

چکیده

تعیین ظرفیت باربری پی‌های سطحی در هنگام زلزله یکی از موضوعات مهم ژئوتکنیک لرزه‌ای است. در این تحقیق، با به‌کارگیری روش تعادل حدی، معادله‌ی کوتر و روش سعی و خطا، بهینه‌ترین ضریب باربری لرزه‌ای ($N_{\gamma E}$) روی خاک غیر چسبنده برای پی سطحی، که علاوه بر بار قائم تحت بار افقی نیز می‌باشد، به دست آمده است. در این روش، سطح گسیختگی خاک زیر پی، به صورت مرکب (صفحه‌ای و اسپیرال لگاریتمی) در نظر گرفته شده است. از مزایای این روش، تعیین سطح گسیختگی متناسب با ویژگی‌های خاک و ضرایب شتاب زلزله است. بر اساس نتایج به دست آمده از این تحلیل، با افزایش شتاب زلزله و افزایش بار افقی، ضریب باربری لرزه‌ای پی سطحی کاهش می‌یابد. نتایج حاصل از این تحقیق با دیگر نتایج موجود در متون علمی مقایسه شد و در اکثر حالات انطباق خوبی نشان داد.

کلمات کلیدی: زلزله، ضریب باربری لرزه‌ای، بار مایل، پی‌های سطحی، معادله‌ی کوتر، تعادل حدی

تعیین ضریب باربری لرزه‌ای ($N_{\gamma E}$) پی‌های سطحی تحت بار مایل با استفاده از معادله‌ی کوتر

مرتضی جبرایبی شراهی (نویسنده مسؤول)

استادیار، دانشگاه صنعتی قم، گروه مهندسی عمران

E-mail: jiryaei@qut.ac.ir

سید مجتبی موسوی اوریمی

دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی قم، گروه مهندسی عمران

1- مقدمه

خاک و پی، وضعیت تنش اولیه‌ی خاک، انتخاب مدل رفتاری صحیح و پارامترهایی نظیر آن نیاز دارند. با توجه به تأثیر این عوامل در تحلیل مسأله و با توجه به پیچیدگی هر یک از این موارد امکان دارد جوابی نامطمئن به دست آید؛ اما می‌توان مسائل با هندسه پیچیده یا مدل‌های رفتاری پیچیده را با این روش‌ها تحلیل نمود. مجیدی و میرقاسمی با روش المان مجزا ظرفیت باربری پی سطحی را در حالت شبه‌استاتیکی تعیین کرده‌اند. در این روش محیط خاک به صورت قطعات صلب در نظر گرفته شده است که با فنرهای وینکلر به هم متصل می‌شوند [2].

اگرچه یکی از روش‌های مناسب برای بررسی ظرفیت باربری پی‌ها روش‌های آزمایشگاهی است، ولی مشکلاتی از قبیل محدودیت‌های شرایط مرزی آزمایش، مقیاس پی و دست‌خوردگی نمونه‌های خاک دارد. ناپت و همکاران طی مطالعات آزمایشگاهی با آزمایش میز لرزان و روش سرعت‌سنجی تصویری ذرات (Particle Image Velocimetry) اثرهای فرکانس و بزرگای زلزله روی مکانیسم شکست خاک زیر پی‌های سطحی را بررسی نمودند [3]. در کتاب دینامیک

شکست پی در هنگام زلزله، به دلیل قرار گرفتن پی ساختمان‌ها بر روی خاک، باعث خسارت‌های مالی و جانی بسیاری می‌شود. با توجه به مطالعات بر روی زلزله‌های مهم از جمله زلزله 1964 نیگاتا در ژاپن، عامل اکثر خرابی‌های سازه، عدم مقاومت کافی خاک زیر پی بوده است [1]. به این دلیل، اهمیت تحقیقات در زمینه ظرفیت باربری لرزه‌ای پی سطحی را نمی‌توان در کشور لرزه‌خیزی مانند ایران نادیده گرفت.

تحقیقات آزمایشگاهی و تجربی نشان داده است که ظرفیت باربری پی‌های سطحی در هنگام زلزله به مقدار قابل توجهی کاهش می‌یابد. محققان از روش‌های مختلف تحلیلی در مطالعات خود استفاده کرده‌اند که در این میان می‌توان به روش‌های تعادل حدی، تحلیل حدی، خطوط مشخصه، آزمایشگاهی و عددی مانند روش‌های المان محدود و تفاضل محدود اشاره نمود. هر یک از این روش‌ها مزایا و معایب خاصی در تعیین مقادیر ظرفیت باربری دارد.

استفاده از روش‌های عددی مانند اجزای محدود یا تفاضل محدود برای مدل‌سازی به اطلاعاتی از قبیل المان‌بندی دقیق سیستم



حدی و با در نظر گرفتن نیروی اینرسی خاک روابطی برای تعیین ضرایب باربری لرزه‌ای پی‌های سطحی به دست آورده‌اند [14].
 بدهو و الکرنی بر اساس روش تعادل حدی و مشابه با سطح گسیختگی وسیک با این تفاوت که در صورت اعمال شتاب زلزله سطح گسیختگی بیشتر به سطح زمین نزدیک می‌شود، ظرفیت باربری پی سطحی در حالت لرزه‌ای را تعیین نمودند [15].
 مرلوس و رومو در نظریه‌ی خود با استفاده از روش تعادل حدی و با فرض گسیختگی به صورت فقط لگاریتمی و تغییر نیروی اینرسی با زمان، ظرفیت باربری لرزه‌ای پی نواری را نیز محاسبه کرده‌اند [16]. ساها و گوش در سال 2014 با استفاده از روش تعادل حدی و در نظر گرفتن زلزله به صورت شبه دینامیکی

ضریب باربری لرزه‌ای (N_{VE}) را بررسی نمودند [17].
 روش تحلیل حدی (Limit Analysis)، بر پایه اصل کار مجازی است. این روش دارای دو قضیه حدی بالا (Upper Limit) و پایین (Lower Limit) است که جواب مسأله در بین این دو قرار دارد. این قضایا توسط گرینبرگ و همکاران [18] بر اساس بسط اصل حداکثر کار هیل ارائه شده‌است [19].
 در روش تحلیل حدی هر چند قانون جریان در نظر گرفته می‌شود، به دلیل استفاده از فرضیات ساده کننده که در بسیاری از موارد با شرایط واقعی سازگاری کمتری دارد، به تخمین مقادیری با ضریب اطمینان بالا برای ظرفیت باربری منجر می‌شود (در روش تعادل حدی نیز همین مشکل وجود دارد). پکر و سالنکن با استفاده از روش تحلیل حدی بالا و با در نظر گرفتن معیار رفتاری ترسکا به بررسی ظرفیت باربری لرزه‌ای پی‌های سطحی نواری بر روی خاک رس پرداختند [20]. عسکری و همکاران با فرض اینکه سطح گسیختگی به صورت بلوک‌های مثلثی می‌باشد و با استفاده از روش تحلیل حدی کران بالا، ظرفیت باربری لرزه‌ای پی سطحی را به دست آورده‌اند [21].
 سوپرا با استفاده از روش حل کران بالا، ظرفیت باربری لرزه‌ای پی سطحی روی زمین مسطح را بررسی نمود [22، 23].

در تحقیق حاضر، برای تعیین ضرایب باربری لرزه‌ای پی سطحی تحت بار مایل، سطح گسیختگی خاک بستر بر اساس

خاک داس ساکسنا و همکاران در سال 1980 در تحلیل و آزمایش‌های خود، اهمیت مؤلفه قائم شتاب‌نگاشت بر پی قرار گرفته در خاک را نیز مورد بررسی قرار دادند [4].

در روش خطوط مشخصه تنش (Stress Characteristics Line Method) با معادله‌ی سطح خمیری و با کمک معادلات تعادل، دستگاهی از معادلات دیفرانسیل به دست می‌آید. با حل این معادلات و با در نظر گرفتن یک شرایط مرزی مناسب، میدان تنش در توده خاک و در نهایت، بار حدی تعیین می‌گردد.
 سوکولوسکی [5] و اتکینسون [6] اولین افرادی بودند که این روش را معرفی کردند. قهرمانی و بریل [7] بر مبنای روش خطوط مشخصه و به کارگیری روش خطوط تغییر طول صفر، که اولین بار توسط روسکو پیشنهاد داده شده است، ضرایب ظرفیت باربری در حالت لرزه‌ای را تعیین نمودند. کمالیان و همکاران [8] در سال 2013، ظرفیت باربری استاتیکی و لرزه‌ای پی نواری مستقر در مجاورت بالای شیروانی را با استفاده از روش خطوط مشخصه‌ی تنش مورد بررسی قرار داده‌اند. از محققان دیگری که با این روش، ظرفیت باربری پی در حالت لرزه‌ای را تعیین نمودند می‌توان به کومار و راتو [9] و کمالیان و همکاران [10] اشاره نمود.

روش تعادل حدی (Limit Equilibrium)، یکی از مؤثرترین و مرسوم‌ترین روش‌های محاسباتی در ژئوتکنیک است که از دهه‌های پیش تاکنون مورد استفاده دانشمندان بزرگی از جمله ترزاقی قرار گرفته است [11]. از امتیازات این روش می‌توان به سادگی، امکان محاسبه بهینه سطح گسیختگی و بار حدی اشاره نمود. در این روش با انتخاب معیار گسیختگی اولیه، بار حدی با حل معادلات تعادل به دست می‌آید و سپس با تغییر سطح گسیختگی و بهینه‌سازی آن، می‌توان مقدار بهینه بار حدی را نیز به دست آورد. چادوری و همکاران با استفاده از این روش و در نظر گرفتن یک سطح شکست مشابه حالت ظرفیت باربری استاتیکی پی‌های سطحی، رابطه‌هایی برای تعیین ضریب باربری لرزه‌ای پی‌های سطحی ارائه کردند [12]. ریچاردز و همکاران [13] با استفاده از روش تعادل حدی، ظرفیت باربری پی سطحی را بررسی نمودند. سارما و یوسیفلیس با استفاده از روش تعادل

بوده‌و و الکرنی [15] با انجام آزمایش‌ها و محاسبات بر اساس تنش‌های اولیه المان خاک و با استفاده از دایره مور، زوایای گسیختگی را با معادله‌های (1)، (2)، (3) و (4) محاسبه نموده‌اند:

$$\alpha_1 = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} + \alpha_A \quad (1)$$

$$\alpha_2 = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} - \alpha_A \quad (2)$$

$$\alpha_3 = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} + \alpha_p \quad (3)$$

$$\alpha_4 = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} - \alpha_p \quad (4)$$

در این معادله‌ها، α_A و α_p شیب تنش اصلی صفحه‌های نسبت به افق به ترتیب در حالت محرک و مقاوم است که با روابط (5)، (6)، (7) و (8) تعیین می‌شود:
حالت محرک:

$$\tan \alpha_A = \frac{2 \tan \theta}{1 - K_{AE} + \sqrt{(1 - k_{AE})^2 + 4 \tan^2 \theta}} \quad (5)$$

حالت مقاوم:

$$\tan \alpha_p = \frac{2 \tan \theta}{k_{PE} - 1 + \sqrt{(k_{PE} - 1)^2 + 4 \tan^2 \theta}} \quad (6)$$

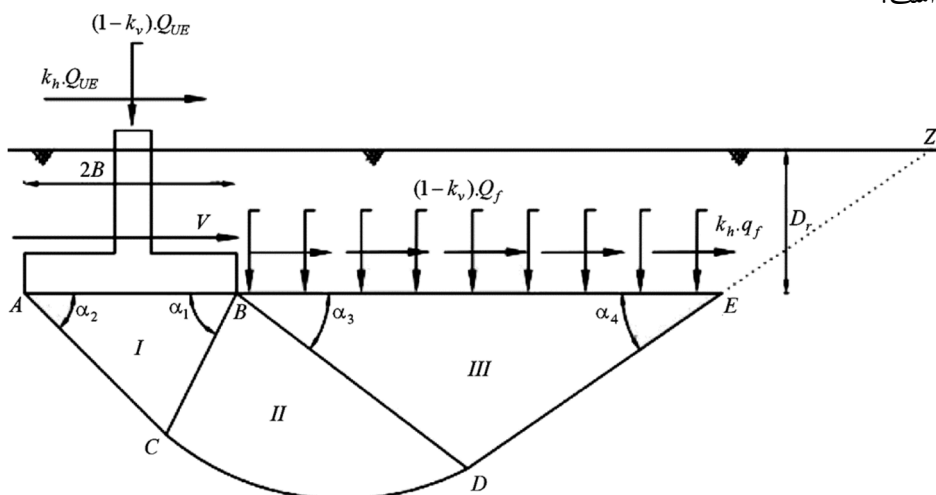
$$\tan \theta = \frac{K_h}{1 - K_v} \quad (7)$$

مقدار زاویه اصطکاک خاک و ضرایب شتاب زلزله، به طوری که بهینه‌ترین مقدار ضرایب باربری ($N_{\gamma E}$) به دست آید، با استفاده از روش تعادل حدی، روش سعی و خطا و معادله‌ی کوتر صورت گرفته است. در این روش، آثار زلزله به صورت ضرایب شبه‌استاتیکی افقی و قائم به مسأله اعمال و سطح گسیختگی خاک بستر به سه ناحیه فعال، انتقالی و مقاوم تقسیم شده است. برای تعیین ظرفیت باربری لرزه‌ای پی سطحی نواری نیز از اصل برهم‌نهی (Superposition Principle) استفاده شده است.

2- سطح گسیختگی خاک زیر پی تحت شرایط لرزه‌ای

مرحله اول در روش تعادل حدی، انتخاب یک الگوی گسیختگی برای توده خاک تحت اعمال بار است. این الگوی گسیختگی باید تا حد امکان به واقعیت نزدیک باشد که طبق تحقیقات آزمایشگاهی و بررسی با روش‌های عددی این مکانیسم گسیختگی شامل سه ناحیه است [3، 24].

مبنای سطح گسیختگی (شکل 1)، بر اساس تحقیقات بوده‌و و الکرنی [15] است. با این تفاوت که نقطه مرکزی اسپیرال لگاریتمی ثابت نیست و بر اساس عوامل مختلف تأثیرگذار تغییر خواهد کرد. همین عامل باعث تغییر در سطح گسیختگی خاک زیر پی می‌شود. طبق شکل (1)، این سطح گسیختگی مورد نظر شامل ناحیه محرک I (به صورت صفحه‌ای)، ناحیه مقاوم II (صفحه‌ای) و ناحیه برشی بین این دو ناحیه است که به صورت اسپیرال لگاریتمی است.



شکل (1): مکانیسم گسیختگی تحلیل مورد نظر در حالت لرزه‌ای

4- نحوه حل معادله‌ی کوتر

سطح گسیختگی خاک زیر پی در قسمت مقاوم شامل دو سطح CD و DE است (شکل 1). برای هر کدام از این دو سطح جهت تعیین نیروی عکس‌العمل از طرف خاک، معادله‌ی کوتر حل شده است. در این قسمت سطح شکست DE مد نظر است. به دلیل خطی بودن DE از گوه $\frac{d\alpha}{ds} = 0$ ، با توجه به معادله‌ی (9):

$$\frac{dp}{ds} = \gamma \sin(\alpha + \phi) \quad (10)$$

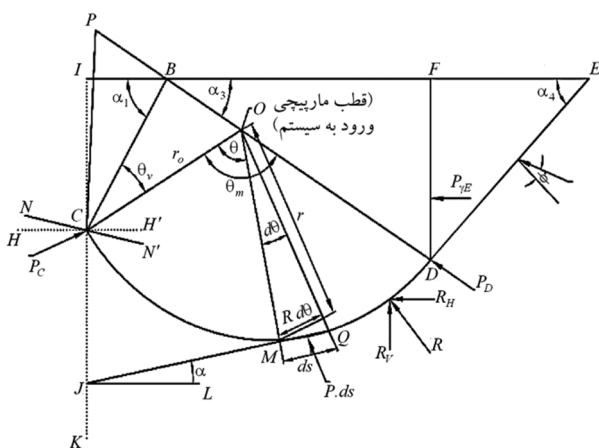
با حل معادله‌ی دیفرانسیل مزبور با استفاده از روش انتگرال‌گیری مستقیم، نیروی گسترده روی سطح شکست (DE) از معادله‌ی (11) محاسبه می‌شود:

$$P = \gamma \cdot \sin(\alpha_4 + \phi) \cdot DE \quad (11)$$

طول DE به محل قرارگیری نقطه مرکزی اسپیرال لگاریتمی (Log Spiral) بستگی دارد که می‌تواند این نقطه در راستای BD در بالا یا پایین پایه پی باشد، که با کمک شکل هندسی (شکل 3)، با معادله‌های (12) و (13) تعیین می‌شود:

$$DE = r_0 \cdot e^{\theta_m \tan \phi} \times \left[1 + \frac{\sin(\theta_v)}{1 + \frac{e^{\theta_m \tan \phi} \cdot \sin(180 - \alpha_1 - \alpha_3)}{K}} \right] \times \frac{\sin(\alpha_3)}{\sin(\alpha_1)} \quad (12)$$

$$DE = K \cdot r_0 \cdot e^{\theta_m \tan \phi} \quad (13)$$



شکل (3): شکل هندسی برای تعیین نقطه مرکزی اسپیرال لگاریتمی (O) در زیر پی

$$K = \frac{\sin^2 \phi + 1}{\cos^2 \phi} + \frac{2D}{1 - k_v} \tan \phi \pm \sqrt{\left[\left(\frac{2D}{1 - k_v} \tan \phi + \frac{\sin^2 \phi + 1}{\cos^2 \phi} \right)^2 + \left[\left(\frac{2D}{1 - k_v} \right)^2 + \frac{4D}{1 - k_v} \tan \phi - \frac{4 \tan^2 \theta}{\cos^2 \phi} - 1 \right] \right]} \quad (8)$$

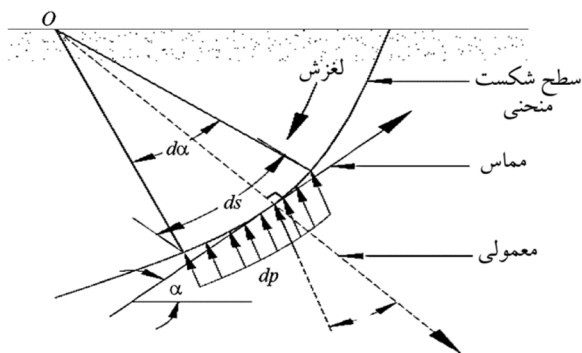
در معادله‌ی (8)، علامت مثبت قبل از ریشه مربع مقدار K_{PE} و علامت منفی مقدار K_{AE} را به دست می‌دهد. در این روش، اگر چه از سطح گسیختگی اولیه استفاده می‌شود، ولی به دلیل استفاده از روش سعی و خطا برخلاف اکثر محققان سطح گسیختگی ثابت در نظر گرفته نمی‌شود و با ضریب شتاب زلزله و زاویه اصطکاک داخلی خاک تغییر می‌کند.

3- معادله‌ی کوتر (Kötter Equation)

برای یک محیط با خاک غیر چسبنده، در حالت مقاوم، کوتر معادله‌ی (9) را برای تعیین نیروی اعمالی گسترده خاک در طول سطح شکست (شکل 2) ارائه نموده است [25].

$$\frac{dp}{ds} + 2p \tan \phi \frac{d\alpha}{ds} = \gamma \sin(\alpha + \phi) \quad (9)$$

در معادله‌ی (9)، p نیروی گسترده در طول سطح شکست، s طول سطح شکست و α شیب مماس در نقطه مورد نظر نسبت به افق است. عملکرد معادله‌ی کوتر برای تحلیل مسأله با استفاده از روش تعادل حدی برای محاسبه ظرفیت دیوار نگهدارنده و پی نواری برای یک محیط با خاک غیر چسبنده توسط دوایکر و هالکود نشان داده شده است [26-27].



شکل (2): نیروی وارد بر روی سطح شکست از طرف خاک

$$t = \alpha + \phi \rightarrow d\alpha = dt \quad (18)$$

طبق شکل (3)، می‌توان زاویه α را بر اساس θ با معادله‌ی (19) به دست آورد:

$$\alpha = \theta - (\alpha_1 + \theta_v) \quad (19)$$

با استفاده از معادله‌های (18) و (19) و جایگذاری آن در معادله‌ی اصلی (17)، نیروی گسترده روی منحنی سطح شکست CD با حل معادله‌ی دیفرانسیل (17)، معادله‌ی (20) به دست می‌آید:

$$p = \left\{ \begin{array}{l} \gamma \cdot r_0 \cdot k \cdot \sin(\alpha_4 + \phi) e^{(3\theta_m - 2\theta)\tan\phi} + \\ \frac{\gamma \cdot r_0 \cdot \sec\phi \cdot e^{\theta\tan\phi}}{(1 + 9 \tan^2 \phi)} \times \\ [3 \tan \phi \sin(\theta - \theta_l + \phi) - \cos(\theta - \theta_l + \phi)] - \\ \frac{\gamma \cdot r_0 \cdot \sec\phi \cdot e^{(3\theta_m - 2\theta)\tan\phi}}{(1 + 9 \tan^2 \phi)} \times \\ [3 \tan \phi \sin(\theta_m - \theta_l + \phi) - \cos(\theta_m - \theta_l + \phi)] \end{array} \right\} \quad (20)$$

6- تعیین اجزای افقی و قائم نیروی عکس‌العمل خاک

روی سطح منحنی CD

نیروی کل (R) روی یک سطح منحنی با معادله‌ی (21)

تعریف می‌شود:

$$R = \int p \cdot ds \quad (21)$$

با توجه به شکل (3)، مؤلفه قائم (R_V) نیروی عکس‌العمل خاک طبق معادله‌ی (22) تعیین می‌گردد:

$$R_V = \int_0^{\theta_m} p \cdot \cos(\theta - \theta_l + \phi) ds \xrightarrow{\frac{ds}{d\theta} = r \cdot \sec\phi} R_V = \int_0^{\theta_m} p \cdot r_0 \cdot e^{\theta\tan\phi} \cos(\theta - \theta_l + \phi) \cdot \sec\phi \cdot d\theta \quad (22)$$

با جایگذاری مقدار P از معادله‌ی (20) و سپس حل انتگرال مورد نظر:

$$R_V = f_1 + f_2 + f_3 \quad (23)$$

مقدار مؤلفه‌های f_1 ، f_2 و f_3 در قسمت پیوست آورده شده است.

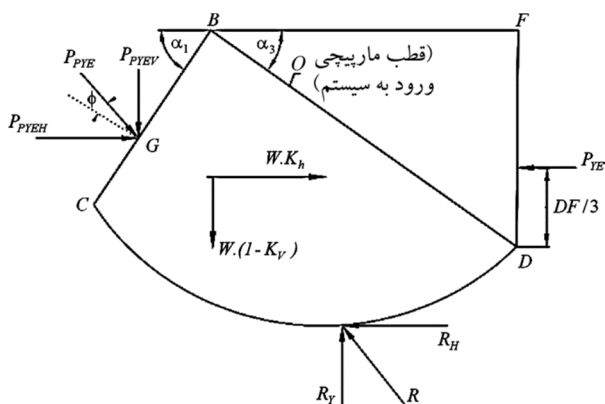
همانند حالت مزبور، مؤلفه افقی (R_H) نیروی عکس‌العمل

با توجه به معادله‌های (11) و (13) نیروی گسترده عکس‌العمل از طرف خاک روی سطح شکست DE با معادله‌ی (14) به دست می‌آید:

$$P = \gamma \cdot \sin(\alpha_4 + \phi) \cdot K \cdot r_0 \cdot e^{\theta_m \tan\phi} \quad (14)$$

5- تعیین نیروی عکس‌العمل روی سطح شکست CD

با توجه به شکل (4) نیروهای اعمالی روی این سطح شامل $P_{\gamma E}$ ، R_V ، R_H و W است که نیروی $P_{\gamma E}$ تنها مجهول بوده و بقیه نیروها در ادامه با معادله‌های به دست آمده تعیین می‌شود.



شکل (4): نمودار سطح آزاد گوه BCDF

با توجه به شکل (3) و در نظر گرفتن گوه DEF، نیروی $P_{\gamma E}$ با استفاده از معادله‌ی تعادل نیروها (15) به دست می‌آید:

$$P_{\gamma E} = W_{DEF} [(1 - K_v) \cdot \tan(x) - K_h] \quad (15)$$

در معادله‌ی (15)، $x = 90 - \phi - \alpha_4$ و محل اعمال فشار جانبی مقاوم ($P_{\gamma E}$) در یک سوم ارتفاع DF نسبت به نقطه D است. برای تعیین نیروی R_H و R_V روی منحنی CD از معادله‌ی کوتر استفاده شده است:

$$\frac{dp}{ds} + 2p \tan\phi \frac{d\alpha}{ds} = \gamma \sin(\alpha + \phi) \quad (16)$$

با ضرب $\frac{ds}{d\alpha}$ در طرفین معادله‌ی (16)، معادله‌ی (17) به دست می‌آید:

$$\frac{dp}{d\alpha} + 2p \tan\phi = \gamma \sin(\alpha + \phi) \cdot \frac{ds}{d\alpha} \quad (17)$$

با فرض



خاک روی سطح منحنی CD با رابطه‌های (24) و (25) تعیین می‌شود:

$$R_H = \int P \cdot \sin(\theta - \theta_l + \phi) \cdot r_0 \cdot e^{\theta \tan \phi} \sec \phi \cdot d\theta \quad (24)$$

$$R_H = f_4 + f_5 + f_6 \quad (25)$$

مقدار مؤلفه‌های f_4 ، f_5 و f_6 در قسمت پیوست آورده شده است.

7- تعیین وزن گوه CDFB

اگر گوه مورد نظر به سه قسمت (برای ساده‌سازی) تقسیم شود (شکل 5)، وزن خاک گوه مورد نظر با معادله‌های (26)، (27)، (28) و (29) محاسبه می‌شود، که W_1 قسمت منحنی OCD، W_2 قسمت مثلثی OCB و W_3 قسمت مثلثی BDF است:

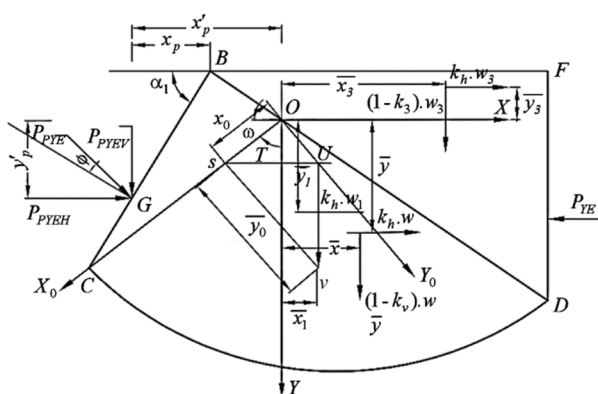
$$W_1 = \frac{1}{4} \frac{\gamma r_0^2}{\tan \phi} \left[e^{2\theta_m \tan \phi} - 1 \right] \quad (26)$$

$$W_2 = \frac{1}{2} r_0^2 \cdot \gamma \times \left(\sin \theta_v \times \frac{\sin(\alpha_1 + \alpha_3 - \theta_v)}{\sin(180 - \alpha_1 - \alpha_3)} \right) \quad (27)$$

$$W_3 = \frac{1}{4} \cdot \gamma \cdot k^2 \cdot r_0^2 \cdot e^{2\theta_m \tan \phi} \cdot \sin 2\alpha_3 \quad (28)$$

در نهایت:

$$W = W_1 + W_2 + W_3 \quad (29)$$



شکل (5): شکل هندسی برای تعیین محل اعمال نیروی مقاوم

8- تعیین نیروی لرزه‌ای مقاوم (P_{PYE})

نیروی لرزه‌ای مقاوم با استفاده از دو معادله‌ی تعادل نیرو مطابق شکل (4) به دست می‌آید.

تعادل نیروی قائم:

$$R_v - P_{PYEV} - (1 - K_v)W = 0 \quad (30)$$

تعادل نیروی افقی:

$$P_{PYEH} + K_h W - R_H - P_{PYE} = 0 \quad (31)$$

P_{PYEV} و P_{PYEH} به ترتیب مؤلفه‌های افقی و قائم نیروی لرزه‌ای مقاوم می‌باشند، که طبق شکل (5) با معادله‌های (32) و (33) تعیین می‌شوند:

$$P_{PYEH} = P_{PYE} \sin(\alpha_1 - \phi) \quad (32)$$

$$P_{PYEV} = P_{PYE} \cos(\alpha_1 - \phi) \quad (33)$$

با توجه به معادله‌های (31)، (32) و (33) معادله‌های (34) و (35) برای تعیین نیروی لرزه‌ای مقاوم به صورت به دست می‌آید:

$$P_{PYE} = \frac{R_v - (1 - K_v)W}{\cos(\alpha_1 - \phi)} \quad (34)$$

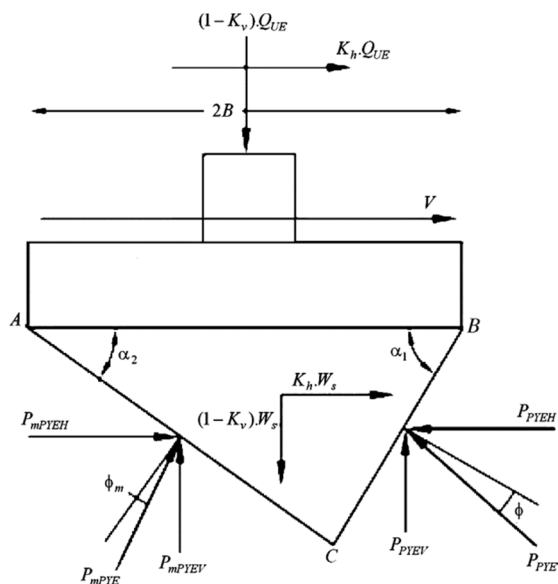
$$P_{PYE} = \frac{R_H + P_{PYE} - K_h W}{\sin(\alpha_1 - \phi)} \quad (35)$$

در این مرحله از روش سعی و خطا استفاده شده است. بدین صورت که ابتدا یک زاویه معین برای θ_v فرض شده است. بر اساس همین تغییر زاویه (θ_v)، محل نقطه مرکزی اسپیرال لگاریتمی (O) تغییر خواهد کرد. حال تا زمانی که اختلاف مقدار P_{PYE} در معادله‌های (34) و (35) تقریباً برابر هم گردد (در این تحقیق اختلاف به سه رقم اعشار برسد مورد قبول می‌باشد) این سعی و خطا ادامه می‌یابد.

در نتیجه، با توجه به زاویه اصطکاک خاک و میزان ضرایب شتاب زلزله، عمق مدفون‌شدگی پی و سایر عوامل تأثیرگذار، این نقطه مرکزی اسپیرال لگاریتمی تغییر می‌یابد و در ادامه آن میزان سطح گسیخته شده به‌منظور مقاومت در برابر نیروی اعمال‌شده در حالت لرزه‌ای از طرف پی نیز تغییر می‌کند.

9- تعیین نیروی لرزه‌ای مقاوم بسیج‌شده (P_{mpPYE})

در حالت استاتیکی، نوع شکست خاک زیر پی به‌صورت متقارن است؛ بنابراین ضریب مقاومت بسیج‌شده


 شکل (6): منحنی مثلثی سطح آزاد جهت تعیین $N_{\gamma E}$

در معادله‌های (37) و (38)، Q_{UE} نیروی قائم لرزه‌ای نهایی اعمالی بر پی و β زاویه تمایل بار است که با در نظر گرفتن نیروی افقی (V)، که از ستون به پی وارد می‌شود، از معادله‌ی (39) به دست می‌آید:

$$\tan \beta = \frac{V}{Q_{UE}} \quad (39)$$

W_s وزن گوه مثلثی ABC است که مطابق با شکل (6) با معادله‌ی (40) تعیین می‌شود:

$$W_s = 4B^2 \cdot \gamma \cdot \frac{\sin(\alpha_2) \cdot \sin(\alpha_1)}{\sin(\alpha_1 + \alpha_2)} \quad (40)$$

در معادله‌های بالا، m و ϕ_m مجهول مسأله می‌باشند که با روش سعی و خطا تعیین می‌گردند. ابتدا یک مقدار معین برای زاویه ϕ_m فرض می‌نماییم که این مقدار متغیر بین بازه‌ی $0 < \phi_m < \phi$ با گام‌های 0/01 درجه تغییر خواهد کرد تا زمانی که مقدار Q_{UE} در معادله‌های (37) و (38) تقریباً برابر هم گردد (در این تحقیق اختلاف به دو رقم اعشار برسد مورد قبول می‌باشد). این سعی و خطا ادامه خواهد داشت و در نهایت مقدار Q_{UE} مورد قبول مسأله ما تعیین می‌شود. با تقسیم معادله‌ی بالا بر عرض پی ($2B$) ظرفیت باربری لرزه‌ای نهایی پی به دست می‌آید:

$$\frac{Q_{UE}}{2B} = q_{UE} \quad (41)$$

(Strength Mobilization Factor) در این حالت برابر یک در نظر گرفته می‌شود ($m=1$)؛ ولی در حالت لرزه‌ای، این تقارن سطح گسیختگی وجود ندارد. به همین علت، یک مقاومت بسیج شده با متغیر m تعریف شد. این مقاومت بسیج شده خاک زیر پی، در یک طرف پی (BC) به صورت کامل و در سمت دیگر به صورت غیر کامل (AC) در برابر نیروی اعمالی از طرف پی مقاومت می‌کند. ضریب m نشان‌دهنده درجه بسیج شدگی مقاومت برشی خاک روی آن صفحه است. با توجه به نظریه‌های محققان مختلف از جمله چادوری و همکاران [12] و بودهو و الکرنی [15]، این ضریب به صورت معادله‌ی (36) در نظر گرفته شده است:

$$m = \frac{\tan \phi_m}{\tan \phi} \quad (36)$$

در نتیجه، نیروی لرزه‌ای مقاوم بسیج شده همانند حالت نیروی لرزه‌ای مقاوم به دست می‌آید. البته چون در طرف دیگر پی است، باید در روابط گفته شده در بخش‌های قبل به جای مؤلفه α_1 ، مؤلفه α_2 و به جای زاویه اصطکاک داخلی خاک (ϕ)، زاویه اصطکاک داخلی خاک بسیج شده (ϕ_m) قرار داده شود (این نیروی لرزه‌ای مقاوم بسیج شده با زاویه ϕ_m نسبت به خط نرمال صفحه اعمال می‌شود).

10- تعیین ضریب باربری لرزه‌ای پی نواری ($N_{\gamma E}$)

با توجه به شکل (6) و در نظر گرفتن نیروهای وارد شده بر گوه مثلثی ABC، با استفاده از شرایط تعادل افقی و قائم، Q_{UE} به دست می‌آید.

تعادل نیروی افقی:

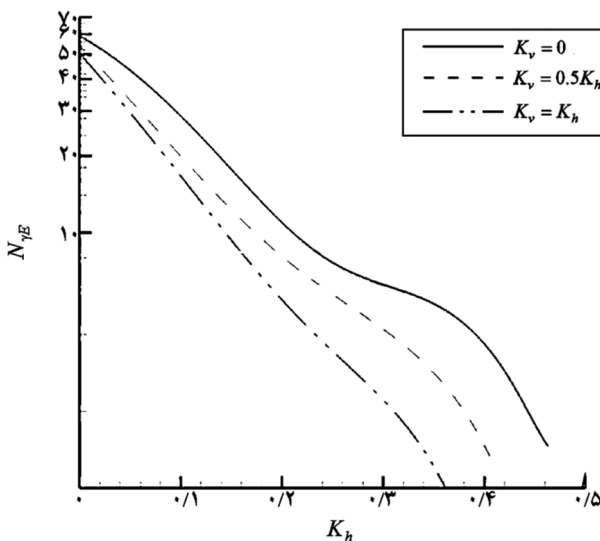
$$Q_{UE} = \frac{1}{K_h + \tan \beta} \times [P_{PYE} \sin(\alpha_1 - \phi) - P_{mPYE} \sin(\alpha_2 - \phi_m) - K_h W_s] \quad (37)$$

تعادل نیروی قائم:

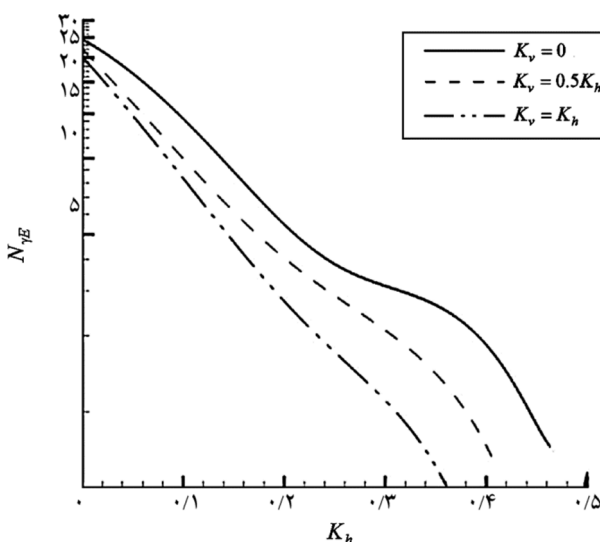
$$Q_{UE} = \frac{1}{(1 - K_v)} [P_{PYE} \cos(\alpha_1 - \phi) + P_{mPYE} \cos(\alpha_2 - \phi_m) - (1 - K_v) W] \quad (38)$$

شتاب‌های قائم متفاوت نشان داده شده است. طبق این اشکال با افزایش ضریب شتاب افقی زلزله مقدار ضریب باربری لرزه‌ای پی ($N_{\gamma E}$) نیز کمتر می‌شود و هرچه ضریب K_h بیشتر شود، شدت کاهش ضریب باربری ($N_{\gamma E}$) نیز بیشتر می‌شود؛ به عنوان نمونه در $\beta = 0$ و $\phi = 30$ ، $K_v = 0.5K_h$ ،
 - برای تغییرات K_h از 0/1 به 0/2 میزان کاهش ضریب باربری $(N_{\gamma E})$ ، 64/1% است.

- برای تغییرات K_h از 0/2 به 0/3 میزان کاهش ضریب باربری $(N_{\gamma E})$ ، 87/2% می‌باشد.



شکل (7): تغییرات $N_{\gamma E} - K_h$ برای حالت $(\beta = 0$ و $\phi = 30)$



شکل (8): تغییرات $N_{\gamma E} - K_h$ برای حالت $(\beta = 0$ و $\phi = 35)$

طبق نظریه ترزاقی در سال 1943 ظرفیت باربری نهایی پی سطحی نواری روی یک خاک همگن به صورت معادله‌ی (42) می‌باشد:

$$q_{uE} = C \cdot N_{cE} + q \cdot N_{qE} + 0.5\gamma \cdot B \cdot N_{\gamma E} \quad (42)$$

در معادله‌ی (42)، B عرض پی و برابر $2B$ در نظر گرفته شده است. با استفاده از اصل برهم‌نهی برای تعیین ضریب باربری لرزه‌ای پی نواری ($N_{\gamma E}$)، در حالت پی روی یک خاک غیر چسبنده و بدون سربار بررسی شده است:

$$q_{uE} = 0.5\gamma \cdot B \cdot N_{\gamma E} \quad (43)$$

با استفاده از معادله‌های (42) و (43) در نهایت ضریب باربری لرزه‌ای پی نواری ($N_{\gamma E}$) با استفاده از معادله‌ی (44) تعیین می‌شود:

$$N_{\gamma E} = \frac{Q_{UE}}{2 \cdot \gamma \cdot B^2} \quad (44)$$

11- تحلیل نتایج

طبق تحقیقات انجام شده توسط ریچاردز و همکاران در خاک‌های خشک غیر چسبنده، تحت تأثیر زلزله، ممکن است پدیده جریان یافتگی (Phenomenon of Shear Fluidization) لرزه‌ای رخ دهد. این پدیده حالتی پلاستیک از توده خاک خشک تحت تأثیر حوادث لرزه‌ای بوده و باعث حرکت دانه‌های خاک در فواصل زمانی معجزا از هم می‌شود. بر همین اساس، ریچاردز و همکاران برای جلوگیری از این پدیده، میزان زاویه اصطکاک داخلی خاک را در جهت اطمینان برای یک مجموعه ضرایب شتاب لرزه‌ای زلزله به صورت معادله‌ی (45) تعیین نمودند [28]:

$$\phi \geq \tan^{-1} \left[\frac{K_h}{1 - K_v} \right] \quad (45)$$

در نتایج تحلیل نیز این رابطه در جهت اطمینان در نظر گرفته شده است.

11-1- تحلیل ضریب شتاب افقی زلزله

در اشکال (7-10)، مقدار ضریب باربری لرزه‌ای پی نواری ($N_{\gamma E}$) بر اساس ضریب شتاب افقی زلزله برای ضریب

$(N_{\gamma E})$ ، 91/1% است.

11-2- تحلیل ضریب شتاب قائم زلزله

با توجه به اشکال (7-10)، می‌توان تأثیر ضریب شتاب قائم را نیز مشاهده نمود. با افزایش ضریب شتاب (K_v) مقدار ضریب باربری ($N_{\gamma E}$) نیز کاهش می‌یابد و هرچه میزان شتاب (K_v) بیشتر شود، تأثیر آن روی مقدار ضریب باربری ($N_{\gamma E}$) نیز کمتر می‌شود. به‌عنوان نمونه، در $K_h = 0.1$ ، $\beta = 0$ و $\varphi = 30$:

- برای تغییرات از $K_h = 0$ به $K_h = 0.5K_h$ میزان کاهش ضریب باربری ($N_{\gamma E}$)، 13/7% می‌باشد.

- برای تغییرات از $K_v = 0.5K_h$ به $K_v = K_h$ ، میزان کاهش ضریب باربری ($N_{\gamma E}$)، 0/6% می‌باشد.

مطابق حالت قبلی، می‌توان نتیجه گرفت:

- با افزایش زاویه اصطکاک، تأثیر ضریب شتاب قائم زلزله در کاهش ضریب باربری ($N_{\gamma E}$) افزایش می‌یابد. به‌عنوان نمونه، در $K_h = 0.1$ و $\beta = 0$ و $\varphi = 40$.

- برای تغییرات از $K_v = 0$ به $K_v = 0.5K_h$ میزان کاهش ضریب باربری ($N_{\gamma E}$)، 33/13% می‌باشد.

- برای تغییرات از $K_h = K_v$ به $K_h = 0.5K_h$ میزان کاهش ضریب باربری ($N_{\gamma E}$)، 7/12% می‌باشد.

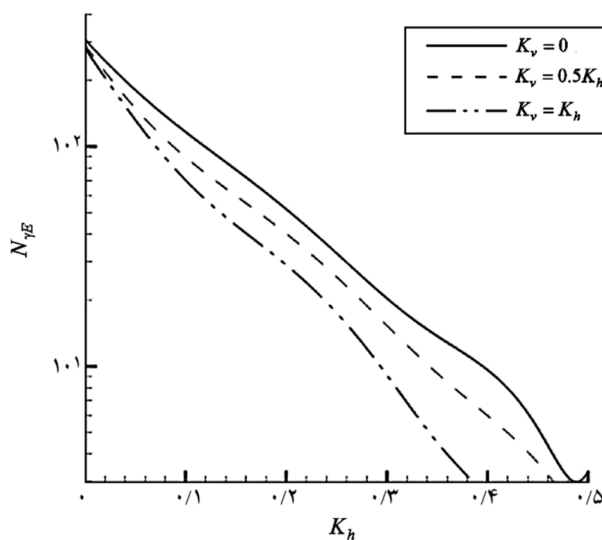
11-3- تحلیل زاویه اصطکاک داخلی خاک

مطابق اشکال (7-10) بر اساس زاویه اصطکاک‌های مختلف خاک، مقدار ضریب باربری لرزه‌ای پی نواری ($N_{\gamma E}$) به‌دست آمده است. مشاهده می‌شود:

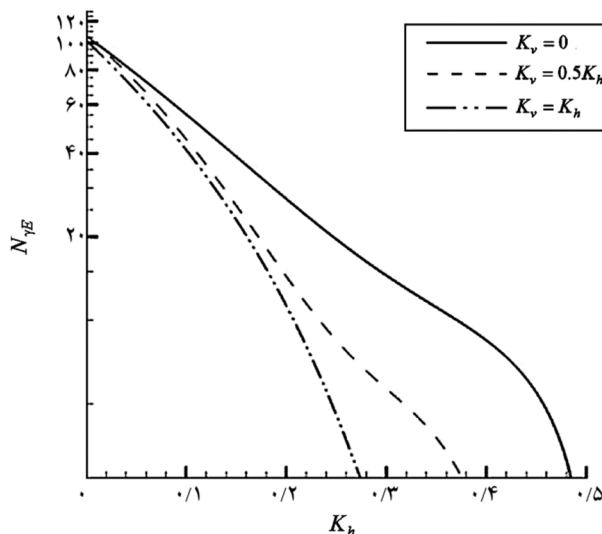
- با افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک، ضریب باربری ($N_{\gamma E}$) نیز بیشتر می‌شود و هرچه مقدار زاویه اصطکاک داخلی خاک بیشتر شود، این شدت افزایش نیز بیشتر می‌شود. به‌عنوان نمونه، برای حالت $K_v = 0.5K_h$ ، $\beta = 0$ و $K_h = 0.1$:

- برای تغییرات φ از 35 به 40، میزان افزایش ضریب باربری ($N_{\gamma E}$)، 50/26% می‌باشد.

- برای تغییرات φ از 40 به 45، میزان افزایش ضریب باربری



شکل (9): تغییرات $N_{\gamma E} - K_h$ برای حالت ($\beta = 0$ و $\varphi = 40$)



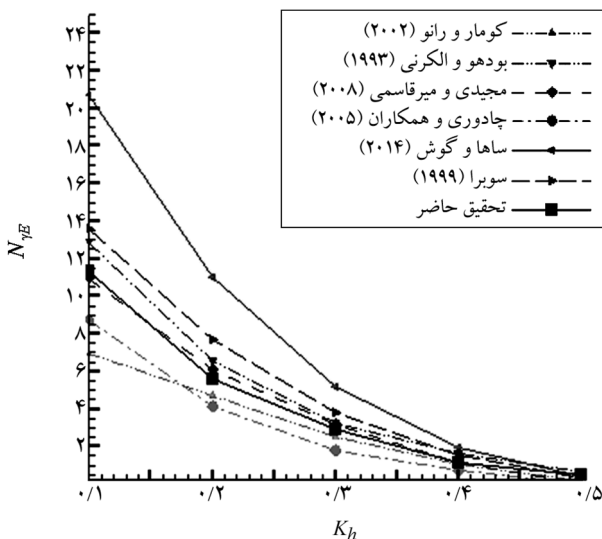
شکل (10): تغییرات $N_{\gamma E} - K_h$ برای حالت ($\beta = 0$ و $\varphi = 45$)

از شیب این نمودارها هم می‌توان نتایج مذکور را درک نمود؛ به‌طوری‌که در ابتدا شیب ملایم و سپس تندتر خواهد شد. هرچه زاویه اصطکاک داخلی خاک بیشتر باشد، تأثیر ضریب شتاب افقی زلزله در کاهش ضریب باربری ($N_{\gamma E}$) نیز بیشتر می‌شود. اگر برای حالت قبلی، مورد $K_v = 0.5K_h$ ، $\beta = 0$ و $\varphi = 40$ تحلیل شود، خواهیم داشت:

- برای تغییرات K_h از 0/1 به 0/2 میزان کاهش ضریب باربری ($N_{\gamma E}$)، 67/5% است.

- برای تغییرات K_h از 0/2 به 0/3 میزان کاهش ضریب باربری

پکر و دیگر محققان، تأثیر ضریب شتاب قائم زلزله را در نتایج خود لحاظ نکرده بودند و اینکه این ضریب، تأثیر کمی در نتایج ضریب باربری ($N_{\gamma E}$) دارد، در این مقایسه نیز $K_v = 0$ در نظر گرفته شده است. در شکل (12) نتایج به دست آمده در تحقیق حاضر با نتایج تحقیقات دیگر محققان مقایسه شده است.

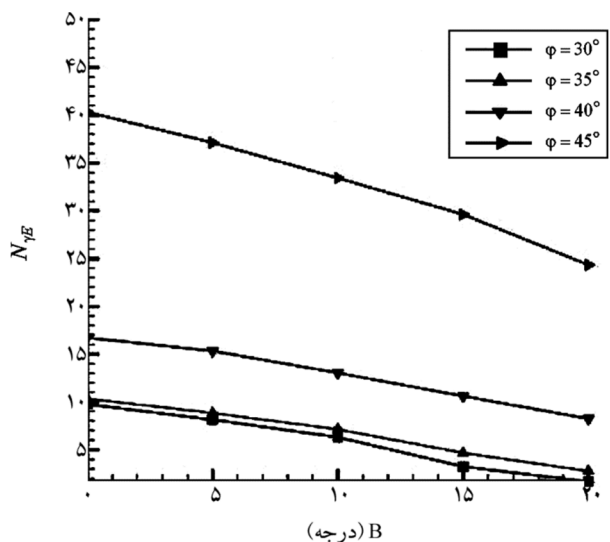


شکل (12): مقایسه ضریب باربری ($N_{\gamma E}$) تحقیق حاضر با دیگر تحقیقات در حالت $\phi = 30^\circ$ و $K_v = 0$

نتیجه تحقیق حاضر بعد از تحقیق چادوری [12] و کومار [9] کمترین مقدار برای ضریب باربری ($N_{\gamma E}$) را به دست می دهد. این امر می تواند به علت بحرانی در نظر گرفتن سطح گسیختگی خاک زیر پی و تأثیر پارامترهای مؤثر مختلف خاک، زلزله و پی در میزان گسیختگی سطح شکست باشد. با توجه به اینکه مبنای سطح شکست زیر پی از روش الکرنی گرفته شده است، به علت بحرانی در نظر گرفتن این سطح شکست، مقدار به دست آمده از تحقیق حاضر برای ضریب باربری ($N_{\gamma E}$) نسبت به تحقیق الکرنی و همکارش کمتر می باشد. یکی از دلایلی که نتایج تحقیق کومار و راثو [9] برای ضرایب شتاب کمتر از 0/2، کمترین مقدار ضریب باربری ($N_{\gamma E}$) را می دهد این است که مکانیسم سطح شکست را دو طرفه در نظر گرفته است و از بار اعمالی کمتر از بار گسیختگی شکست در تحلیل خود استفاده کرده است. نتایج تحقیق حاضر از نتایج سوبرا [23] با اختلاف در حدود 29% کمتر می باشد. با توجه

($N_{\gamma E}$)، 59/1% می باشد.

طبق نتایج ارائه شده در بخش های قبل، می توان میزان تأثیر هر یک از موارد مذکور را مقایسه نمود. در این راستا، تأثیر زاویه اصطکاک در افزایش ضریب باربری ($N_{\gamma E}$) بیشتر از تأثیر ضریب شتاب زلزله در کاهش ضریب باربری ($N_{\gamma E}$) می باشد و میزان تأثیر ضریب افقی زلزله نسبت به ضریب قائم زلزله در کاهش ضریب باربری لرزه ای ($N_{\gamma E}$) بسیار بیشتر است. بر همین اساس، به علت تأثیر کم ضریب شتاب قائم زلزله در نتایج ضریب باربری ($N_{\gamma E}$) می توان در جهت اطمینان این ضریب را در نظر نگرفت. نمودار تغییرات ضریب باربری لرزه ای پی سطحی با زاویه β به ازای مقادیر مختلف زاویه اصطکاک خاک در شکل (11) نشان داده شده است. زاویه β ، نشان دهنده حضور نیروی افقی در تحلیل مسأله می باشد. طبق این شکل، مشاهده می شود که با افزایش زاویه β ، مقدار ضریب باربری لرزه ای پی سطحی ($N_{\gamma E}$)، کاهش می یابد و هر چه زاویه اصطکاک خاک بیشتر گردد، تأثیر زاویه β در کاهش ضریب باربری ($N_{\gamma E}$) بیشتر می شود.



شکل (11): تغییرات $N_{\gamma E} - \beta$ برای حالت $K_v = 0.5K_h$ و $K_h = 0.2$

12- مقایسه ضریب باربری ($N_{\gamma E}$) تحقیق حاضر با دیگر تحقیقات

محققان زیادی در مورد ظرفیت باربری لرزه ای پی سطحی تحقیق نموده اند. با توجه به اینکه اکثر محققان از جمله سوبرا و

13- نتیجه‌گیری

در این تحقیق بر اساس روابط کوتر و با به کارگیری روش تعادل حدی و روش سعی و خطا، بهینه‌ترین ضرایب باربری لرزه‌ای ($N_{\gamma E}$) پی سطحی نواری، روی یک خاک مسطح به دست آمد. از مزایای این روش تحلیل این است که سطح گسیختگی، متناسب با ویژگی خاک و شرایط زلزله تغییر خواهد کرد. با توجه به نتایج کاربردی ارائه شده، هر چه زاویه اصطکاک داخلی خاک بیشتر شود، تأثیر ضریب شتاب افقی زلزله در کاهش ضرایب باربری لرزه‌ای نیز بیشتر خواهد شد و تأثیر زاویه اصطکاک در افزایش ضریب باربری لرزه‌ای بیشتر از تأثیر ضرایب شتاب زلزله در کاهش ضریب باربری لرزه‌ای می‌باشد. نتایج به دست آمده از این تحلیل با دیگر نتایج موجود در متون علمی مورد مقایسه قرار گرفته است که در اکثر حالات نتایج حاضر انطباق خوبی نشان داده است.

مراجع

1. Prakash, S., and Vijay, P.K. (2005) Considerations in design of foundations for seismic loads. *IGC*, Ahmedabad, INDIA, 75-78.
2. Majidi, A.R. and Mirghasemi, A.A. (2008) Seismic 3D bearing capacity analysis of shallow foundations. *Iranian Journal of Science & Technology, Transaction B, Engineering*, **32**(B2), 107-124.
3. Knappett, J.A., Haigh, S.K., and Madabhushi, S.P.G. (2006) Mechanisms of Failure for Shallow Foundations under Earthquake Loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **26**, 91-102.
4. Das Braja, M. (1992) *Principles of Soil Dynamics*. PWS-KENT Publishing, Boston.
5. Sokolovski, V.V. (1960) *Statics of Soil Media*. Butterworth's Scientific Pub., London.
6. Atkinson, J. (2007) *The Mechanics of Soils and Foundations*. Taylor & Francis, 2nd Edition.
7. Ghahramani, A. and Berrill, J.B. (1995) Seismic bearing capacity factors by zero extension line

به اینکه این تحقیق از روش تحلیل حد بالا استفاده کرده است، این مقدار کاهش نتایج حاضر، قابل قبول است. دلیل اختلاف زیاد تحقیق ساها و گوش [17] با دیگر نتایج محققان این است که در این تحلیل، از روش شبه دینامیکی استفاده شده است و مکانیسم شکست زیر پی را بسیار ساده در نظر گرفته است.

چنانکه ملاحظه می‌شود، می‌توان دریافت که میزان ضریب باربری ($N_{\gamma E}$) به دست آمده از تحقیق حاضر، به طور متوسط در حدود 8/1% کمتر از نتایج بودهو و الکرنی [15]، در حدود 13/1% بیشتر از تحقیق چادوری و همکاران [12] و 5% کمتر از تحقیق مجیدی و میرقاسمی [2] می‌باشد. همچنین هرچه این ضرایب شتاب افقی زلزله بیشتر می‌شود، اختلاف بین مقادیر به دست آمده از تحقیقات مختلف نیز کمتر می‌شود. با وجود این، می‌توان گفت که مقادیر به دست آمده از روش حاضر با مقادیر ارائه شده توسط دیگر محققان تطابق خوبی را نشان می‌دهد و جواب‌ها تقریباً یکسان است.

طبق جدول (1)، برای ضرایب شتاب لرزه‌ای مختلف، نتایج به دست آمده با دیگر محققان که از روش تعادل حدی استفاده کرده‌اند، مقایسه شده است. مشاهده می‌شود که نتایج تحقیق حاضر نسبت به تحقیق الکرنی کمتر، ولی به تحقیق چادوری بسیار نزدیک است. این می‌تواند به علت بحرانی در نظر گرفتن سطح شکست زیر پی و نقطه مرکزی اسپیرال لگاریتمی باشد.

جدول (1): مقایسه ضریب باربری ($N_{\gamma E}$) تحقیق حاضر با دیگر تحقیقات در حالت $\phi = 30$ و $K_v \neq 0$

K_h	$N_{\gamma E}$					
	چادوری و همکاران [12]		بودهو و الکرنی [15]		تحقیق حاضر	
K_v	K_h	$0.5K_h$	K_h	$0.5K_h$	K_h	$0.5K_h$
0/1	7/76	8/4	9/46	10/21	9/11	9/76
0/2	2	2/85	2/86	3/81	2/41	3/47
0/3	0/29	0/98	0/59	1/21	0/47	1/14
0/4	-	0/15	-	0/32	-	0/30



- continuous media. *Quarterly of Applied Mathematics*, **9**(4), 381-389.
19. Hill, R. (1948) A theory of the yielding and plastic flow of anisotropic metals. *Proc. Roy. Soc. Lond.*, A193, 281-297.
20. Pecker, A. and Salencon, J. (1991) Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on clay soils. *Proceeding of International Workshop on Seismology and Earthquake Engineering*, CENAPRED, Mexico, 287-304.
21. Askari, F., Farzaneh, O., and Mirabutalebi, M. (2005) Bearing capacity shallow foundations considering the inertia of soil mass. *Civil Engineering Infrastructure Journal*, **39**(3), 319-327, In Persian.
22. Soubra, A.H. (1997) Seismic bearing capacity of shallow strip footings in seismic conditions. *Proc., Instn. Civil Engrs., Geotech. Engrg.*, London, **125**(4), 230-241.
23. Soubra, A.H. (1999) Upper-bound solutions for bearing capacity of foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **125**(1), 59-68.
24. Zeng, X. and Steedman, R.S. (1998) Bearing capacity failure of shallow foundations in earthquakes. *Geotechnique*, **48**(2), 235-256.
25. Kötter, F. (1903) Die Bestimmung des Drucks an gekrümmten Gleitflächen, eine Aufgabe aus der Lehre vom Erddruck. *Conference Sitzungsberichte der Akademie der Wissenschaften*, Berlin, 229-233.
26. Dewaikar, D.M. and Halkude, S.A. (2002) Seismic passive/active thrust on retaining wall-point of application. *Soils Found*, **42**(1), 9-15.
27. Dewaikar, D.M. and Mohapatro, B.G. (2003) Computation of bearing capacity factor N_γ - Terzaghi's mechanism. *Int. J. Geomech.*, ASCE, **3**(1), 123-128.
28. Richards, R., Elms, D.G., and Budhu, M. (1990) Dynamic fluidization of soils. *J. Geotech. Eng.*, ASCE, **116**(5), 740-759.
- method. *Pacific Conference on Earthquake Engineering*, Australia, 147-156.
8. Kamalian, M., Goldasteh, M.H., Safaeian Amoli, R., and Rahmani, A. (2013) Evaluation of seismic bearing capacity of strip foundation near slope with stress characteristic line method. *Scientific and Research Journal of Sharif; Civil Engineering of Sharif*, **2-29**(3), 81-90 (In Persian).
9. Kumar, J. and Rao, V.B.K.M. (2002) Seismic bearing capacity factors for spread foundations. *Geotechnique*, **52**(2), 79-88.
10. Kamalian, M., Kambiz, K., Lotfizadeh, M.R., and Rastegar, A. (2011) Remarks on the effects of inclination of load on seismic bearing capacity of strip foundation. *Civil Engineering Infrastructure Journal*, **45**(4), 497-506 (In Persian).
11. Terzaghi, K. (1967) *Theoretical Soils Mechanics*. Wiley, New York.
12. Choudhury, D., Kanakapura, S., and Subba Rao, S. (2005) Seismic bearing capacity of shallow strip footings. *Geotechnical and Geological Engineering*, **23**, 403-418.
13. Richards, R., Elms, D.G., and Budhu, M. (1993) Seismic bearing capacity and settlement of foundations. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, **119**(4), 662-674.
14. Sarma, S.K. and Iossifelis, I.S. (1990) Seismic bearing capacity factors of shallow strip footings. *Geotechnique*, **40**(2), 265-273.
15. Budhu, M. and Al-Karni, A. (1993) Seismic bearing capacity of soils. *Geotechnique*, **43**(1), 181-187.
16. Merlos, J., Romo, M.P. (2006) Fluctuant bearing capacity of shallow foundation during earthquake. *Soil Dynamic sand Earthquake Engineering*, Elsevier, **26**, 103-114.
17. Saha, A. and Ghosh, S. (2014) Seismic bearing capacity of shallow strip footings. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 1-9, doi: 10.1179/1939787914Y.0000000081.
18. Greenberg, H.T., and Drucker, D.C., Prager, W. (1952) Extended limit design theorems for

پیوست

$$f_1 = \gamma \cdot r_0^2 k \cdot \sin(\alpha_4 + \phi) \cdot e^{3\theta_m \tan \phi} \times \left[\frac{e^{-\theta_m \tan \phi} \sin(\theta_m - \theta_l) - \sin(-\theta_l)}{\sin(-\theta_l)} \right]$$

$$f_2 = \left[\frac{\gamma \cdot r_0^2 \sec \phi}{4(1+9 \tan^2 \phi)} 3 \tan \phi \left\{ -e^{2\theta_m \tan \phi} \cos(2\theta_m - 2\theta_l + 3\phi) + \cos(-2\theta_l + 3\phi) \right\} \right] - \left[\frac{\gamma \cdot r_0^2 \sec^2 \phi}{4(1+9 \tan^2 \phi)} \times \left\{ \frac{1}{\tan \phi} [e^{2\theta_m \tan \phi} - 1] + \frac{1}{\sec \phi} [e^{2\theta_m \tan \phi} \sin(2\theta_m - 2\theta_l + 3\phi) - \sin(-2\theta_l + 3\phi)] \right\} \right]$$

$$f_3 = \frac{\gamma \cdot r_0^2 \sec \phi \cdot e^{3\theta_m \tan \phi}}{(1+9 \tan^2 \phi)} \times \left\{ e^{-\theta_m \tan \phi} [\sin(\theta_m - \theta_l) - \sin(-\theta_l)] \right\} \times \left\{ 3 \tan \phi \sin(\theta_m - \theta_l + \phi) - \cos(\theta_m - \theta_l + \phi) \right\}$$

$$f_4 = \gamma \cdot r_0^2 k \cdot \sin(\alpha_4 + \phi) \cdot e^{3\theta_m \tan \phi} \times \left[\frac{\cos(-\theta_l) - e^{-\theta_m \tan \phi} \cos(\theta_m - \theta_l)}{\cos(-\theta_l) - e^{-\theta_m \tan \phi} \cos(\theta_m - \theta_l)} \right]$$

$$f_5 = \left[\frac{\gamma \cdot r_0^2 \sec^2 \phi \cdot \tan \phi}{4(1+9 \tan^2 \phi)} \times \left\{ \frac{1}{\tan \phi} [e^{2\theta_m \tan \phi} - 1] - \frac{1}{\sec \phi} [e^{2\theta_m \tan \phi} \sin(2\theta_m - 2\theta_l + 3\phi) - \sin(-2\theta_l + 3\phi)] \right\} \right] - \left[\frac{\gamma \cdot r_0^2 \sec \phi}{4(1+9 \tan^2 \phi)} \times \left\{ -e^{2\theta_m \tan \phi} \cos(2\theta_m - 2\theta_l + 3\phi) + \cos(-2\theta_l + 3\phi) \right\} \right]$$

$$f_6 = \frac{\gamma \cdot r_0^2 \sec \phi \cdot e^{3\theta_m \tan \phi}}{(1+9 \tan^2 \phi)} \times \left\{ \cos(-\theta_l) - e^{-\theta_m \tan \phi} \cos(\theta_m - \theta_l) \right\} \times \left\{ 3 \tan \phi \sin(\theta_m - \theta_l + \phi) - \cos(\theta_m - \theta_l + \phi) \right\}$$



Seismic Bearing Capacity Factor of Unit Weight Under Inclined Load Using the Kötter Equation

Morteza Jiryaee Sharahi¹ and Mojtaba Mousavi Ourimi²

1. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Qom University of Technology, Qom, Iran, Corresponding Author, e-mail: jiryaee@qut.ac.ir
2. M.Sc. Student, Department of Civil Engineering, Qom University of Technology, Qom, Iran

Introduction

Experimental and theoretical investigations indicate that the seismic bearing capacity of foundations is affected by earthquake excitation. In the present study, an analytical procedure is presented to obtain the seismic bearing capacity factor of shallow strip footing $N_{\gamma E}$ for a foundation under inclined load on cohesionless soils. The limit equilibrium method with numerical iteration technique is utilized to calculate the seismic bearing capacity factor $N_{\gamma E}$. In the proposed analysis the Kötter's equation and a failure surface consisting log-spiral and planar surface are employed. The results indicate that the seismic bearing capacity is reduced due to an increase in horizontal coefficient of earthquake acceleration. Besides, the results are in good agreement with solutions available in the literature.

Methodology

The failure pattern (Figure 1) is considered based on Budhu et al. work [1] with the difference that the pole of the log spiral is not fixed and varies with earthquake acceleration, friction angle, geometry etc. The failure surface has two passive parts, the log spiral of CD and DE. To obtain the distribution of soil reaction pressure for each of these two parts, the Kötter's equation is employed. Asymmetrical elastic wedge with full mobilization of the passive resistance on one side (BC) of the footing and partial mobilization on the other side (AC) of the footing is assumed. In Figure (2), from the horizontal and vertical equilibrium:

$$Q_{UE} = \frac{1}{(\tan \beta + K_h)} [p_{p\gamma E} \sin(\alpha_1 - \phi) - p_{m\gamma E} \sin(\alpha_2 - \phi_m) - K_h W_s] \quad (1)$$

$$Q_{UE} = \frac{1}{(1 - K_v)} [p_{p\gamma E} \cos(\alpha_1 - \phi) + p_{m\gamma E} \cos(\alpha_2 - \phi_m) - (1 - K_v) W_s] \quad (2)$$

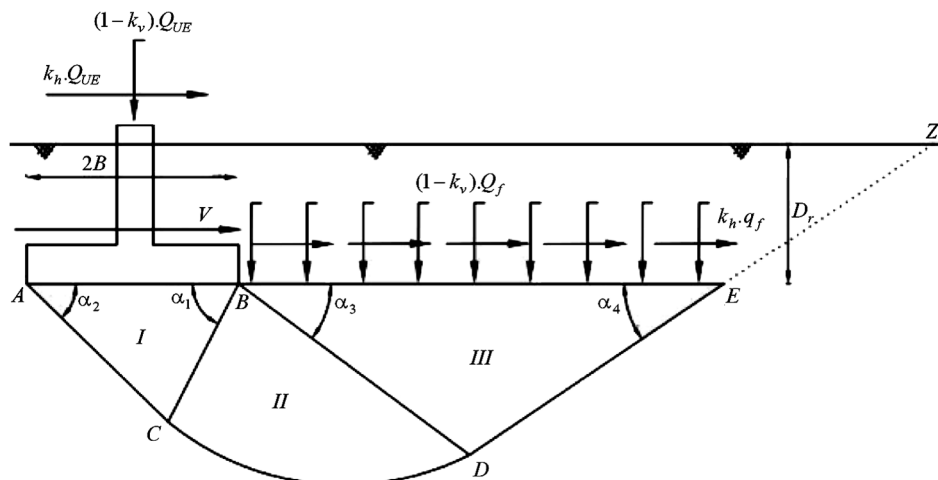


Figure 1. Proposed failure mechanism

ABSTRACT

where Q_{uE} represents the ultimate seismic bearing capacity of the foundations, β is the inclination angle ($\tan\beta =$ horizontal load on the foundation/ Q_{uE}), W_s is the weight of the triangular soil wedge ABC, ϕ is friction angle, $p_{m\phi\gamma E}$ and $p_{m\phi\gamma E}$ represent the seismic passive thrust and mobilized seismic passive thrust, m and ϕ_m denotes the mobilization factor and mobilized friction angle:

$$m \tan \phi = \tan \phi_m \tag{3}$$

In the above equations, m and ϕ_m are unknown that can be determined by the trial and error. The trial and error continues until two calculated values for Q_{uE} from Eqs. (1) and (2) are approximately equal. Considering $2B$, footing width:

$$N_{\gamma E} = \frac{Q_{uE}}{2 \cdot \gamma \cdot B^2} \tag{4}$$

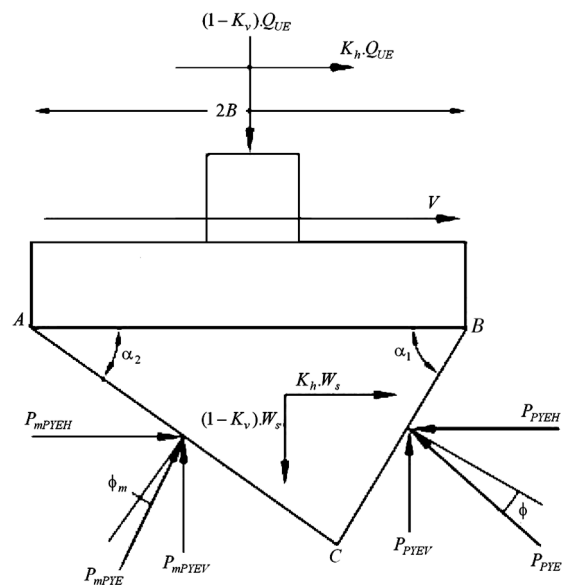


Figure 2. Free body diagram of triangular wedge ABC

Results

Figure (3) clearly indicates that the seismic bearing capacity factor $N_{\gamma E}$ is reduced with an increase in the inclination angle. The comparison of the developed seismic bearing capacity coefficients, $N_{\gamma E}$ with those obtained from the other methods for $\phi = 30^\circ$ are presented in Figure (4). It is observed that there is a good agreement between the $N_{\gamma E}$ values of the proposed method and those reported by other researchers.

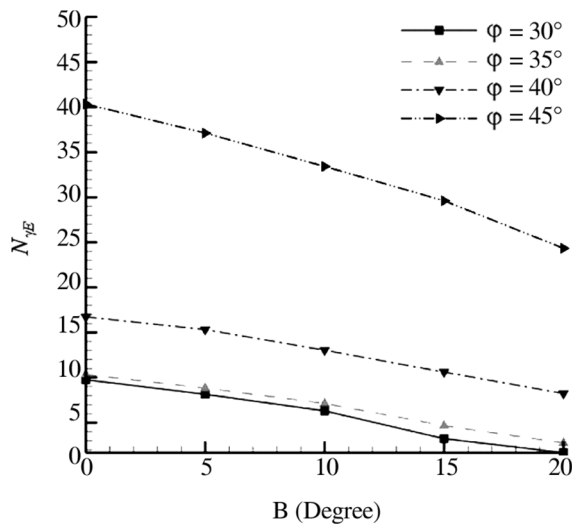


Figure 3. Seismic bearing capacity factor $N_{\gamma E}$ vs. inclination angle

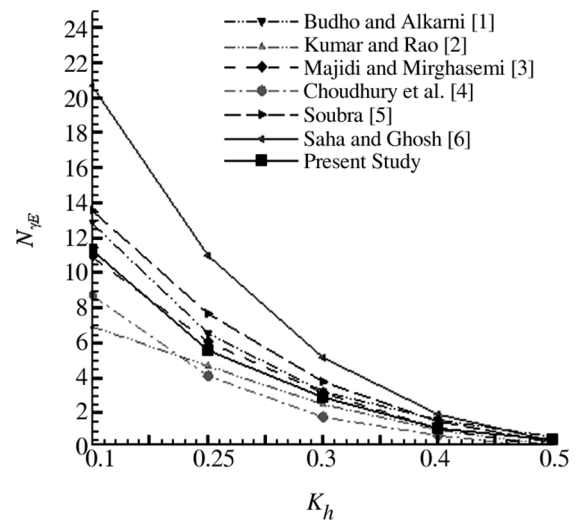


Figure 4. Comparison of $N_{\gamma E}$ with other available methods for $\phi = 30$ and $\beta = 0$

Keywords: Seismic Bearing Capacity; Kötter's Equation; Inclined Load; Limit Equilibrium

References

1. Budhu, M. and Al-Karni, A. (1993) Seismic bearing capacity of soils. *Geotechnique*, **43**(1), 181-187.
2. Kumar, J. and Rao, V.B.K.M. (2002) Seismic bearing capacity factors for spread foundations. *Geotechnique*,

52(2), 79-88.

3. Majidi, A.R. and Mirghasemi, A.A. (2008) Seismic 3D bearing capacity analysis of shallow foundations. *Iranian Journal of Science and Technology*, Transaction B, Engineering, **32**(B2), 107-124.
4. Choudhury, D., Kanakapura, S., and Subba Rao, S. (2005) Seismic bearing capacity of shallow strip footings. *Geotechnical and Geological Engineering*, **23**, 403-418.
5. Soubra, A.H. (1999) Upper-bound solutions for bearing capacity of foundations. *Journal of Geotechnical and Geonvironmental Engineering*, **125**(1).
6. Saha, A. and Ghosh, S. (2014) Seismic bearing capacity of shallow strip footings. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 1-9, DOI: 10.1179/1939787914Y.0000000081.