، به ترتیب، ضرایب شبه استاتیکی افقی و عمودی زلزله و γ وزن واحد خاک می‌باشد. جهت مثبت فرضی این ضرایب در شکل (۱) نشان داده شده است. این ضرایب می‌توانند مثبت یا منفی باشند و در این مقاله، بحرانی‌ترین

در حالت استاتیکی روش رانکین یا کولمب و در حالت دینامیکی روش مونونوبه- اوکابه از روش‌های مرسوم ارزیابی فشار جانبی می‌باشند. روش‌های دیگری نیز برای ارزیابی فشار جانبی خاک ارائه شده است. Habibagahi و Ghahramani (۱۹۷۹) روش خطوط تغییرطول صفر، Liu و Chen (۱۹۹۰) روش تحلیل حدی و Mylonakis و همکاران (۲۰۰۷) یک حل بسته، را برای ارزیابی فشار جانبی خاک به کار برده‌اند. Shukla و همکاران (۲۰۱۱)، روابطی تحلیلی بر اساس روش تعادل حدی برای محاسبه فشار دینامیکی مقاوم کل و زاویه بحرانی راستای سطح گسیختگی در حضور ضرایب افقی و قائم زلزله ارائه داده‌اند که در آن‌ها، از چسبندگی و زاویه اصطکاک مرز دیوار- خاک صرف‌نظر شده است. همچنین Shukla (۲۰۱۲)، روابطی تحلیلی بر اساس روش تعادل حدی برای محاسبه فشار لرزه‌ای مقاوم و زاویه بحرانی راستای سطح گسیختگی ارائه داده است که در آن‌ها، چسبندگی و زاویه اصطکاک مرز دیوار- خاک و ضرایب افقی و قائم زلزله نیز در نظر گرفته شده است. اخیراً، Dewaikar و همکاران (۲۰۱۲)، Totonchi و همکاران (۲۰۱۲) و Peng و Chen (۲۰۱۳ a) فشار جانبی وارد بر دیوار حایل را با روش‌های مختلفی مورد بررسی قرار داده‌اند. Tang و همکاران (۲۰۱۴) ضریب فشار جانبی مقاوم ناشی از وزن واحد خاک را در حالت لرزه‌ای و استاتیکی برای خاک بدون چسبندگی با استفاده از تحلیل حدی حد پایین اجزای محدود به دست آوردند و تأثیر پارامترهای مختلف بر آن را مورد بررسی قرار دادند.

روش مشخصه‌های تنش یکی از روش‌های خوب برای ارزیابی پایداری سازه‌های خاکی می‌باشد. تاکنون این روش در تحلیل بسیاری از مسائل ژئوتکنیکی به کار رفته است. روش مشخصه‌های تنش توسط Sokolovskii (۱۹۶۰) ارائه گردید و معادلات مشخصه‌های تنش برای مقادیر ثابت c و ϕ حل شد. Reece و Hettiaratchi (۱۹۸۹) روش مشخصه‌های تنش را برای تخمین فشار جانبی مقاوم به کار بردند. ارزیابی دینامیکی ضرایب فشار جانبی مقاوم توسط Chitikela و Kumar (۲۰۰۲) برای خاک بدون چسبندگی و ضرایب فشار جانبی فعال و مقاوم توسط Cheng (۲۰۰۳) انجام شد. آن‌ها تنها تأثیر ضریب افقی زلزله را در نظر گرفتند. همچنین، Peng و Chen (۲۰۱۳ b) میدان تنش خط لغزش را با روش مشخصه‌ها حل کردند و فشار فعال زمین روی دیوارهای حایل و عکس‌العمل خاک بر سطح لغزش را به دست آوردند. از این روش برای تحلیل خاک‌های مسلح نیز استفاده شده است (Keshavarz و همکاران، ۲۰۱۱).

اگر چه روش مشخصه‌های تنش برای ارزیابی فشار جانبی مقاوم در حالت لرزه‌ای به کار رفته است اما در تحقیقات پیشین همه پارامترهای چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی خاک،

$$p_0 = \frac{\left(\sigma_0 + c \cos \phi \sin \phi + \sqrt{(\sigma_0 \sin \phi + c \cos \phi)^2 - (\tau_0 \cos \phi)^2} \right)}{\cos^2 \phi} \quad (11)$$

روابط زیر را می‌توان بر اساس دایره موهر به دست آورد:

$$\begin{aligned} \sigma_0 &= p_0 - R_0 \cos 2(\psi_0 - \beta) \\ \tau_0 &= R_0 \sin 2(\psi_0 - \beta) \end{aligned} \quad (12)$$

اگر δ به صورت زیر تعریف شود:

$$\tan \delta = \frac{k_h}{1 - k_v} \quad (13)$$

با توجه به دایره موهر، ψ_0 به صورت زیر حل می‌شود:

برای $q=0$:

$$\psi_0 = \beta \quad (14)$$

و برای $q \neq 0$:

$$\psi_0 = 0.5 \left[\sin^{-1} \left(\frac{p_0 \sin(\delta + \beta)}{R_0} \right) + \beta - \delta \right] \quad (15)$$

چسبندگی و زاویه اصطکاک مرز دیوار- خاک، به ترتیب با c_w و δ_w در نظر گرفته شده است. با توجه به دایره موهر در این حالت (شکل (۲-ب))، می‌توان روابط زیر را به دست آورد:

$$\begin{aligned} \sigma_f &= p_f + R_f \cos 2(\psi_f - \theta) \\ \tau_f &= c_w + \sigma_f \tan \delta_w \end{aligned} \quad (16)$$

حل این معادله برای ψ_f به صورت زیر می‌باشد:

$$\psi_f = \theta + 0.5 \left[\delta_w + \sin^{-1} \left(\frac{p_f \sin \delta_w + c_w \cos \delta_w}{R_f} \right) \right] \quad (17)$$

۲-۲- روش تحلیل

به منظور تحلیل دیوار حایل، یک کد کامپیوتری نوشته شده است. این برنامه، نقاط شبکه مشخصه‌های تنش را جهت تعیین توزیع فشار جانبی مقاوم دیوار حایل محاسبه می‌کند. ابتدا، با استفاده از شرایط مرزی روی زمین، نقاط شبکه در ناحیه رانکین حل می‌شود. سپس، برای حل نقاط شبکه در ناحیه رابط و مخلوط، p و ψ برای نقطه 0 حل شده است. از آنجا که تنش در سمت راست و چپ نقطه 0 یکسان نیست، این نقطه یک نقطه تکینگی است و می‌توان رابطه زیر را برای آن نوشت:

$$dx = dz = 0 \quad (18)$$

به این ترتیب می‌توان رابطه p را برحسب ψ برای نقاط اطراف نقطه تکینگی 0 به دست آورد:

$$p = -c \cot \phi + (p_0 + c \cot \phi) \exp[2 \tan \phi (\psi - \psi_0)] \quad (19)$$

حالت، برای این ضرایب در نظر گرفته شده است. همچنین در حالت کلی k_v نمی‌تواند از k_h بیشتر باشد، اگرچه معمولاً کمتر از نصف k_h در نظر گرفته می‌شود.

اگر چهار مشخصه نقاط A و B معلوم باشد، مشخصات نقطه P از بسط تفاضل محدود معادلات (۱) تا (۴) به دست می‌آید (Keshavarz و Pooresmaeil، ۲۰۱۶).

روش تعیین مشخصات نقاط شبکه به این صورت است که ابتدا مشخصات نقطه P روی خط مشخصه منفی برابر با مشخصات نقطه A و روی خط مشخصه مثبت برابر با مشخصات نقطه B در نظر گرفته شده و مختصات نقطه P تعیین می‌گردد. سپس، تنش میانگین و زاویه ψ محاسبه می‌شود و مقادیر به دست آمده در این مرحله، با مقادیر فرضی اولیه برای نقطه P مقایسه می‌شود. اگر خطا زیاد باشد، با مقادیر به دست آمده، روند بالا تکرار می‌شود و این کار تا جایی ادامه می‌یابد که خطای پارامترهای به دست آمده برای نقطه P بسیار کم شود.

۲-۱- شرایط مرزی

شکل (۱)، هندسه مسئله دیوار حایل را در حالت مقاوم نشان می‌دهد. برای حل شبکه مشخصه‌های تنش، شرایط مرزی روی زمین و دیوار حایل بایستی بیان شوند. با توجه به هندسه مسئله، دایره- موهر تنش برای شرایط مرزی روی زمین و دیوار حایل مطابق شکل (۲) رسم شده است.

در شکل (۱)، β زاویه زمین با راستای افقی (شیب زمین) و θ زاویه دیوار با راستای قائم می‌باشد. اگر مرز زمین به طول L در نظر گرفته شود و به n قسمت تقسیم گردد، مختصات نقاط طبق روابط زیر قابل محاسبه است:

$$x_i = -L \frac{i}{n}, \quad z_i = x_i \tan \beta \quad (7)$$

که i ، شماره نقطه مورد نظر بر روی زمین است. با توجه به هندسه مسئله و با فرض شدن تنش q بر روی زمین، تنش نرمال و برشی بر روی زمین مطابق رابطه زیر محاسبه می‌شود:

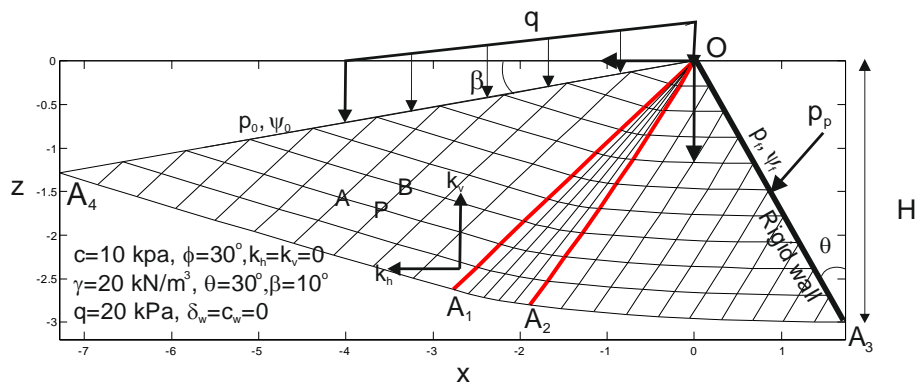
$$\sigma_0 = q \cos \beta [(1 - k_v) \cos \beta - k_h \sin \beta] \quad (8)$$

$$\tau_0 = q \cos \beta [(1 - k_v) \sin \beta + k_h \cos \beta] \quad (9)$$

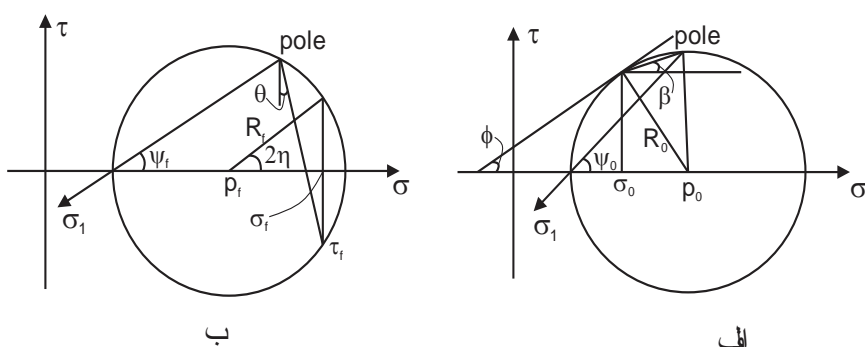
همان‌گونه که در شکل (۲) نیز نشان داده شده است، شعاع دایره موهر در مرز زمین، از معادله (۱۰) قابل محاسبه است:

$$R_0 = \sqrt{(p_0 - \sigma_0)^2 + \tau_0^2} = p_0 \sin \phi + c \cos \phi \quad (10)$$

از معادله (۱۰)، تنش میانگین p_0 به دست می‌آید:



شکل ۱- هندسه مسئله و نمونه شکل شبکه



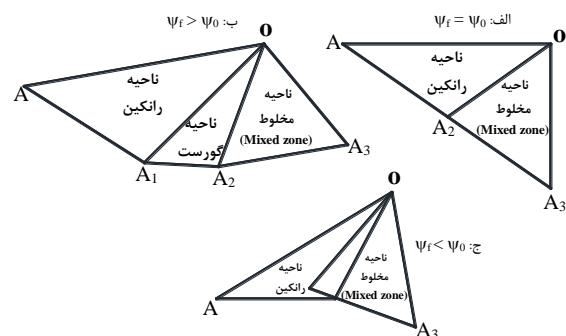
شکل ۲- دایره موهر - تنش، الف: روی مرز زمین، ب: در مرز دیوار حایل

حل نقطه تکینگی مشابه سایر حل‌های روش مشخصه‌های تنش می‌باشد و جزئیات آن را در مراجعی نظیر Sokolovskii (۱۹۶۰) و کشاورز و جهان اندیش (۱۳۹۱) می‌توان یافت. با توجه به شرایط مرزی روی زمین و دیوار حایل، شبکه مشخصه‌های تنش ممکن است سه حالت مختلف داشته باشند که این حالت‌ها در شکل (۳) نشان داده شده‌اند.

حالت دوم ($\psi_f > \psi_0$) اگر ψ روی مرز زمین کوچک‌تر از ψ دیوار حایل باشد، شبکه مشخصه‌ها از سه ناحیه رانکین، رابط و مخلوط تشکیل می‌گردد. در این حالت، پس از حل ناحیه رانکین، با معلوم بودن نقاط روی مرز OA_1 و با استفاده از حل نقطه تکینگی و معادلات خطوط مشخصه‌های تنش، ناحیه رابط حل می‌شود. سپس، به کمک نقاط روی مرز OA_2 و با استفاده از شرایط مرزی دیوار حایل و معادلات خطوط مشخصه‌های تنش، ناحیه مخلوط محاسبه می‌شود.

حالت سوم ($\psi_f < \psi_0$) اگر ψ روی مرز زمین بزرگ‌تر از ψ دیوار حایل باشد، ناحیه رابط حذف می‌شود و دو ناحیه رانکین و مخلوط در هم می‌پیچند. در این حالت ناپیوستگی تنش به وجود می‌آید. برای حل ناپیوستگی تنش، الگوریتم ارائه شده توسط Lee و Herington (۱۹۷۲)، اصلاح شد (Keshavarz و Pooresmaeil، ۲۰۱۶).

حالت اول ($\psi_f = \psi_0$) اگر ψ روی مرز زمین و دیوار حایل برابر باشد، ناحیه رابط حذف می‌شود و شبکه مشخصه‌ها از دو ناحیه رانکین و مخلوط تشکیل می‌گردد. در این حالت، پس از حل ناحیه رانکین، با معلوم بودن نقاط روی مرز OA_1 و با استفاده از حل نقطه تکینگی و معادلات خطوط مشخصه‌های تنش، ناحیه مخلوط محاسبه می‌شود.



شکل ۳- حالت‌های مختلف مسئله دیوار حایل: الف) حالت اول ($\psi_f = \psi_0$)، ب) حالت دوم ($\psi_f > \psi_0$)، ج) حالت سوم ($\psi_f < \psi_0$)

حالت اول ($\psi_f = \psi_0$) اگر ψ روی مرز زمین و دیوار حایل برابر باشد، ناحیه رابط حذف می‌شود و شبکه مشخصه‌ها از دو

۳- نتایج

$$k_{pq} = A_q (1 - k_v) \cos \beta \frac{1 + \sin \phi \cos 2(\theta - \psi_f)}{\cos^2 \phi \cos \delta \cos \theta \cos \delta_w} \times \quad (23)$$

$$\left[\cos(\delta + \beta) + \sqrt{\sin(\phi - \delta - \beta) \sin(\phi + \delta + \beta)} \right]$$

$$k_{pc} = \frac{\sqrt{2A_c (A_c \sin \phi + \cos \phi) \cos 2(\psi_f - \theta)}}{\cos \theta} \quad (24)$$

$$+ \frac{\sqrt{A_c^2 + (A_c \sin \phi + \cos \phi)^2}}{\cos \theta}$$

شیوه به دست آوردن این ضرایب و پارامترهای مربوطه، در پیوست آمده است.

جدول (۱) ضریب k_{py} را در حالت استاتیکی برای روش‌های مختلف نشان می‌دهد. برای دیوار حایل صاف^۲ ضریب فشار جانبی برای تمام روش‌های ذکر شده یکسان است و برای دیوار حایل زبر^۳ خطای ناچیزی بین روش‌های مختلف مشاهده می‌شود. برای دیوار زبر روش مشخصه‌های تنش به روش Habibagahi و Ghahramani (۱۹۷۹) و Sokolovskii (۱۹۶۵) نزدیک‌تر می‌باشد. برای ارزیابی پایداری دیوار حایل، تأثیر پارامترهای مختلف بر روی ضرایب فشار جانبی مقاوم مورد بررسی قرار گرفته است.

جدول (۲)، نتایج تحلیل دیوار حایل در حالت‌های مختلف و مقایسه آن با محققین دیگر را نشان می‌دهد. افزایش زاویه اصطکاک مرز دیوار- خاک و زاویه اصطکاک داخلی خاک ضریب فشار جانبی k_{py} را افزایش می‌دهد. همان‌طور که دیده می‌شود، برای پارامترهای ذکر شده در جدول، نتایج روش مشخصه‌های تنش به روش Soubra و Macuh (۲۰۰۲) نزدیک‌تر است و تفاوت بیشتری با روش عددی ارائه شده توسط Benmeddour و همکاران (۲۰۱۲) دارد.

شکل (۴) ضریب فشار جانبی k_{py} را برای مقادیر متغیر زاویه اصطکاک مرز دیوار- خاک و خاک در مقایسه با دو روش دیگر نشان می‌دهد. روش مشخصه‌های تنش، تخمین کمتری از ضریب فشار جانبی k_{py} نسبت به روش تحلیل حدی (Chen و Liu، ۱۹۹۰) و Caquot و Kerisel (۱۹۴۸) دارد. شکل (۵) نیز تأثیر زاویه اصطکاک داخلی خاک بر ضریب فشار جانبی k_{py} را نشان می‌دهد. مقادیر ضریب فشار جانبی با روش‌های مختلف نشان داده شده است. خطای کمی بین روش مشخصه‌های تنش با روش‌های دیگر برای مقادیر کم زاویه اصطکاک داخلی خاک مشاهده می‌شود و بیشترین خطای روش مشخصه‌های تنش با روش تحلیل حدی حد پایین (Tang و همکاران، ۲۰۱۴) برای زاویه اصطکاک داخلی ۴۰ درجه و ۲۲٪ می‌باشد.

پس از حل مسئله، شبکه مشخصه‌های تنش تعیین شده و توزیع فشار جانبی پشت دیوار حایل به دست خواهد آمد. از انتگرال‌گیری توزیع فشار پشت دیوار حایل، نیروی وارده به دیوار p_p محاسبه می‌شود. نیروی جانبی مقاوم خاک از رابطه زیر به دست می‌آید (Liu و Chen، ۱۹۹۰):

$$p_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_{py} + qHk_{pq} + cHk_{pc} \quad (20)$$

که در آن، H ارتفاع دیوار حایل، q سربار و c چسبندگی خاک می‌باشد. k_{py} ، k_{pq} و k_{pc} ، به ترتیب، ضریب فشار جانبی مقاوم خاک ناشی از وزن واحد خاک، سربار و چسبندگی خاک می‌باشند.

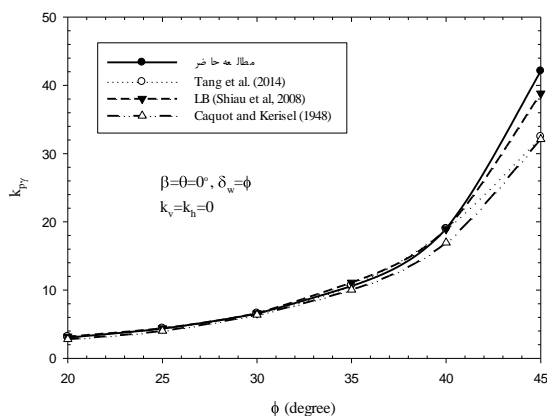
ضرایب فشار جانبی خاک بر اساس روش جمع آثار قوا^۱ محاسبه شده‌اند. برای به دست آوردن ضریب فشار جانبی خاک ناشی از وزن واحد خاک، سه پارامتر چسبندگی خاک، چسبندگی مرز دیوار- خاک و سربار بایستی صفر در نظر گرفته شوند، اما اگر سربار و چسبندگی صفر باشند، نقطه تکیه‌گی قابل حل نخواهد بود. بنابراین مقدار سرباری بسیار کم و برابر ۰/۱ کیلوپاسکال برای تعیین k_{py} در نظر گرفته شده است. در این محاسبات، وزن واحد خاک ۱۸ کیلونیوتون بر مترمکعب می‌باشد. در این حالت، ضریب فشار جانبی ناشی از وزن واحد خاک طبق رابطه زیر محاسبه شده است:

$$k'_{py} = \frac{2p_p}{\gamma H^2} \quad (21)$$

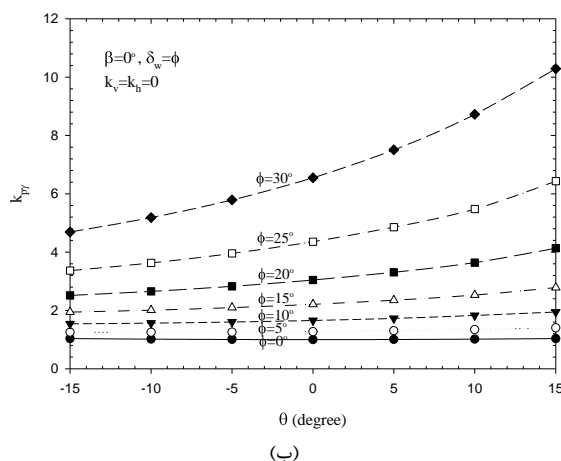
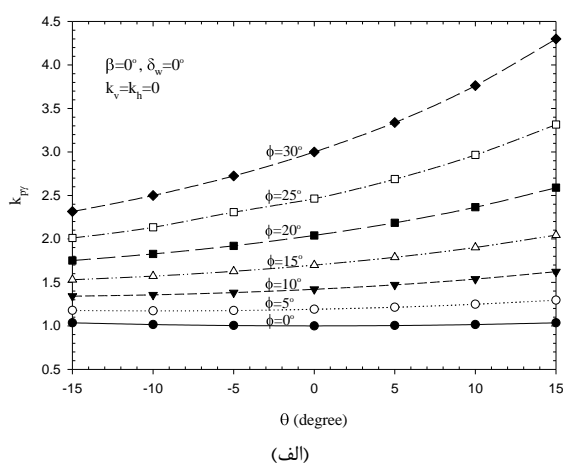
برای از بین رفتن اثر سربار، مقادیر ضریب فشار جانبی ناشی از وزن واحد خاک، طبق رابطه زیر اصلاح شده است:

$$k_{py} = k'_{py} - \frac{2q}{\gamma H^2} \quad (22)$$

که در آن، k_{py} ضریب فشار جانبی اصلاح شده می‌باشد. برای به دست آوردن ضریب فشار جانبی خاک ناشی از سربار، چسبندگی خاک، چسبندگی مرز دیوار- خاک و وزن واحد خاک، صفر فرض می‌شود. همچنین، برای محاسبه ضریب فشار جانبی خاک ناشی از چسبندگی، وزن واحد خاک و سربار مقادیری برابر با صفر دارند. بنابر این در محاسبه ضرایب فشار جانبی خاک ناشی از سربار و چسبندگی، توزیع تنش یکنواخت بوده و می‌توان برای این ضرایب حل بسته‌ای به فرم زیر ارائه داد:



شکل ۵- ضریب فشار جانبی k_{py} برای مقادیر متغیر زاویه اصطکاک داخلی خاک برای دیوار زبر و مقایسه آن با روش‌های دیگر

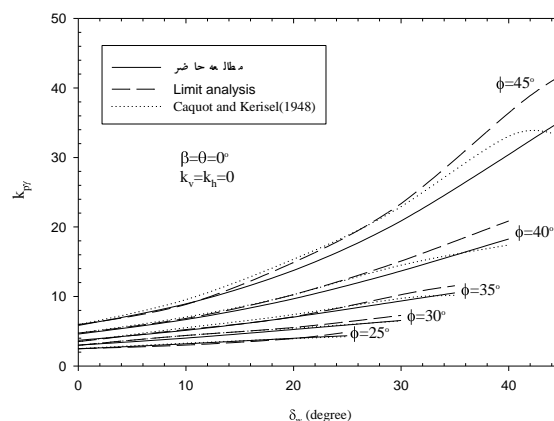


شکل ۶- ضریب فشار جانبی k_{py} برای مقادیر متفاوت زاویه دیوار و زاویه اصطکاک داخلی خاک:
(الف) دیوار حایل صاف، (ب) دیوار حایل زبر

اختلاف نتایج k_{pq} در جدول (۵) با روش Kumar و Chitikela (۲۰۰۲) ۰٫۳-۰٫۱ درصد می‌باشد. اختلاف نتایج این مقاله با نتایج Kumar (۲۰۰۱)، Sobra (۲۰۰۰) و Morrison

هندسه مسئله نیز یکی از پارامترهای تأثیرگذار بر ضرایب فشار جانبی وارد بر دیوار حایل می‌باشد. تأثیر پارامتر راستای دیوار در شکل (۶) و شکل (۷) و پارامتر شیب زمین در شکل (۷) نشان داده شده است. افزایش زاویه دیوار (با توجه به جهت آن) ضریب فشار جانبی k_{py} را افزایش و افزایش شیب زمین موجب کاهش آن می‌شود. همچنین، در شکل (۶) با افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک، میزان تأثیر زاویه دیوار افزایش می‌یابد.

در جدول (۳) ضرایب فشار جانبی مقاوم ناشی از چسبندگی برای مقادیر مختلف پارامترها نشان داده شده است. تأثیر پارامترهای مختلف بر ضریب k_{pc} مورد بررسی قرار گرفته است. بررسی تأثیر چسبندگی مرز دیوار- خاک نشان می‌دهد که k_{pc} برای مرز دیوار- خاک با چسبندگی c_w نسبت به مرز دیوار- خاک بدون چسبندگی مقدار بیشتری دارد. همچنین با افزایش زاویه اصطکاک، چسبندگی دیوار تأثیر بیشتری بر k_{pc} دارد.



شکل ۴- ضریب فشار جانبی k_{py} برای مقادیر متغیر δ_w و مقایسه آن با روش‌های دیگر

نتایج دینامیکی دیوار حایل در حضور ضریب شبه استاتیکی افقی زلزله در شکل (۸) و شکل (۹) نشان داده شده است. ضریب فشار جانبی k_{py} با افزایش ضریب شبه استاتیکی افقی زلزله، کاهش می‌یابد. شکل (۹) ضرایب دینامیکی k_{py} را برای دیوار حایل صاف و زبر و تأثیر پارامترهای مختلف بر روی آن را نشان می‌دهد. تأثیر پارامترها بر ضریب فشار جانبی در حالت دینامیکی مشابه نتایج مشاهده شده در حالت استاتیکی می‌باشد. مشخص است که میزان کاهش ضریب فشار جانبی در حضور ضریب شبه استاتیکی افقی زلزله، برای دیوار حایل زبر نسبت به دیوار حایل صاف بیشتر می‌باشد.

دینامیکی فشار جانبی در حضور ضریب شبه استاتیکی قائم زلزله کاهش قابل ملاحظه‌ای دارد و میزان این کاهش برای خاک با زاویه اصطکاک داخلی ۴۰ درجه نسبت به خاک با زاویه اصطکاک داخلی کوچک‌تر، بیشتر می‌باشد.

همان‌گونه که ذکر شد، در این مقاله، اصل جمع آثار قوا برای ارزیابی ضرایب فشار جانبی به کار رفته است. همان‌گونه که در جدول (۷) نشان داده شده است، برای مقادیر پارامترهای نشان داده شده در جدول، خطاهای در نظر گرفتن این اصل در بعضی از موارد صفر و در برخی دیگر خیلی کم می‌باشد.

و Ebeling (۱۹۹۵) نیز کم است و خطای زیادی بین این روش و روش‌های دیگر با روش مونونوبه- آکابه مشاهده می‌شود. نتایج برای k_{pq} با نتایج Kumar و Chitikela (۲۰۰۲) کاملاً یکسان است.

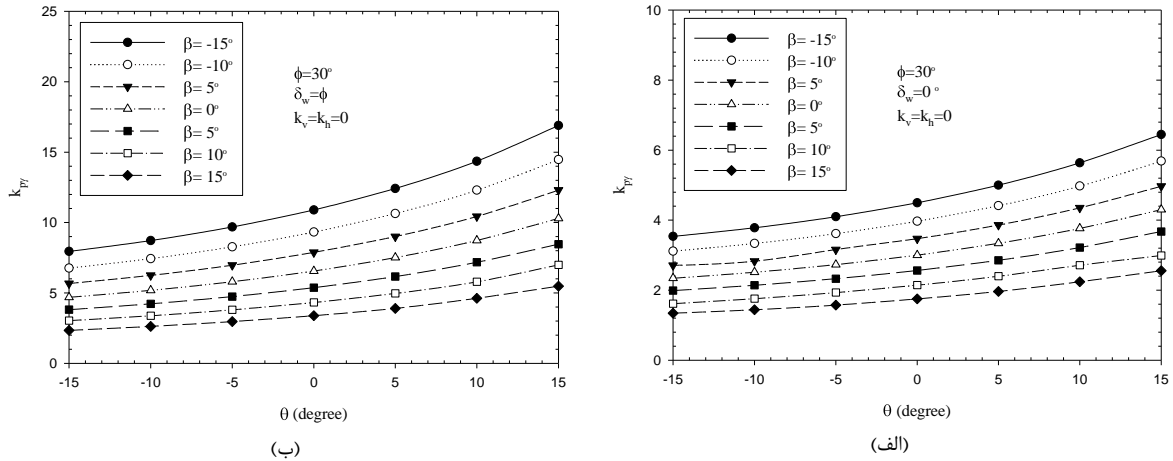
تأثیر ضرایب شبه استاتیکی افقی و قائم زلزله بر ضریب فشار جانبی k_{py} در شکل (۱۰) نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهند که کاهش ضریب فشار جانبی در حضور ضریب شبه استاتیکی افقی زلزله کمتر از کاهش این ضریب در حضور هم- زمان ضرایب شبه استاتیکی افقی و قائم زلزله می‌باشد. ضریب

جدول ۱- مقایسه k_{py} از روش مشخصه‌های تنش با روش‌های دیگر در حالت استاتیکی

ضریب فشار جانبی k_{py} در حالت استاتیکی ($\beta = \theta = 0$)								
Mylonakis et al. (2007)	Sokolovskii (1965)	Chen and Liu (1990)	کولمب	Sokolovskii (1960)	Habibagahi and Ghahramani (1979)	مطالعه حاضر	δ_w (درجه)	ϕ (درجه)
۲/۰۴	۲/۰۴	۲/۰۴	۲/۰۴	۲/۰۴	۲/۰۴	۲/۰۴	۰	۲۰
۲/۵۲	۲/۵۵	۲/۵۸	۲/۵۹	۲/۵۱	۲/۵۱	۲/۵۲	۱۰	
۳	۳	۳	۳	۳	۳	۳	۰	۳۰
۴/۴۴	۴/۶۲	۴/۷	۴/۸۱	۴/۴۶	۴/۴۹	۴/۴۶	۱۵	
۴/۶	۴/۶	۴/۶	۴/۶	۴/۶	۴/۶	۴/۶	۰	۴۰
۸/۹۲	۹/۶۹	۱۰/۰۷	۱۱/۰۶	۹/۱	۹/۳۵	۹/۰۸	۲۰	

جدول ۲- ضریب فشار جانبی k_{py} و تأثیر پارامترهای مختلف بر آن

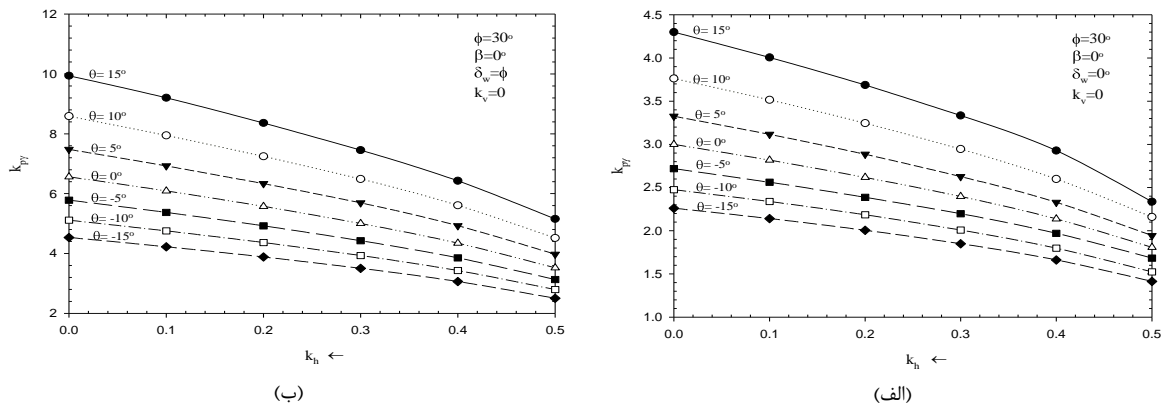
ضریب فشار جانبی k_{py} در حالت استاتیکی ($\theta = 0$)							
$\delta_w / \phi = 0.667$			$\delta_w / \phi = 0.5$			β / ϕ	ϕ (درجه)
Soubra and Macuh (2002)	Benmeddour et al. (2012)	مطالعه حاضر	Soubra and Macuh (2002)	Benmeddour et al. (2012)	مطالعه حاضر		
۵/۳۴	۵/۱۳۸	۵/۲۵۷	۴/۶۵	۴/۵۴۱	۴/۶۱۴	۰	۳۰
۳/۵۶	۳/۴۹۳	۳/۵۲۵	۳/۱۴	۳/۱۴۳	۳/۱۳۵	۰/۳۳۳	
۲/۸	۲/۷۸۷	۲/۷۹۱	۲/۵	۲/۵۳۵	۲/۵۰۲	۰/۵	
۲/۱۳	۲/۱۵۷	۲/۱۳۲	۱/۹۴	۱/۹۸۸	۱/۹۲۹	۰/۶۶۷	۳۵
۷/۹۵	۷/۵۸۷	۷/۷۷۶	۶/۵۹	۶/۳۹۸	۶/۵۲۱	۰	
۴/۶۷	۴/۵۷۵	۴/۶۱۸	۳/۹۵	۳/۹۵	۳/۹۴۴	۰/۳۳۳	
۳/۴۴	۳/۴۱۳	۳/۴۲۲	۲/۹۶	۳/۰۲۶	۲/۹۵۶	۰/۵	۴۰
۲/۴۳	۲/۴۹۱	۲/۴۳۲	۲/۱۵	۲/۲۱۶	۲/۱۲۸	۰/۶۶۷	
۱۲/۶	۱۱/۹۲	۱۲/۲۲۵	۹/۸۱	۹/۵۳۹	۹/۶۶۹	۰	
۶/۳۵	۶/۲۱	۶/۲۴۷	۵/۰۹	۵/۰۹۶	۵/۰۷	۰/۳۳۳	۴۰
۴/۳	۴/۲۸۲	۴/۲۷۵	۳/۵۳	۳/۶۲۷	۳/۵۲۶	۰/۵	
۲/۷۹	۲/۸۵۲	۲/۷۹۱	۲/۳۸	۲/۴۶۷	۲/۳۴۷	۰/۶۶۷	



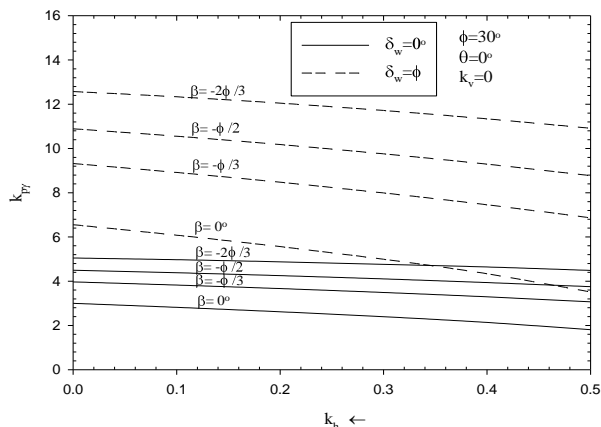
شکل ۷- تأثیر هندسه مسئله بر ضریب فشار جانبی k_{py} : الف) دیوار حایل صاف، ب) دیوار حایل زبر

جدول ۳- ضریب فشار جانبی k_{pc} برای مقادیر متفاوت $\theta, \beta, \phi, \delta_w/c$ و c_w/c

$\beta = 30^\circ$						$\beta = -30^\circ$						ϕ (درجه)	θ (درجه)
$c_w/c = \tan \delta_w / \tan \phi$			$c_w/c = 0$			$c_w/c = \tan \delta_w / \tan \phi$			$c_w/c = 0$				
δ_w/ϕ	δ_w/ϕ	δ_w/ϕ	δ_w/ϕ	δ_w/ϕ	δ_w/ϕ	δ_w/ϕ	δ_w/ϕ	δ_w/ϕ	δ_w/ϕ	δ_w/ϕ	δ_w/ϕ		
۱	۰/۵	۰	۱	۰/۵	۰	۱	۰/۵	۰	۱	۰/۵	۰		
۱/۵۳۵	۱/۵۳۵	۱/۵۳۵	۱/۵۳۵	۱/۵۳۵	۱/۵۳۵	۲/۶۱۳	۲/۶۱۳	۲/۶۱۳	۲/۶۱۳	۲/۶۱۳	۲/۶۱۳	۰	
۳/۰۷۱	۲/۴۷۹	۱/۷۴	۲/۱۴۴	۱/۹۲۹	۱/۷۴	۴/۷۶۸	۴/۱۳۶	۳/۲۷۴	۳/۹۸۵	۳/۶۲۴	۳/۲۷۴	۱۰	
۴/۱۹۴	۲/۹۱۵	۱/۹۶۲	۳/۲۲۵	۲/۵۱۷	۱/۹۶۲	۷/۲۷۸	۵/۶۵۶	۴/۱۷۵	۶/۴۹۱	۵/۲۹۸	۴/۱۷۵	۲۰	-۱۵
۶/۲۰۴	۳/۶۸۷	۲/۲۰۱	۵/۲۳۷	۳/۴۶۴	۲/۲۰۱	۱۲/۵۵۹	۸/۵۹۳	۵/۴۸۵	۱۱/۷۶۵	۸/۳۹۸	۵/۴۸۵	۳۰	
۱۰/۵۲۹	۵/۹۴۵	۲/۴۵۴	۹/۵۷۶	۵/۱۵۳	۲/۴۵۴	۲۶/۶۲۲	۱۰/۷۰۱	۷/۵۷۱	۲۵/۸۰۲	۱۵/۱۸۱	۷/۵۷۱	۴۰	
۲	۲	۲	۲	۲	۲	۳/۰۴۷	۳/۰۴۷	۳/۰۴۷	۳/۰۴۷	۳/۰۴۷	۳/۰۴۷	۰	
۳/۷۴۱	۳/۱۵۵	۲/۳۸۴	۲/۹۲۳	۲/۶۴۴	۲/۳۸۴	۵/۵۶۲	۴/۹۱۹	۴/۰۱۷	۴/۸۵۷	۴/۴۳۹	۴/۰۱۷	۱۰	
۵/۳۹۳	۴/۰۱۳	۲/۸۵۶	۴/۵۵۷	۳/۶۵۱	۲/۸۵۶	۹/۰۲۱	۷/۲۱۹	۵/۴۵۶	۸/۳۲	۶/۸۸۵	۵/۴۵۶	۲۰	۰
۸/۵۹۶	۵/۵۷۹	۳/۴۶۴	۷/۷۵۹	۵/۳۷۹	۳/۴۶۴	۱۶/۹۲۳	۱۱/۹۷۸	۷/۷۸	۱۶/۲۰۸	۱۱/۷۹۶	۷/۷۸	۳۰	
۱۶/۲۵۸	۹/۵۱۴	۴/۲۸۹	۱۵/۴۱۴	۸/۷۸۵	۴/۲۸۹	۴۰/۳۹۶	۲۰/۰۵۸	۱۲/۰۰۵	۳۹/۶۳۹	۲۳/۷۷	۱۲/۰۰۵	۴۰	
۲/۶۱۳	۲/۶۱۳	۲/۶۱۳	۲/۶۱۳	۲/۶۱۳	۲/۶۱۳	۳/۶۹۷	۳/۶۹۷	۳/۶۹۷	۳/۶۹۷	۳/۶۹۷	۳/۶۹۷	۰	
۴/۷۶۸	۴/۱۳۶	۳/۲۷۴	۳/۹۸۵	۳/۶۲۴	۳/۲۷۴	۶/۸۵۱	۶/۱۴۴	۵/۱۲۹	۶/۱۶۵	۵/۶۵۹	۵/۱۲۹	۱۰	
۷/۲۷۸	۵/۶۵۶	۴/۱۷۵	۶/۴۹۱	۵/۲۹۸	۴/۱۷۵	۱۱/۸۳۹	۹/۶۷۲	۷/۴۳۲	۱۱/۱۶۴	۹/۳۳۷	۷/۴۳۲	۲۰	۱۵
۱۲/۵۵۹	۸/۵۹۳	۵/۴۸۵	۱۱/۷۶۵	۸/۳۹۸	۵/۴۸۵	۲۴/۲۳۸	۱۷/۵۴۸	۱۱/۵۳	۲۳/۵۳۸	۱۷/۳۶۴	۱۱/۵۳	۳۰	
۲۶/۶۲۲	۱۰/۷۰۱	۷/۵۷۱	۲۵/۸۰۲	۱۵/۱۸۱	۷/۵۷۱	۶۵/۴۰۸	۳۵/۶۴۷	۱۹/۹۶۶	۶۴/۶۵۲	۳۹/۲۲۷	۱۹/۹۶۶	۴۰	



شکل ۸- تأثیر ضریب شبه استاتیکی افقی زلزله بر ضریب فشار جانبی k_{py} : الف) دیوار حایل صاف، ب) دیوار حایل زبر



شکل ۹- ضریب فشار جانبی k_{py} در حالت دینامیکی و تأثیر پارامترهای مختلف بر روی آن

جدول ۴- ضریب فشار جانبی k_{py} در حالت دینامیکی برای دیوار حایل صاف و مقایسه آن با محققین دیگر

ضریب فشار جانبی k_{py} در حالت دینامیکی ($\beta = \delta_w = k_v = 0$)

$\phi = 40^\circ$			$\phi = 30^\circ$			k_h	θ (درجه)
Kumar (2001)	Kumar and Chitikela (2002)	مطالعه حاضر	Kumar (2001)	Kumar and Chitikela (2002)	مطالعه حاضر		
۱۵/۱۴۴	۱۵/۰۴۱	۱۵/۰۲۱	۷/۰۵۲	۷/۰۳۵	۷/۰۳۶	۰	۳۰
۱۴/۲۰۹	۱۴/۱۳۱	۱۴/۱۱۹	۶/۵۰۹	۶/۴۹۶	۶/۵۰۳	۰/۱	
۱۳/۲۴	۱۳/۱۸۳	۱۳/۱۷۸	۵/۹۳	۵/۹۱۸	۵/۹۲۹	۰/۲	
۱۲/۲۳۱	۱۲/۱۸۸	۱۲/۱۸۹	۵/۲۹۹	۵/۲۸۷	۵/۳۰۲	۰/۳	
۱۱/۱۶۹	۱۱/۱۳۷	۱۱/۱۴۳	۴/۵۸۷	۴/۵۷۵	۴/۵۹۲	۰/۴	
۱۰/۰۳۶	۱۰/۰۱۲	۱۰/۰۲۲	۳/۷۱	۳/۶۹۸	۳/۷۵	۰/۵	۱۵
۷/۶۷۸	۷/۶۶۱	۷/۶۶۶	۴/۳۰۳	۴/۲۹۴	۴/۳	۰	
۷/۲۵۵	۷/۲۴	۷/۲۴۷	۴/۰۰۸	۳/۹۹۹	۴/۰۰۷	۰/۱	
۶/۸۱۲	۶/۹۸	۶/۸۰۸	۳/۶۸۸	۳/۶۷۹	۳/۶۸۸	۰/۲	
۶/۳۴۶	۶/۳۳۳	۶/۳۴۳	۳/۳۳۵	۳/۳۲۵	۳/۳۳۵	۰/۳	
۵/۸۵	۵/۸۳۷	۵/۸۴۹	۲/۹۳۶	۲/۹۱۹	۲/۹۳	۰/۴	
۵/۳۱۴	۵/۳۰۲	۵/۳۱۴	۲/۴۲	۲/۴۱۶	۲/۴۱۹	۰/۵	

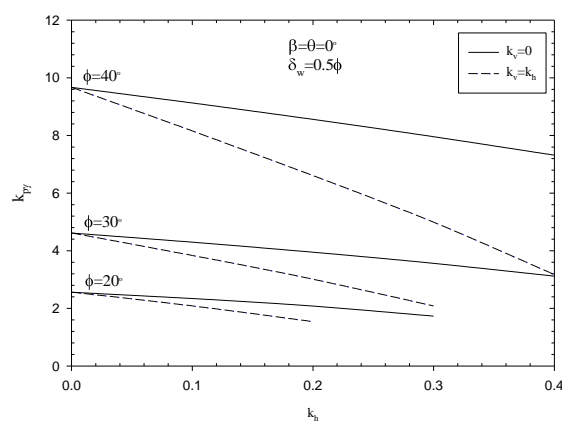
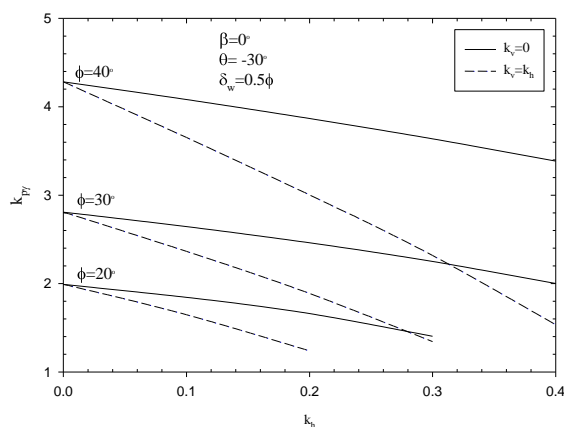
جدول ۵- ضریب فشار جانبی k_{py} در حالت دینامیکی برای دیوار حایل زبر و مقایسه آن با محققین دیگر

ضریب فشار جانبی k_{py} در حالت دینامیکی ($\theta = \beta = k_v = 0, \delta_w = \phi = 30^\circ$)

مونونوبه- آکابه	Morrison Jr and Ebeling (1995)	Soubra (2000)	Kumar (2001)	Kumar and Chitikela (2002)	مطالعه حاضر	k_h
۱۰/۰۹۵	۷/۰۷۷	۶/۸۶	۶/۶۷۷	۶/۵۶۳	۶/۵۵۱	۰
۹/۰۲	۶/۶۶۱	۶/۳۵	۶/۱۸۷	۶/۰۸۳	۶/۰۷۸	۰/۱
۷/۹۲۱	۶/۱۵۴	۵/۷۹	۵/۶۵۵	۵/۵۶۲	۵/۵۶۳	۰/۲
۶/۷۸۴	۵/۵۳۸	۵/۱۷	۵/۰۶۵	۴/۹۸۶	۴/۹۹۲	۰/۳
۵/۵۷۷	۴/۸۴۶	-	۴/۳۹	۴/۳۲۷	۴/۳۳۶	۰/۴
۴/۲۰۸	۳/۹۲۳	-	۳/۵۴۵	۳/۵۰۱	۳/۵۱۲	۰/۵

جدول ۶- ضریب فشار جانبی k_{pq} در حالت دینامیکی برای دیوار حایل قائم و زمین با شیب صفر درجه

$\phi=40^\circ$				$\phi=30^\circ$				k_h
$\delta_w = \phi$		$\delta_w = 0$		$\delta_w = \phi$		$\delta_w = 0$		
Kumar and Chitikela (2002)	مطالعه حاضر	Kumar and Chitikela (2002)	مطالعه حاضر	Kumar and Chitikela (2002)	مطالعه حاضر	Kumar and Chitikela (2002)	مطالعه حاضر	
۱۴/۳۹۳	۱۴/۳۹۳	۴/۵۹۹	۴/۵۹۹	۵/۸۰۴	۵/۸۰۴	۳	۳	۰
۱۳/۶۹۷	۱۳/۶۹۷	۴/۳۷۷	۴/۳۷۷	۵/۴۴۸	۵/۴۴۸	۲/۸۱۶	۲/۸۱۶	۰/۱
۱۲/۹۴۷	۱۲/۹۴۷	۴/۱۳۷	۴/۱۳۷	۵/۰۴۸	۵/۰۴۸	۲/۶۱	۲/۶۱	۰/۲
۱۲/۱۳۷	۱۲/۱۳۷	۳/۸۷۹	۳/۸۷۹	۴/۵۸۹	۴/۵۸۹	۲/۳۷۴	۲/۳۷۴	۰/۳
۱۱/۲۵۴	۱۱/۲۵۴	۳/۵۹۸	۳/۵۹۸	۴/۰۴۴	۴/۰۴۴	۲/۰۹۷	۲/۰۹۷	۰/۴
۱۰/۲۷۸	۱۰/۲۷۸	۳/۲۸۹	۳/۲۸۹	۳/۳۳۶	۳/۳۳۶	۱/۷۳۹	۱/۷۳۹	۰/۵



شکل ۱۰- ضریب فشار جانبی k_{pq} در حضور ضرایب شبه استاتیکی افقی و قائم زلزله: الف) دیوار حایل قائم و زمین افقی، ب) دیوار حایل با زاویه 30° درجه و زمین افقی

جدول ۷- تأثیر جمع آثار قوا بر روی نتایج تحلیل ($c/(\gamma H)=0.1, \phi=30, \theta=\beta=0, k_h=k_v=0, c_w=0$)

$q=20 \text{ kPa}$				$q=0$				δ_w (درجه)	ϕ (درجه)
$p_p/(\gamma H^2)$		$p_p/(\gamma H^2)$		$p_p/(\gamma H^2)$		$p_p/(\gamma H^2)$			
خطا (درصد)	بدون سوپریوزیشن (کد کامپیوتری)	سوپریوزیشن رابطه (۲۰)	خطا (درصد)	بدون سوپریوزیشن (کد کامپیوتری)	سوپریوزیشن رابطه (۲۰)	k_{pc}	k_{pq}	k_{py}	
۰	۴/۲۸۴	۴/۲۸۴	۰	۱/۵۴۶	۱/۵۴۶	۳/۱۳۹	۲/۴۶۴	۲/۴۶۴	۰
۰	۵/۵۱۵	۵/۴۹۱	۰	۲/۰۱	۲/۰۰۷	۴/۱۱۳	۳/۱۳۶	۳/۱۹۱	۱۰
-۱	۶/۷۸۹	۶/۶۹۷	-۱	۲/۵۳۸	۲/۵۲۱	۵/۲۶۴	۳/۷۵۸	۳/۹۹	۲۰
-۲	۷/۳۵۷	۷/۲۱	-۱	۲/۷۹۸	۲/۷۶۴	۵/۸۶۴	۴/۰۰۲	۴/۳۵۴	۲۵
۰	۵/۱۸	۵/۱۸	۰	۱/۸۴۷	۱/۸۴۶	۳/۴۶۴	۳	۳	۰
۰	۶/۸۹	۶/۸۶۱	۰	۲/۴۸۱	۲/۴۷۷	۴/۶۶۸	۳/۹۴۶	۴/۰۲	۱۰
-۱	۸/۸۴	۸/۷۲۱	-۱	۳/۲۶۴	۳/۲۶۳	۶/۱۴۸	۴/۹۳	۵/۲۵۷	۲۰
-۳	۱۰/۷۶۴	۱۰/۵	-۱	۴/۱۱۲	۴/۰۵۲	۷/۷۶	۵/۸۰۴	۶/۵۵۱	۳۰
۰	۶/۳۳	۶/۳۲۹	۰	۲/۲۲۹	۲/۲۲۹	۳/۸۴۲	۳/۶۹	۳/۶۹	۰
۰	۸/۷۳۴	۸/۶۹۶	۰	۳/۱۰۸	۳/۱۰۳	۵/۳۵	۵/۰۳۴	۵/۱۳۶	۱۰
-۱	۱۱/۷۰۲	۱۱/۵۳۵	-۱	۴/۲۷۷	۴/۲۴۹	۷/۲۸۲	۶/۵۵۸	۷/۰۴۱	۲۰
-۳	۱۵/۰۵۶	۱۴/۶۷۷	-۱	۵/۷۰۲	۵/۶۲۶	۹/۵۲۱	۸/۱۴۶	۹/۳۴۸	۳۰
-۳	۱۶/۶۴۸	۱۶/۱۵۸	-۲	۶/۴۲۳	۶/۳۲۵	۱۰/۱۶۶	۸/۸۵	۱۰/۵۱۷	۳۵

Caquot AI, Kérisel JL, "Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations", 1948, Gauthier-Villars.

Chen, W., Liu, X., "Limit analysis in soil mechanics", 1990, Developments in geotechnical engineering, Elsevier.

Cheng Y, "Seismic lateral earth pressure coefficients for $c-\phi$ soils by slip line method", Computers and Geotechnics, 2003, 30(8), 661-670.

Dewaikar D, Pandey S, Dixit J, "Active earth pressure on an inclined wall with horizontal cohesionless backfill due to surcharge effect", Electronic Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 17, 811-824.

Habibagahi, K., Ghahramani, A., "Zero extension line theory of earth pressure", Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1979, 105(7), 881-896.

Keshavarz A, Jahanandish M, Ghahramani A, "Seismic bearing capacity analysis of reinforced soils by the method of stress characteristics", Iranian Journal of Science and Technology, Transaction B-Engineering, 2011, 35(C2), 185-197.

Keshavarz A, Pooresmaeil Z, "Static and seismic active lateral earth pressure coefficients for $c-\phi$ soils", Geomechanics and Engineering, 2016, 10(5), 657-676.

Kumar J, "Seismic passive earth pressure coefficients for sands", Canadian Geotechnical Journal, 2001, 38(4), 876-881.

Kumar J, Chitikela S, "Seismic passive earth pressure coefficients using the method of characteristics", Canadian Geotechnical Journal, 2002, 39(2), 463-471.

Lee I, Herington J, "A theoretical study of the pressures acting on a rigid wall by a sloping earth or rock fill", Geotechnique, 1972, 22(1), 1-26.

Morrison Jr EE, Ebeling RM, "Limit equilibrium computation of dynamic passive earth pressure", Canadian Geotechnical Journal, 1995, 32(3), 481-487.

Mylonakis G, Kloukinas P, Papantonopoulos C, "An alternative to the Mononobe-Okabe equations for seismic earth pressures", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2007, 27(10), 957-969.

Peng MX, Chen J, "Coulomb's solution to seismic passive earth pressure on retaining walls", Canadian Geotechnical Journal, 2013a, 50(10), 1100-1107.

Peng MX, Chen J, "Slip-line solution to active earth pressure on retaining walls", Geotechnique, 2013b, 63(12), 1008-1019.

Reece A, Hettiaratchi D, "A slip-line method for estimating passive earth pressure", Journal of Agricultural Engineering Research, 1989, 42(1), 27-41.

Shukla S, "An analytical expression for the seismic passive earth pressure from the $c-\phi$ soil backfills on rigid retaining walls with wall friction and adhesion", International Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 6(3), 365-370.

Shukla S, Sivakugan N, Das B, "Analytical expression for dynamic passive pressure from $c-\phi$ soil backfill with surcharge", International Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 5(3), 357-362.

۴- نتیجه گیری

در این مقاله، روش مشخصه‌های تنش برای ارزیابی فشار جانبی استاتیکی و لرزه‌ای وارد به دیوارهای حایل در حالت مقاوم استفاده شد. نیروی جانبی خاک براساس اصل جمع آثار قوا به صورت ضرایب فشار جانبی مقاوم ناشی از وزن واحد خاک، سربار و چسبندگی خاک بیان شده است. دیوار حایل در شرایط دینامیکی تحت تأثیر ضرایب شبه استاتیکی افقی و قائم زلزله مورد بررسی قرار گرفته است. تأثیر پارامترهای مختلف و همچنین چسبندگی خاک و مرز دیوار- خاک در نظر گرفته شده است. برخی از نتایج کلی مقاله به شرح زیر است:

- افزایش هریک از پارامترهای زاویه اصطکاک مرز دیوار- خاک، زاویه اصطکاک داخلی خاک و زاویه دیوار ضرایب فشار جانبی ناشی از وزن واحد خاک (k_{pv}) و چسبندگی خاک (k_{pc}) را افزایش می‌دهد و افزایش شیب زمین موجب کاهش این دو ضریب می‌شود. تأثیر زاویه اصطکاک مرز دیوار- خاک و زاویه اصطکاک داخلی خاک بر ضریب فشار جانبی ناشی از سربار (k_{pq}) نیز مشابه است.
- ضریب فشار جانبی k_{pc} با افزایش چسبندگی مرز دیوار- خاک افزایش می‌یابد. همچنین، افزایش ضریب شبه- استاتیکی افقی زلزله، ضرایب فشار جانبی k_{pv} و k_{pq} را کاهش می‌دهد و ضریب فشار جانبی k_{pv} در حضور ضریب شبه استاتیکی قائم زلزله، کاهش می‌یابد که میزان این کاهش برای زاویه اصطکاک داخلی ۴۰ درجه نسبت به زاویه اصطکاک داخلی ۲۰ و ۳۰ درجه بیشتر است.
- برای یک سری تحلیل‌های نمونه، خطای ۳-۰ درصد برای در نظر گرفتن اصل جمع آثار قوا مشاهده شد.

نتایج نشان می‌دهند که روش مشخصه‌های تنش به روش تحلیل حدی (Chen و Liu، ۱۹۹۰)، روش Kumar (۲۰۰۱)، Kumar و Chitikela (۲۰۰۲)، Macuh و Soubra (۲۰۰۲) و Caquot و Kerisel (۱۹۴۸) بسیار مشابه است. نتایج این مقاله برای ضریب فشار جانبی ناشی از سربار، دقیقاً با نتایج Kumar و Chitikela (۲۰۰۲) یکسان است.

۵- مراجع

کشاورز ا، جهان‌اندیش، م، "محاسبه ضرایب ظرفیت باربری لرزه- ای پی‌های نواری با روش مشخصه‌های تنش"، پژوهشنامه زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۹۱، سال پانزدهم، شماره اول، ۱۱-۲۰.

Benmeddour D, Mellas M, Frank R, Mabrouki A, "Numerical study of passive and active earth pressures of sands", Computers and Geotechnics, 2012, 40, 34-44.

$$p_f = p_0 \frac{\sin 2(\psi_0 - \omega_0)}{\sin 2(\psi_f - \omega_0)} \quad (30)$$

که در آن:

$$\omega_0 = 0.5 \left[\frac{\pi}{2} + \psi_f + \psi_0 - \sin^{-1}(\sin \phi \cos(\psi_f - \psi_0)) \right] \quad (31)$$

بنابراین با استفاده از معادلات (۲۵) و (۲۷)، ضریب k_{pq} به فرم معادله (۲۳) در می‌آید که در آن:

$$A_q = \exp(2(\psi_f - \psi_0) \tan \phi) \quad \text{for } \psi_f \geq \psi_0 \quad (32)$$

$$A_q = \frac{\sin 2(\psi_0 - \omega_0)}{\sin 2(\psi_f - \omega_0)} \quad \text{for } \psi_f < \psi_0$$

با استفاده از معادله (۲۳)، (۳۲)، (۲۶) و (۲۸) می‌توان ضریب k_{pq} را بدون نیاز به سعی و خطا محاسبه نمود. این محاسبات را می‌توان در محیط اکسل نیز به راحتی برنامه‌ریزی نمود.

حل برای k_{pc} :

به شیوه مشابهی می‌توان ضریب k_{pc} را نیز به دست آورد. شرایط مرزی روی زمین در این حالت، به فرم زیر نوشته می‌شوند:

$$p_0 = c \frac{1 + \sin \phi}{\cos \phi}, \quad \psi_0 = \beta \quad (33)$$

در این حالت می‌توان نوشت:

$$p_f = A_c c$$

$$A_c = -\cot \phi + \left(\frac{1 + \sin \phi}{\sin \phi \cos \phi} \right) \times \exp(2(\psi_f - \psi_0) \tan \phi), \quad \psi_f \geq \psi_0 \quad (34)$$

$$A_c = \left(\frac{1 + \sin \phi}{\cos \phi} \sin 2(\psi_0 - \omega_0) - \cos \phi \sin 2(\psi_f - \omega_0) \right) / (\sin \phi \sin 2(\psi_f - \omega_0)), \quad \psi_f < \psi_0$$

که در آن ω_0 از معادله (۳۱) محاسبه می‌شود. ψ_f نیز در این حالت به صورت زیر است ($\lambda = c_w/c$):

$$\psi_f = \theta + 0.5 \left[\delta_w + \sin^{-1} \left(\frac{A_c \sin \delta_w + \lambda \cos \delta_w}{A_c \sin \phi + \cos \delta_w} \right) \right] \quad (35)$$

بنابراین می‌توان از معادله (۳۴) ضریب k_{pc} را محاسبه نمود. معادله (۳۵) یک معادله غیر خطی است و با سعی و خطا قابل حل است. برای حل این معادله می‌توان از ابزار حل solver در محیط اکسل استفاده نمود.

Sokolovskii VV, "Statics of soil media", 1960, Butterworths, London.

Sokolovskii VV, "Statics of granular media", 1965, Pergamon Press.

Soubra AH, "Static and seismic passive earth pressure coefficients on rigid retaining structures", Canadian Geotechnical Journal, 2000, 37(2), 463-478.

Soubra AH, Macuh B, "Active and passive earth pressure coefficients by a kinematical approach", Proceedings of the ICE-Geotechnical Engineering, 2002, 155(2), 119-131.

Tang C, Phoon KK, Toh KC, "Lower-Bound Limit Analysis of Seismic Passive Earth Pressure on Rigid Walls", International Journal of Geomechanics, 2014, 14(5), 04014022.

Totonchi A, Askari F, Farzaneh O, "Analytical solution of seismic active lateral force in retaining walls using stress fields", Iranian Journal of Science and Technology Transaction B-Engineering, 2012, 36(C2), 195-207.

پیوست

در صورتی که وزن واحد خاک صفر باشد، توزیع تنش پشت دیوار حایل یکنواخت خواهد بود و می‌توان فشار جانبی خاک را بدون حل کل شبکه، بلکه با حل نقطه تکینگی به دست آورد.

حل برای k_{pq} :

برای به دست آوردن k_{pq} بایستی فرض کرد $\gamma = c = c_w = 0$ بنابر این از معادله (۲۰):

$$k_{pq} = \frac{P_p}{qH} = \frac{\sqrt{\sigma_f^2 + \tau_f^2}}{q \cos \theta} \quad (25)$$

از معادله (۱۷):

$$\psi_f = \theta + 0.5 \left[\delta_w + \sin^{-1} \left(\frac{\sin \delta_w}{\sin \phi} \right) \right] \quad (26)$$

با استفاده از معادلات (۸) و (۹) و (۱۱) می‌توان نوشت:

$$p_0 = \frac{q(1 - k_v) \cos \beta}{\cos \delta \cos^2 \phi} \left(\cos(\delta + \beta) + \sqrt{\sin(\phi - \delta - \beta) \sin(\phi + \delta + \beta)} \right) \quad (27)$$

و از معادله (۱۵):

$$\psi_0 = 0.5 \left[\beta - \delta + \sin^{-1} \left(\frac{\sin(\delta + \beta)}{\sin \phi} \right) \right] \quad (28)$$

اگر $\psi_f \geq \psi_0$ باشد، ناپیوستگی تنش وجود ندارد و p_f را از رابطه زیر می‌توان حساب کرد:

$$p_f = p_0 \exp[2 \tan \phi (\psi_f - \psi_0)], \quad \psi_f \geq \psi_0 \quad (29)$$

و اگر $\psi_f < \psi_0$ باشد، از معادله (۱۵):

EXTENDED ABSTRACT

Evaluation of the Static and Seismic Passive Lateral Earth Pressure for $c-\phi$ Soils using the Stress Characteristics Method

Amin Keshavarz*, Zahra Pooresmaeil

School of Engineering, Persian Gulf University, Bushehr, Iran

Received: 03 March 2016; Accepted: 08 October 2016

Keywords:

Stress characteristics method, Passive lateral earth pressure, Retaining wall, Seismic, Numerical analysis

1. Introduction

The Stress Characteristics Method (SCM) or slip line method is a rigorous method to solve geotechnical engineering problems. This method has been used in many geotechnical engineering problems. Although SCM has been used in previous researches to evaluate the seismic passive lateral earth pressure, however, previous researchers have not considered all of the parameters of cohesion and friction angle of the soil, soil-wall interface adhesion and friction angle, ground surface slope, wall slope, surcharge, stress discontinuity and horizontal and vertical pseudo-static seismic coefficients. In this study, all of the aforementioned parameters are considered and closed-form equations have been presented in the special cases.

2. Methodology

Fig. 1 shows the geometry of the problem and the typical stress characteristics network. Backfill soil is assumed to obey Mohr-Coulomb failure criterion, having the cohesion c and friction angle ϕ . In the plane strain case, there are two stress characteristics which make an angle of $\mu=\pi/4-\phi/2$ with the major principal stress direction σ_1 . Each point in the soil has four features, x , z , p and ψ ; where p is the mean stress and ψ indicates the angle between σ_1 and the horizontal axis. The slopes of these lines and the equilibrium equations along them are:

Along the plus characteristics:

$$\frac{dz}{dx} = \tan(\psi + \mu) \quad (1)$$

$$dp + 2(p \tan \phi + c)d\psi = (dx - \tan \phi dz)X + (\tan \phi dx + dz)Z \quad (2)$$

and along the minus characteristics:

$$\frac{dz}{dx} = \tan(\psi - \mu) \quad (3)$$

$$-dp + 2(p \tan \phi + c)d\psi = -(dx + \tan \phi dz)X + (\tan \phi dx - dz)Z \quad (4)$$

Where $X=-\gamma k_h$ and $Z=-\gamma(1-k_v)$ are body forces; k_h and k_v indicate the pseudo-static seismic coefficients in the horizontal and vertical directions, respectively, and γ is the soil unit weight. The finite difference forms of Eqs. (1-4) are used to compute the properties of each point in the stress characteristics network.

A computer code was written to solve the problem. The solution procedure is very similar to traditional stress characteristics network (Keshavarz and pooresmaeil, 2016).

* Corresponding Author

E-mail addresses: keshavarz@pgu.ac.ir (Amin Keshavarz), zahra.pouresmaeil@gmail.com (Zahra pooresmaeil).

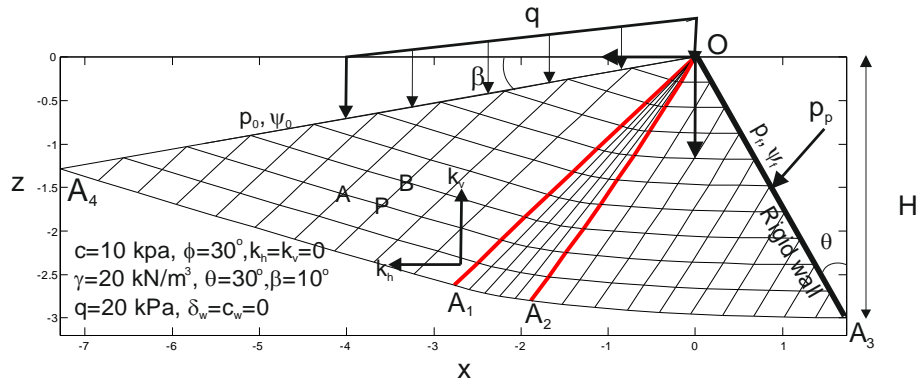


Fig. 1. The geometry of the problem and a typical stress characteristics network

3. Results and discussion

After solving the problem, the stress distribution along the soil-wall interface is obtained. The lateral earth force is computed by integrating this pressure. The passive lateral earth force can be written as:

$$p_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_{p\gamma} + qHk_{pq} + cHk_{pc} \tag{5}$$

Where H is the wall height and q indicate the surcharge. $k_{p\gamma}$, k_{pq} and k_{pc} are the passive lateral earth pressure coefficients, which are obtained using the principle of superposition. k_{pq} and k_{pc} can be obtained without solving the whole stress characteristics network as:

$$k_{pq} = A_q (1 - k_v) \cos \beta \frac{1 + \sin \phi \cos 2(\theta - \psi_f)}{\cos^2 \phi \cos \delta \cos \theta \cos \delta_w} \times \left[\cos(\delta + \beta) + \sqrt{\sin(\phi - \delta - \beta) \sin(\phi + \delta + \beta)} \right] \tag{6}$$

$$k_{pc} = \frac{\sqrt{2A_c (A_c \sin \phi + \cos \phi) \cos 2(\psi_f - \theta)}}{\cos \theta} + \frac{\sqrt{A_c^2 + (A_c \sin \phi + \cos \phi)^2}}{\cos \theta} \tag{7}$$

Where $\tan \delta = k_h / (1 - k_v)$. c_w and δ_w are the adhesion and friction angle of the soil-wall interface, respectively. A_c and A_q are coefficients corresponding to the cohesion and surcharge. The values of these parameters depend on the boundary conditions.

Table 1 shows the seismic lateral earth pressure coefficient $k_{p\gamma}$ for rough retaining wall as compared to other solutions. As seen the results of the present study are very close to other solutions.

Table 1. The seismic lateral earth pressure $k_{p\gamma}$ for rough retaining wall as compared to other solutions for $\theta = \beta = k_v = 0, \delta_w = \phi = 30^\circ$

k_h	Present Study	Kumar and Chitikela (2002)	Kumar (2001)	Soubra (2000)	Morrison and Ebeling (1995)	Mononobe-Okabe
0	6.551	6.563	6.677	6.86	7.077	10.095
0.1	6.078	6.083	6.187	6.35	6.661	9.02
0.2	5.563	5.562	5.655	5.79	6.154	7.921
0.3	4.992	4.986	5.065	5.17	5.538	6.784
0.4	4.336	4.327	4.39	-	4.846	5.577
0.5	3.512	3.501	3.545	-	3.923	4.208

4. Conclusions

The stress characteristics method was used to evaluate the passive lateral earth pressure in the static and seismic cases. Seismic case was considered as the horizontal and vertical pseudo-static earthquake coefficients. The equilibrium equations along the stress characteristics lines and passive boundary conditions on the earth and retaining wall were expressed. The equilibrium equations were solved using the finite difference method. A computer code was provided to analyze the wall and solve the characteristics network. Soil was considered as a $c-\phi$ soil and the adhesion and friction angle of the soil-wall interface was considered as c_w and δ_w . The passive force on the wall was expressed as the lateral earth pressure coefficients due to the soil unit weight, the surcharge and the soil cohesion. The effects of different parameters, such as soil friction angle, soil-wall interface friction angle, soil cohesion, soil-wall interface adhesion, pseudo-static coefficients and the problem geometry on the passive lateral earth pressure coefficients were studied. The closed form solutions were presented for the passive lateral earth pressure coefficients due to the surcharge and soil cohesion. The results of the stress characteristics method were compared with other solutions. It was shown that the stress characteristics method coincides with other methods.

5. References

- Keshavarz A, Pooresmaeil Z, "Static and seismic active lateral earth pressure coefficients for $c-\phi$ soils", *Geomechanics and Engineering*, 2016, 10 (5), 657-676.
- Kumar J, "Seismic passive earth pressure coefficients for sands", *Canadian Geotechnical Journal*, 2001, 38(4), 876-881.
- Kumar J, Chitikela S, "Seismic passive earth pressure coefficients using the method of characteristics", *Canadian Geotechnical Journal*, 2002, 39 (2), 463-471.
- Morrison Jr EE, Ebeling RM, "Limit equilibrium computation of dynamic passive earth pressure", *Canadian Geotechnical Journal*, 1995, 32 (3), 481-487.
- Soubra AH, "Static and seismic passive earth pressure coefficients on rigid retaining structures", *Canadian Geotechnical Journal*, 2000, 37 (2), 463-478.