

ظرفیت باربری لرزه ای شالوده های سطحی با در نظر گرفتن اینرسی توده خاک

فرج الله عسکری

استادیار پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله

اورنگ فرزانه

استادیار گروه مهندسی عمران - دانشکده فنی - دانشگاه تهران

مسعود میرابوطالبی

دانشجوی دکتری ژئوتکنیک پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله

(تاریخ دریافت ۸۳/۵/۳، تاریخ دریافت روایت اصلاح شده ۸۴/۲/۲۷، تاریخ تصویب ۸۴/۳/۷)

چکیده

در دو دهه اخیر مسئله ظرفیت باربری لرزه ای پی ها مورد توجه محققان قرار گرفته است. نکته حائز اهمیت در مطالعات انجام گرفته در دو دهه اخیر، در نظر گرفتن نیروی اینرسی ایجاد شده در توده خاک در هنگام وقوع زلزله می باشد که در تحلیلهای قبلی کمتر بدان توجه شده است. در این مقاله اثر نیروی اینرسی مذکور بر ظرفیت باربری پی ها مورد مطالعه قرار گرفته است. این بررسی با کاربرد روش مرز بالای آنالیز حدی و مکانیسمی متشکل از تعدادی بلوک صلب صورت پذیرفته است. بررسی های انجام یافته بیانگر آن است که در نظر گرفتن نیروی اینرسی در خاک زیر پی منجر به کاهش بیشتر ظرفیت باربری میگردد. با افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک، اثر نیروی اینرسی در کاهش ظرفیت باربری کاهش می یابد.

واژه های کلیدی: ظرفیت باربری لرزه ای، آنالیز حدی مرز بالا، ضرایب شیب بار، نیروی اینرسی

مقدمه

گسیختگی می تواند تحمل کند. متداولترین روشهای مورد استفاده در تعیین ظرفیت باربری پی ها، روشهای حدی هستند. این روشها را می توان در سه گروه کلی به شرح ذیل دسته بندی نمود:

- روش تعادل حدی^۱

- روش خطوط مشخصه^۲

- روش آنالیز حدی^۳

در روش تعادل حدی با انتخاب معیار گسیختگی و در نظر گرفتن یک مکانیسم گسیختگی فرضی، بار حدی به کمک حل تمام یا بخشی از معادلات تعادل در توده خاک گسیخته شده بدست می آید. با تغییر مکانیسم گسیختگی و بهینه سازی آن، مقدار بهینه بار حدی تعیین می گردد. در این روش جایگاه جواب بدست آمده نسبت به حل دقیق مشخص نیست.

در روش خطوط مشخصه از ترکیب معادلات تعادل با معادله سطح خمیری، دستگاهی از معادلات دیفرانسیل

اثر زلزله بر روی پایداری پی ها در گذشته معمولاً بدون در نظر گرفتن اثر نیروی اینرسی ناشی از زلزله بر توده خاک زیر پی بصورت شبه استاتیکی صورت گرفته است. اخیراً ظرفیت باربری لرزه ای پی های سطحی از این دیدگاه و با در نظر گرفتن نیروهای اینرسی در توده خاک مورد توجه محققان قرار گرفته است.

سارما و یوسیفیلیس (Sarma & Iossifelis) در سال ۱۹۹۰، دورمیو و پکر (Dormieux & Pecker) در سال ۱۹۹۵، قهرمانی و بریل (Ghahramani & Berrill) در سال ۱۹۹۵، سارما و چن (Sarma and Chen) در سال ۱۹۹۶، سوبرا (Soubra) در سالهای ۱۹۹۷ و ۱۹۹۹، میخالفسکی و یو (Michalowski & You) در سال ۱۹۹۸ و عسکری و فرزانه در سال ۲۰۰۳ از محققانی هستند که در سالیان اخیر این مسئله را از این دیدگاه مورد مطالعه قرار داده اند.

ظرفیت باربری، حداکثر باری است که خاک در لحظه

شده تعمیم اصل کار خمیری حداکثر می‌باشد. اصل مزبور را هیل (Hill) در سال ۱۹۴۸ مطرح نمود و دراکر (Drucker)، گرین برگ (Greenberg) و پراگر (Prager) در سال ۱۹۵۲ با تعمیم آن، قضایای حدی را ارائه کردند. فرضیات مورد استفاده در روش تحلیل حدی عبارتند از:
الف- رفتار مصالح در حالت حدی به صورت خمیری کامل است.

ب- حالت حدی با تابعی محدب به معادله $F(\sigma_{ij}) = 0$ که تابع تسلیم نامیده می‌شود بیان می‌گردد. نمایش این تابع در فضای تنشهای اصلی به سطح تسلیم موسوم است.
ج- رفتار خمیری مصالح تابع قانون جریان وابسته است. به عبارت دیگر:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = \lambda \frac{\partial F(\sigma_{ij})}{\partial \sigma_{ij}} \quad \lambda \geq 0 \quad (3)$$

در رابطه فوق $\dot{\epsilon}_{ij}^p$ تانسور سرعت تغییر شکل نسبی خمیری و σ_{ij} تانسور تنش و λ تابعی اسکالر و غیرمنفی است.

کاربرد قضایای مرز بالا و مرز پایین در روش تحلیل حدی، ابزاری قدرتمند جهت تعیین حدود بار گسیختگی در مسائل پایداری در مکانیک خاک است.

در قضیه مرز پایین، مسئله با تعریف میدانهای فرضی تنش حل می‌شود. میدان تنش مورد استفاده باید شرایط زیر را ارضاء نماید:

- الف - معادلات تعادل؛
- ب - شرایط مرزی تنش؛
- ج- عدم خروج بردار تنش از فضای تنشهای محدود به سطح تسلیم.

براساس این قضیه، تحت هر میدان تنش مفروضی که شرایط «الف» تا «ج» ارضا شود، جریان خمیری آزاد به وقوع نخواهد پیوست. به عبارت دیگر، بار خارجی نظیر میدان تنش مزبور از بار گسیختگی واقعی بیشتر نخواهد بود. در روش مرز پایین، معادلات سازگاری سرعت کرنشها (شرایط سینماتیکی) در نظر گرفته نمی‌شوند.

در قضیه مرز بالا، مسئله با فرض یک مکانیسم گسیختگی و در نظر گرفتن شرایط سینماتیکی حل می‌شود. در این قضیه با در نظر گرفتن یک میدان سرعت فرضی و مساوی قراردادن کار نیروهای خارجی و داخلی، بار گسیختگی

هذلولی بدست می‌آید که به معادلات تعادل خمیری موسوم هستند. حل این معادلات با در نظر گرفتن شرایط مرزی منجر به تعیین میدان تنش در توده خاک مورد بررسی و در نهایت تعیین بار حدی می‌گردد. در این روش نیز غالباً نمی‌توان جایگاه جواب بدست آمده را نسبت به حل دقیق تعیین کرد.

در روش آنالیز حدی که به روش تحلیل حدی نیز موسوم است، با انتخاب معیار خمیری و با استفاده از دو شیوه تحلیل مستقل که در قالب قضایای حدی مرزهای بالا و پائین ارائه می‌شوند، حد بالا و حد پائین بار گسیختگی تعیین می‌شود. بدین ترتیب در این روش جایگاه نتایج تحلیل نسبت به جواب دقیق معلوم می‌باشد.

محققان مختلف هر یک بنحوی با استفاده از روش های حدی فوق ظرفیت باربری پی ها را مورد مطالعه قرار داده اند. ظرفیت باربری یک پی نواری (q_u) عموماً بصورت ترکیب خطی سه ضریب باربری N_c ، N_q و N_γ بصورت رابطه ۱ بیان می‌شود:

$$q_u = cN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma \quad (1)$$

در این رابطه B عرض پی، q سربار، c چسبندگی خاک و γ وزن مخصوص خاک است. ضرایب ظرفیت باربری بصورت توابعی از زاویه اصطکاک داخلی خاک (ϕ) میباشند.

چنانکه گفته شد، اثر لرزه‌ای را می‌توان بصورت شبه‌استاتیکی و با در نظر گرفتن نیروهای استاتیکی وارد بر پی و توده خاک زیر آن در نظر گرفت. در این حالت که ضرایب ظرفیت باربری تابع ضریب شتاب لرزه‌ای (k) نیز میباشند با N_{qc} ، N_{qe} و $N_{\gamma e}$ نمایش داده میشوند. اثر لرزه ای می‌تواند در ضرائب اصلاحی i_c و i_q و i_γ که همان ضرائب اصلاح شیب بار میباشند به صورت رابطه ذیل در نظر گرفته شود:

$$q_u = cN_c i_c + qN_q i_q + 0.5\gamma BN_\gamma i_\gamma \quad (2)$$

در این مقاله، ظرفیت باربری لرزه ای پی ها و اثر نیروی اینرسی با استفاده از روش مرز بالای آنالیز حدی مورد مطالعه قرار گرفته است.

کلیات روش تحلیل حدی

روش تحلیل حدی که در قالب قضایای حدی مطرح

بسازد. شالوده و بلوک ABC نسبت به یکدیگر حرکتی ندارند. سرعت کلیه بلوکهای تشکیل دهنده مکانیسم و سرعت آنها نسبت به یکدیگر باتوجه به شرط نرمالیت بر حسب بردار سرعت \vec{V}_0 و با استفاده از هیدوگراف سرعت قابل محاسبه است (برای نمونه به Askari & (2003) Farzaneh و یا به Michalowski & You (1998) مراجعه شود).

پس از محاسبه مقادیر سرعت بلوکهای مختلف، مرز بالای بار حدی با مساوی قرار دادن کار نیروهای داخلی (I) و خارجی (E) محاسبه می‌گردد.

چنانکه ذکر شد، بارگذاری لرزه‌ای در این تحقیق به صورت شبه استاتیکی در نظر گرفته شده است. در این روند، اثر زلزله به شکل نیروهای افقی و مساوی با حاصل ضرب نیروهای قائم و ضریب شتاب لحاظ می‌گردد. نیروهای خارجی شامل بار شالوده (P)، وزن توده خاک (W_i) و نیروهای اینرسی می‌گردد. نیروهای اینرسی نیز خود مشتمل بر نیروی اینرسی وارد بر پی (K_{cl}P) - که ناشی از سازه است - و نیروهای اینرسی وارد بر توده خاک (K_{ce}W) می‌شوند.

چنانکه گفته شد، در گذشته غالباً ظرفیت باربری لرزه ای شالوده‌های سطحی با در نظر گرفتن نیروهای اینرسی ناشی از سازه و بدون در نظر گرفتن نیروهای اینرسی وارد بر توده خاک محاسبه می شده است. در مقاله حاضر، اثر افزوده شدن نیروهای اینرسی وارد بر توده خاک بر روی ظرفیت باربری مورد بررسی قرار گرفته است.

با توجه به آنچه گفته شد، کار نیروهای خارجی را می‌توان از رابطه ۴ بدست آورد:

$$E = P V_{0V} + K_{cl} P V_{0H} + \gamma \sum_{k=0}^{n+1} S_k V_{kV} + \gamma \sum_{k=0}^{n+1} K_{ce} S_k V_{kH} \quad (4)$$

در این رابطه V_{kV} و V_{kH} به ترتیب مقادیر مولفه‌های سرعت افقی و قائم بلوک شماره k (k=0 تا n+1) و S_k مساحت سطح آن بلوک می‌باشد. از سوی دیگر، مقدار کار داخلی از رابطه ۵ قابل حصول است:

$$I = c \cos \phi \sum_{k=0}^{n+1} L_k V_k + c \cos \phi \sum_{k=0}^n L'_k V'_k \quad (5)$$

در رابطه فوق، L_k طول ناپیوستگی سرعت در ضلع پایینی بلوک k، L'_k طول ناپیوستگی سرعت میان بلوکهای k و

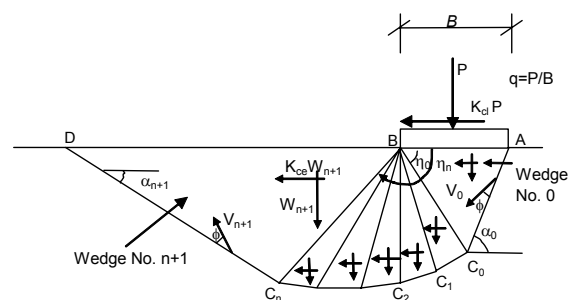
محاسبه می‌شود. بر اساس قضیه مرزبالا، اگر میدان سرعت در نظر گرفته شده شرایط مرزی سرعت و شرایط سازگاری را ارضاء کند، بار محاسبه شده بیش از بار گسیختگی واقعی خواهد بود.

با انتخاب میدانهای مناسب تنش و سرعت و نزدیک کردن جوابهای حاصل از دو روش می‌توان محدوده‌ای را که بار گسیختگی واقعی در آن قرار می‌گیرد، کوچک‌تر نمود. در مسائلی که جواب دو روش یکسان باشد، جواب واقعی بدست آمده است. بدین ترتیب در این روش جایگاه هر جواب نسبت به پاسخ واقعی مشخص می‌باشد و اضافی یا نقصانی بودن تقریب حل کاملاً مشخص است. قدرت و استواری روش تحلیل حدی نیز در همین نکته است.

در مطالعه حاضر از روش مرز بالای آنالیز حدی استفاده شده که در ادامه، مکانیسم مورد استفاده و الگوریتم آن ارائه می‌شود.

فرمول‌بندی و مکانیسم مورد استفاده

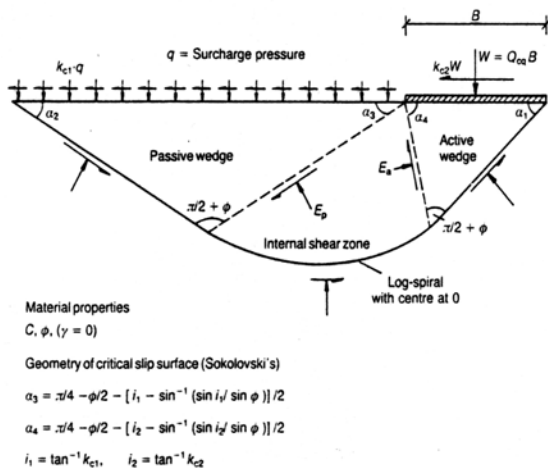
مکانیسم گسیختگی مورد استفاده در این مقاله در شکل (۱) نشان داده شده است. این مکانیسم از بلوک صلب مثلث شکل ABC در زیر شالوده (بلوک شماره صفر)، ناحیه برشی BCC_n (بلوکهای شماره ۱ تا n) و بلوک صلب BC_nD (بلوک شماره n+1) تشکیل گردیده است. ناحیه برشی متشکل از n بلوک صلب مثلث شکل است که تعداد آنها را بسته به دقت مورد نیاز میتوان تغییر داد.



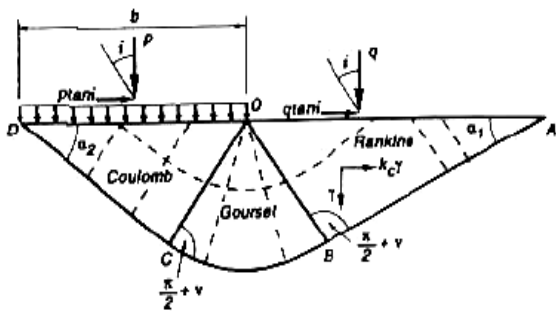
شکل ۱: جزئیات مکانیسم مورد استفاده جهت محاسبه ظرفیت باربری لرزه‌ای در تحقیق حاضر.

در این مکانیسم بلوک ABC با سرعت V حرکت می‌کند. به منظور ارضاء شرط نرمالیت بردار سرعت بگونه‌ای اختیار می‌گردد که با سطح ناپیوستگی سرعت AC زاویه ϕ

سوبرا اشاره شده منظور مکانیسم مورد استفاده وی در سال ۱۹۹۷ می باشد.



شکل ۲: جزئیات مکانیزم مورد استفاده توسط سارما و یوسفیلیس (Sarma & Iossifelis 1998).



شکل ۳: شبکه مورد استفاده توسط قهرمانی و بریل (۱۹۹۵).

قهرمانی و بریل در سال ۱۹۹۵ با استفاده از روش شبکه خطوط کرنش طولی صفر^۴ ضرایب ظرفیت باربری N_c و N_q را با در نظر گرفتن شتاب زلزله بدست آوردند. در این روش که میتوان آن را در زمره روشهای مبتنی بر خطوط مشخصه در نظر گرفت، معادلات تعادل در طول خطوط نمو کرنش طولی صفر (خطوط مشخصه نمو کرنش که در امتداد آنها، نمو کرنش خطی برابر با صفر است) حل می گردند. شبکه مورد استفاده توسط این محققان در شکل (۳) نشان داده شده است. در روش فوق الذکر خطوط مشخصه نمو کرنش بر مبنای زاویه اتساع (v) متفاوت با زاویه اصطکاک داخلی خاک در نظر گرفته می شوند. در ادامه روشهای ذکر شده در فوق با نتایج این تحقیق مقایسه شده است. معمولاً ظرفیت باربری پی

V_k ، $k+1$ سرعت بلوک k و V'_k سرعت نسبی بلوکهای k و $k+1$ نسبت به یکدیگر می باشد. با مساوی قرار دادن کار نیروهای داخلی و خارجی ($E=I$)، بار حدی P محاسبه می گردد. با تغییر مقادیر زوایای α_k و η_k در شکل (۱)، مقدار P نیز تغییر می نماید. حداقل جواب مرز بالا برای P بازای مقادیر بهینه زوایای مذکور حاصل می شود. تکنیک مورد استفاده در این تحقیق برای یافتن کوچکترین جواب مرز بالا جهت P نظیر روش مورد استفاده توسط میخالفسکی (۱۹۸۹) بوده است.

در این روند مقادیری اولیه برای زوایای α_k و η_k در نظر گرفته می شود و پاسخ مساله با تغییر یک یک زوایای مزبور بهینه می گردد. در هر مرحله یکی از زوایای فوق الذکر، مثلاً α_0 ، انتخاب می شود و با انتخاب مقداری برای $\Delta\alpha$ ، مقدار جواب به ازای سه مقدار $\alpha_0 + \Delta\alpha$ و $\alpha_0 - \Delta\alpha$ با یکدیگر مقایسه و پاسخ بهینه در آن مرحله از میان این سه انتخاب می گردد. جواب بهینه با تکرار این روند برای سایر زوایا بدست می آید.

مقایسه ضرایب ظرفیت باربری N_{ce} و $N_{\gamma e}$ با دیگر محققان

سارما و یوسفیلیس (۱۹۹۰) و سوبرا (۱۹۹۷) از معدود محققانی هستند که در سالهای اخیر به بررسی اثر نیروی اینرسی وارد بر توده خاک بر روی ظرفیت باربری پرداخته اند. سارما و یوسفیلیس با کاربرد روش تعادل حدی ضرایب ظرفیت باربری N_c و N_q و N_{γ} را بدست آورده اند. در مدل مورد استفاده توسط این دو محقق که در شکل (۲) نشان داده شده است یک گوه محرک و یک گوه مقاوم در نظر گرفته شده و ناحیه ای برشی بین این دو گوه بوجود آمده که شکل سطح گسیختگی در این قسمت یک لوگ اسپیرال است.

سوبرا در سالهای ۱۹۹۲، ۱۹۹۴، ۱۹۹۷ و ۱۹۹۹ با استفاده از روش مرز بالای آنالیز حدی به بررسی ظرفیت باربری پی های نواری روی زمین مسطح پرداخته است. مکانیسم مورد استفاده توسط سوبرا در سال ۱۹۹۷ شبیه به مکانیسم سارما و یوسفیلیس بوده و در ادامه هر جا به

توجه به این نکته ضروری است که اعمال شتاب به توده خاک تنها در ضریب $N_{\gamma e}$ تأثیر گذار است و ضریب N_{ce} از شتاب وارد بر توده خاک متأثر نخواهد شد.

در نمودارهای شکل‌های (۴)، (۵) و (۶) ضرائب N_{ce} بدست آمده در این تحقیق برای ضرایب شتاب افقی ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ با مقادیر ارائه شده توسط سارما و یوسفیلیس و همچنین سوبرا مقایسه شده‌است. در تمام مقایسه‌هایی که در نمودارهای مذکور و همچنین در ادامه مقاله آورده شده، $K=K_{cl}=K_{ce}$ فرض شده است.

چنانکه ملاحظه میشود مقادیر بدست آمده از روش حاضر با مقادیر ارائه شده توسط دیگر محققان تطابق نزدیکی را نشان می‌دهد و جوابها تقریباً یکسان میباشند. در جداول (۱)، (۲) و (۳) ضرائب $N_{\gamma e}$ در این تحقیق برای ضرایب شتاب افقی ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ با مقادیر ارائه شده توسط سارما و یوسفیلیس، قهرمانی و بریل و سوبرا مقایسه شده‌است. همچنین به منظور مقایسه بهتر، نمودارهای مربوط به این مقایسه‌ها در شکل‌های (۷)، (۸) و (۹) ارائه شده‌اند.

جدول ۱: ضرایب ظرفیت باربری لرزه‌ای $N_{\gamma e}$ برای $K = 0.1$.

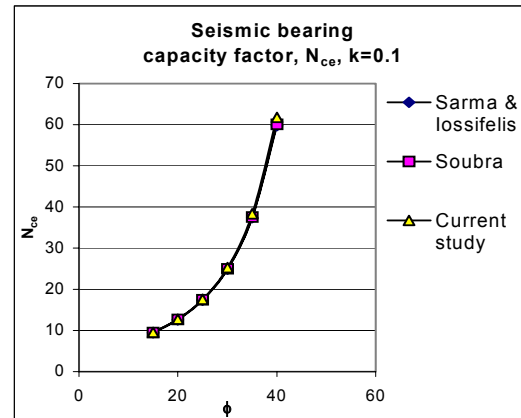
قهرمانی و بریل	تحقیق حاضر	سوبرا	سارما و یوسفیلیس	زاویه اصطکاک (ϕ)
-	-	-	-	۱۵
-	۱/۱۷	۱/۲۰	۱/۶۴	۲۰
۱/۲	۳/۱۷	۳/۴۰	۴/۱۱	۲۵
۲/۸	۷/۷۷	۸/۹۰	۹/۵۲	۳۰
۸/۲	۱۸/۷۰	۲۱/۴۰	۲۱/۹۸	۳۵
۲۰	۴۶/۵۷	۵۳/۰۰	۵۲/۸۴	۴۰

جدول ۲: ضرایب ظرفیت باربری لرزه‌ای $N_{\gamma e}$ برای $K = 0.2$.

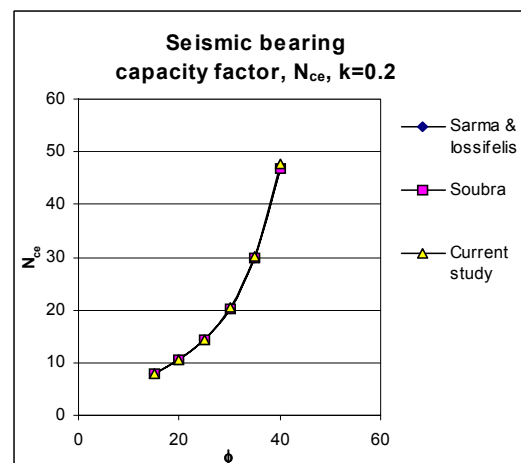
قهرمانی و بریل	سارما و یوسفیلیس	سوبرا	تحقیق حاضر	زاویه اصطکاک (ϕ)
-	۱/۴۶	۱/۱۰	۱/۱۰	۱۵
-	۳/۴۳	۲/۷۰	۲/۶۳	۲۰
۵/۵	۷/۵۰	۶/۶۰	۶/۱۲	۲۵
۸/۵	۱۶/۲۹	۱۵/۶۰	۱۳/۸۹	۳۰
۱۸	۳۶/۳۹	۳۶/۱۰	۳۲/۲۲	۳۵
۴۵	۸۷/۰۹	۸۸/۴۰	۷۹/۴۳	۴۰

نواری در زمین مسطح و در حالت لرزه‌ای- همراه با اعمال نیروی اینرسی وارد بر توده خاک از رابطه ۶ محاسبه میشود:

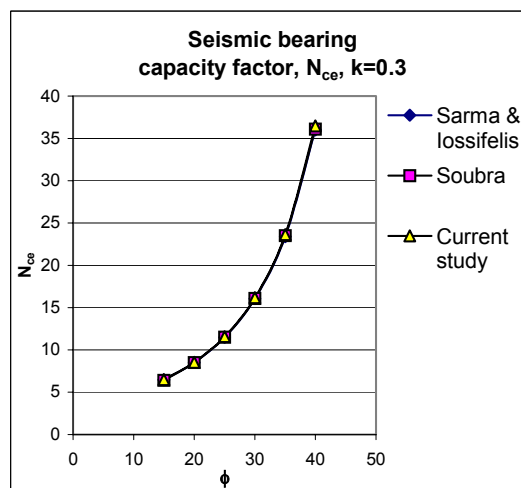
$$Q = CN_{ce} + 0.5\gamma BN_{\gamma e} \quad (۶)$$



شکل ۴: مقایسه ضریب ظرفیت باربری N_{ce} برای $K=0.1$.



شکل ۵: مقایسه ضریب ظرفیت باربری N_{ce} برای $K=0.2$.



شکل ۶: مقایسه ضریب ظرفیت باربری N_{ce} برای $K=0.3$.

است. کوچکتر بودن جوابهای تحقیق حاضر نسبت به جوابهای ارائه شده توسط سوبرا - که وی نیز از روش آنالیز حدی استفاده کرده است - نشان میدهد که مکانیزم مورد استفاده در تحقیق حاضر در مدلسازی سطح گسیختگی منجر به پاسخهای مرز بالای کوچکتری می‌شود.

نتایج کار قهرمانی و بریل نیز نشان می‌دهد که ضریب ظرفیت باربری $N_{\gamma e}$ تحت تاثیر نیروهای اینرسی توده خاک کاهش می‌یابد. در عین حال باید اذعان نمود که مقادیر بدست آمده از روش فوق به میزان درخور توجهی از مقادیر بدست آمده در تحقیق حاضر و سایر محققان کمتر است. در مرجع مربوط به این روش (قهرمانی و بریل ۱۹۹۵) نیز کمتر بودن پاسخهای حاصل از آن در این حالت نسبت به دیگر محققان بدون ذکر علت مورد اشاره قرار گرفته است. این تفاوت میتواند از آنجا ناشی شده باشد که در روش شبکه خطوط کرنش طولی صفر، خطوط مشخصه نمو کرنش بر مبنای زاویه اتساع (ν) که در حالت کلی متفاوت با زاویه اصطکاک داخلی خاک در نظر گرفته می‌شود تعیین می‌گردند، حال آنکه در روش مرز بالای آنالیز حدی، زاویه اتساع (ν) با زاویه اصطکاک داخلی خاک یکسان فرض می‌گردد.

نتایج کاربردی

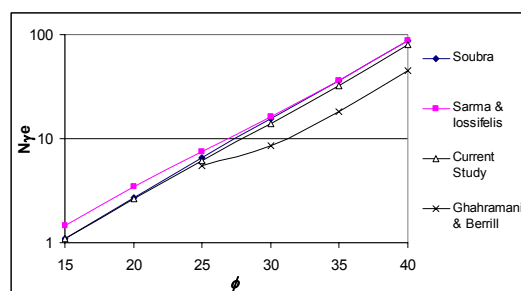
در جدول (۴) ضرائب ظرفیت باربری لرزه‌ای $N_{\gamma e}$ و $N_{\gamma e}$ برای مقادیر مختلف ضریب شتاب K و زاویه اصطکاک داخلی ϕ ارائه شده است. مقادیر $N_{\gamma e(1)}$ بدون در نظر گرفتن نیروی اینرسی در توده خاک و مقادیر $N_{\gamma e(2)}$ با در نظر گرفتن این نیرو می‌باشد.

مقادیر استاتیکی ضرائب ظرفیت باربری که با استفاده از الگوریتم این تحقیق بدست آمده در جدول ۵ ارائه شده است. از تقسیم ضرائب ظرفیت باربری لرزه‌ای جدول ۴ بر مقدار آنها در حالت استاتیکی در جدول ۵ ضرائب شیب بار i_γ و i_c قابل حصول است. این ضرائب در جدول ۶ ارائه گردیده‌اند.

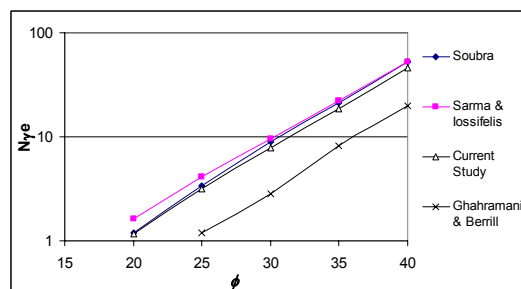
چنانکه انتظار می‌رود با توجه به مقادیر ارائه شده در جداول (۴) و (۶) ملاحظه می‌گردد که با افزایش ضریب شتاب زلزله، اثر نیروی اینرسی در کاهش ظرفیت باربری افزایش می‌یابد. همچنین با توجه به مقادیر ارائه شده میتوان به نتایج ذیل دست یافت:

جدول ۳: ضرائب ظرفیت باربری لرزه‌ای $N_{\gamma e}$ برای $K = 0.3$.

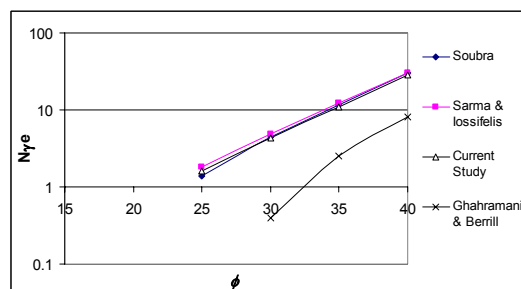
زاویه اصطکاک (ϕ)	سارما و یوسیفیلیس	سوبرا	تحقیق حاضر	قهرمانی و بریل
۱۵	-	-	-	-
۲۰	-	-	-	-
۲۵	۱/۸۳	۱/۴۰	۱/۶۳	-
۳۰	۴/۹۲	۴/۵۰	۴/۳۹	۰/۴
۳۵	۱۲/۲۲	۱۱/۷۰	۱۱/۰۸	۲/۵
۴۰	۳۰/۳۴	۳۰/۱۰	۲۸/۳۸	۸



شکل ۷: نمودار ضریب ظرفیت باربری لرزه‌ای $N_{\gamma e}$ برای $K = 0.1$.



شکل ۸: نمودار ضریب ظرفیت باربری لرزه‌ای $N_{\gamma e}$ برای $K = 0.2$.



شکل ۹: نمودار ضریب ظرفیت باربری لرزه‌ای $N_{\gamma e}$ برای $K = 0.3$.

مقایسه این ضرائب نشانگر آن است که به استثنای روش قهرمانی و بریل، در سایر موارد مقادیر ارائه شده تحقیق حاضر از پاسخهای ارائه شده توسط دیگر محققان کوچکتر

جدول ۴: ضرائب ظرفیت باربری لرزه‌ای N_{ce} و N_{ye} بدست آمده از تحقیق حاضر.

K	ϕ	N_{ce}	$N_{ye(1)}$	$N_{ye(2)}$
۰/۱	۰	۴/۵۸	۰	—
	۵	۵/۷۵	۰/۱	—
	۱۰	۷/۳۵	۰/۴۹	۰/۲۷
	۱۵	۹/۶۱	۱/۳۷	۱/۰۱
	۲۰	۱۲/۸۹	۳/۱۹	۲/۶۴
	۲۵	۱۷/۸۶	۷/۰۵	۶/۱۴
	۳۰	۲۵/۷۸	۱۵/۴۹	۱۳/۹۳
	۳۵	۳۹/۱۶	۳۵/۲۱	۳۲/۳۴
۰/۲	۰	۳/۸۹	۰	—
	۵	۴/۸۷	۰/۰۵	—
	۱۰	۶/۱۹	۰/۲۶	—
	۱۵	۸/۰۲	۰/۷۷	۰/۳۱
	۲۰	۱۰/۶۵	۱/۹۳	۱/۱۷
	۲۵	۱۴/۵۹	۴/۴۴	۳/۱۷
	۳۰	۲۰/۷۴	۹/۹۵	۷/۷۹
	۳۵	۳۰/۹۲	۲۲/۶۵	۱۸/۷۶
۰/۳	۰	۳/۱۸	۰	—
	۵	۳/۹۸	۰/۰۳	—
	۱۰	۵/۰۵	۰/۱۷	—
	۱۵	۶/۵۱	۰/۵۲	—
	۲۰	۸/۵۹	۱/۲۹	۰/۴۷
	۲۵	۱۱/۶۶	۲/۹۶	۱/۶۴
	۳۰	۱۶/۳۶	۶/۶۵	۴/۴
	۳۵	۲۴/۰۱	۱۵/۱۵	۱۱/۱۲
۰/۴	۰	۲/۵	۰	—
	۵	۳/۱۵	۰/۰۲	—
	۱۰	۴	۰/۱۳	—
	۱۵	۵/۱۶	۰/۳۹	—
	۲۰	۶/۷۸	۰/۹۷	—
	۲۵	۹/۱۴	۲/۲۲	۰/۸
	۳۰	۱۲/۷۲	۴/۹۹	۲/۶۵
	۳۵	۱۸/۴۶	۱۱/۳۷	۷/۱
۰/۵	۰	۲/۰۱	۰	—
	۵	۲/۵۲	۰/۰۲	—
	۱۰	۳/۲	۰/۱	—
	۱۵	۴/۱۳	۰/۳۱	—
	۲۰	۵/۴۴	۰/۷۷	—
	۲۵	۷/۳۱	۱/۷۸	—
	۳۰	۱۰/۱۸	۳/۹۹	۱/۵۱
	۳۵	۱۴/۰۴	۹/۰۹	۴/۷۸
۰/۵	۰	۲۲/۶۹	۲/۱۸۳	۱۳/۵۹
	۴۰	۶۳/۵۳	۸۵/۶۶	۷۹/۸۶
	۴۰	۴۹/۰۲	۵۴/۴۱	۴۶/۷۸
	۴۰	۳۷/۳	۳۶/۳۶	۲۸/۵۳
	۴۰	۲۸/۳۶	۲۷/۲۸	۱۹/۲۶
	۴۰	۲۸/۳۶	۲۷/۲۸	۱۹/۲۶
	۴۰	۲۸/۳۶	۲۷/۲۸	۱۹/۲۶
	۴۰	۲۸/۳۶	۲۷/۲۸	۱۹/۲۶

منجر به کاهش ظرفیت باربری این پی ها میگردد. در نظر گرفتن نیروی اینرسی در خاک زیر پی منجر به کاهش بیشتر ظرفیت باربری میگردد.

- با افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک، اثر نیروی اینرسی در کاهش ظرفیت باربری کاهش می یابد.
- با افزایش ضریب شتاب زلزله، اثر نیروی اینرسی در کاهش ظرفیت باربری افزایش می یابد.

جدول ۵: مقادیر استاتیکی ضرائب ظرفیت باربری بدست آمده از تحقیق حاضر.

ϕ	N_c	N_γ
۰	۵/۱۸	۰
۵	۶/۵۱	۰/۲۵
۱۰	۸/۴۶	۰/۸۵
۱۵	۱۱/۰۵	۲/۱۱
۲۰	۱۵/۱۸	۴/۴۷
۲۵	۲۰/۹۴	۱۰/۱۵
۳۰	۳۱/۳۳	۲۲/۶۸
۳۵	۷۸/۱۴	۵۰/۴۸
۴۰	۷۳/۳۷	۱۲۷/۵۹

جمع بندی و نتیجه گیری

در مقاله حاضر براساس الگوریتمی از روش مرز بالای آنالیز حدی، ظرفیت باربری پی‌ها برآورد شده است. ضرایب ظرفیت باربری لرزه‌ای N_{ce} ، بدست آمده از تحقیق حاضر، با مقادیر ارائه شده توسط دیگر محققان تطابق خوبی دارد.

ضرایب ظرفیت باربری لرزه‌ای N_{ye} حاصل از این تحقیق برای ضرایب شتاب افقی مختلف از پاسخهای بدست آمده توسط سوبرا و سارما و یوسفیلیس کوچکتر است. کوچکتر بودن جوابهای تحقیق حاضر نسبت به جوابهای ارائه شده توسط سوبرا - که وی نیز از روش آنالیز حدی استفاده کرده است - نشان میدهد که مکانیزم مورد استفاده در تحقیق حاضر منجر به پاسخهای مرز بالای کوچکتری می‌شود.

با توجه به نتایج کاربردی ارائه شده، اثر نیروی اینرسی توده خاک در کاهش ظرفیت باربری با کاهش زاویه اصطکاک داخلی و افزایش ضریب شتاب زلزله افزایش می یابد.

- در نظر گرفتن اثر لرزه ای ناشی از اینرسی سازه به صورت نیروی شبه استاتیکی در تراز کف پی های سطحی

جدول ۶: ضرائب شیب بار i_c و i_y .

K	ϕ	i_c	$i_y (1)$	$i_y (2)$
۰/۱	۰	۰/۱۸۸۴	—	—
	۵	۰/۱۸۸۳	۰/۴	—
	۱۰	۰/۱۸۶۸	۰/۵۷۶	۰/۳۱۷
	۱۵	۰/۱۸۶۹	۰/۶۴۹	۰/۴۷۸
	۲۰	۰/۱۸۴۹	۰/۷۱۳	۰/۵۹۰
	۲۵	۰/۱۸۵۲	۰/۶۹۴	۰/۶۰۴
	۳۰	۰/۱۸۲۲	۰/۶۸۲	۰/۶۱۴
	۳۵	۰/۱۵۰۱	۰/۶۹۷	۰/۶۴۰
	۴۰	۰/۱۸۶۵	۰/۶۷۱	۰/۶۲۵
۰/۲	۰	۰/۷۵۰	—	—
	۵	۰/۷۴۸	۰/۲	—
	۱۰	۰/۷۳۱	۰/۳۰۵	—
	۱۵	۰/۷۲۵	۰/۳۶۴	۰/۱۴۶
	۲۰	۰/۷۰۱	۰/۴۳۱	۰/۲۶۱
	۲۵	۰/۶۹۶	۰/۴۳۷	۰/۳۱۲
	۳۰	۰/۶۶۱	۰/۴۳۸	۰/۳۴۳
	۳۵	۰/۳۹۵	۰/۴۴۸	۰/۳۱۷
	۴۰	۰/۶۶۸	۰/۴۲۶	۰/۳۶۶
۰/۳	۰	۰/۶۱۳	—	—
	۵	۰/۶۱۱	۰/۱۲	—
	۱۰	۰/۵۹۶	۰/۲	—
	۱۵	۰/۵۸۹	۰/۲۴۶	—
	۲۰	۰/۵۶۵	۰/۲۸۸	۰/۱۰۵
	۲۵	۰/۵۵۶	۰/۲۹۱	۰/۱۶۱
	۳۰	۰/۵۲۲	۰/۲۹۳	۰/۱۹۴
	۳۵	۰/۳۰۷	۰/۳۰۰	۰/۲۲۰
	۴۰	۰/۵۰۸	۰/۲۸۴	۰/۲۲۳
۰/۴	۰	۰/۴۸۲	—	—
	۵	۰/۴۸۳	۰/۰۸	—
	۱۰	۰/۴۷۲	۰/۱۵۲	—
	۱۵	۰/۴۶۶	۰/۱۸۴	—
	۲۰	۰/۴۴۶	۰/۲۱۷	—
	۲۵	۰/۴۳۶	۰/۲۱۸	۰/۰۷۸۸
	۳۰	۰/۴۰۶	۰/۲۲۰	۰/۱۱۶
	۳۵	۰/۲۳۶	۰/۲۲۵	۰/۱۴۰
	۴۰	۰/۳۸۶	۰/۲۱۳	۰/۱۵۰
۰/۵	۰	۰/۳۸۸	—	—
	۵	۰/۳۸۷	۰/۰۸	—
	۱۰	۰/۳۷۸	۰/۱۱۷	—
	۱۵	۰/۳۷۳	۰/۱۴۶	—
	۲۰	۰/۳۵۸	۰/۱۷۲	—
	۲۵	۰/۳۴۹	۰/۱۷۵	—
	۳۰	۰/۳۲۴	۰/۱۷۵	۰/۰۶۶۵
	۳۵	۰/۱۷۹	۰/۱۸۰	۰/۰۹۴۶
	۴۰	۰/۳۰۹	۰/۱۷۱	۰/۱۰۶

مراجع

- 1 - Askari, F. and Farzaneh, O. (2003). "Upper bound solution for seismic bearing capacity of shallow foundations near slopes." *Geotechnique*, Vol.53, No. 8, PP. 697-702.

- 2 - Dormieux, L. and Pecker, A. (1995). "Seismic bearing capacity of foundation on cohesion less soil." *Journal of Geotechnical and Environmental Engrg.*, Vol. 121, No. 3.
- 3 - Drucker, D. C., Prager, W. and Greenberg, H. T. (1952). "Extended limit design theorems for continuous media." *Quarterly of Applied Mathematics*, Vol. 9. No. 4. PP. 381-389.
- 4 - Ghahramani, A. and Berrill, J. B. (1995). "Seismic bearing capacity factors by zero extension line method." *Pacific Conference on Earthquake Engineering*, Australia.
- 5 - Hill, R. (1948). "A theory of the yielding and plastic flow of anisotropic metals." *Proc. Roy. Soc. Lond.*, A 193, PP. 281-297.
- 6 - Michalowski, R. L. and You, L. (1998). "Non-symmetrical limit loads on strip footing." *Soils and Foundations*, Vol. 38, No. 4. PP. 195-203.
- 7 - Sarma, S.K. and Chen, Y.C. (1996), "Bearing capacity of strip footings near sloping ground during earthquakes." *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico.
- 8 - Sarma, S. K. and Iossifelis, I. S. (1990). "Seismic bearing capacity factors of shallow strip footings." *Geotechnique*, Vol. 40, No. 2, PP. 265-273.
- 9 - Soubra, A. H. (1997). "Seismic bearing capacity of shallow strip footing in seismic conditions." *Proc., Instn. Civ. Engrs., Geotech. Engrg.*, London, Vol. 125. No. 4, PP. 230-241.
- 10 - Soubra, A. H. (1999). "Upper-bound solutions for bearing capacity of foundations." *Journal of Geotechnical and Geonvironmental Engrg.*, Vol. 125, No. 1.

واژه های انگلیسی به ترتیب استفاده در متن

- 1 - Limit Equilibrium Method
- 2 - Slip Line Method
- 3 - Limit Analysis Method
- 4 - Zero Extension Lines