

تعیین ضرایب ظرفیت باربری و شکل در پی‌های سطحی مستطیلی به‌روش اجزای مجزا

علی اصغر میرقاسمی

استادیار دانشکده مهندسی عمران - پردیس دانشکده های فنی - دانشگاه تهران

علیرضا مجیدی

دانشجوی دکتری دانشکده مهندسی عمران - پردیس دانشکده های فنی - دانشگاه تهران

(تاریخ دریافت ۸۴/۳/۷، تاریخ دریافت روایت اصلاح شده ۸۴/۹/۱۳، تاریخ تصویب ۸۴/۱۰/۱۰)

چکیده

در این مقاله با استفاده از روش اجزای مجزا (DEM)، مسأله ظرفیت باربری پی‌های سطحی مستطیلی به‌صورت سه‌بعدی، مورد بررسی قرار گرفته است. توده خاک در این روش همانند بلوکهای سه‌بعدی مجزا از یکدیگر در نظر گرفته شده، که با اتصال این بلوکها توسط فنرهای وینکلر، حجم گسیختگی مفروض زیر پی به‌صورت یکپارچه تشکیل می‌گردد. معادلات مربوط به این روش با توجه به مدل رفتاری ارتجاعی-خمیری فنرها، شرایط تعادل نیروها و لنگرها را به‌طور کامل ارضاء می‌کند. شکل هندسی توده خاک گسیخته شده زیر پی توسط ۶ زاویه مستقل از یکدیگر مشخص شده، که با سعی و خطا سطح گسیختگی بحرانی و ظرفیت باربری متناظر آن به‌دست می‌آید. در این بررسی مثال‌هایی به‌منظور انجام تحلیل حساسیت جهت نشان دادن تاثیر پارامترهای مختلف به‌کار رفته در مدل ارائه شده است. همچنین ضرایب ظرفیت باربری پی و ضرایب شکل مربوطه در قالب جداول و نمودارهایی ارائه و با روشهای دیگر مقایسه شده است.

واژه‌های کلیدی: پی سطحی، اجزای مجزا، سه بعدی، ضرایب ظرفیت باربری، ضرایب شکل

مقدمه

به‌صورت دو بعدی آن، تمام شرایط تعادل را ارضاء نکرده و لذا احتیاج به فرضیات اضافی در مورد تنشها و نیروهای بین قطعاتی است. همچنین استفاده از روشهای آنالیز حدی برای حل مسائل سه‌بعدی، مشکلات و پیچیدگی‌های مخصوص به خود را داشته و حتی جدیدترین راه حل ارائه شده آن (روش حد بالا) برای مسأله ظرفیت باربری سه‌بعدی پی دارای دقت چندانی نمی‌باشد [۵]. از طرفی مدل کردن این مسأله توسط روشهای اجزای محدود (FEM) یا تفاضل محدود (FDM)، محتاج اطلاعاتی همچون المان‌بندی مناسب سیستم خاک و پی، وضعیت تنشهای اولیه در خاک، مدل رفتاری صحیح و نیز پارامترهای مناسب مربوط به آن می‌باشد. دخالت این مفروضات، پیچیدگی حل مسأله را در سه بعد زیاد کرده و ممکن است عدم اطمینان نتایج را نیز باعث شود.

روش ارائه شده در این بررسی مبتنی است بر روش تعادل حدی، که علاوه بر داشتن امتیاز سادگی این قبیل روشها، توانایی و قابلیت‌های بیشتری را در حل مسأله ظرفیت

در دهه‌های گذشته مطالعات و بررسی‌های وسیعی در ارتباط با مسأله ظرفیت باربری پی‌های سطحی به‌صورت دوبعدی انجام شده و روشهای حل متعددی نیز در این زمینه ارائه گردیده است. در واقع این‌طور به‌نظر می‌رسد که راه‌حلهای تئوری در حالت دو بعدی به‌سطح رضایت بخشی از اطمینان رسیده باشد، هرچند که هم‌اکنون نیز تحقیق و بررسی در زمینه ظرفیت باربری دو بعدی پی‌های سطحی به‌صورت گسترده ادامه دارد. اما روشهای حل عددی مسأله ظرفیت باربری پی در سه‌بعد، هنوز هم با مسائل و مشکلات حل نشده عیدیه‌ای روبروست.

امروزه روش عمومی و معمول جهت برآورد ظرفیت باربری سه‌بعدی پی‌های سطحی، استفاده از ضرایب شکل تجربی و آزمایشگاهی در معادلات ظرفیت باربری دو بعدی پی است که توسط محققان برجسته‌ای مانند ترزاقی و پک [۱]، میرهوف [۲]، هانسن [۳] و وسیک [۴] انجام گرفته است.

روشهای حل این مسأله با روشهای تعادل حدی، حتی

متصل شده تا سیستمی یکپارچه تشکیل گردد (شکل ۱). هر فنر وینکلر (شکل ۲)، در حالت سه‌بعدی، شامل یک فنر فشاری - کششی (عمود بر سطح) و دو فنر برشی (مماس بر سطح و عمود بر یکدیگر) می‌باشد.

رفتار کلیه فنرها مطابق شکل (۳) به صورت ارتجاعی-خمیری^۳ فرض شده است. فنرهای عمودی در فشار به تسلیم نرسیده و در کشش دارای مقاومت کششی (F_t) مطابق رابطه زیر می‌باشند:

$$F_t = \frac{2c \cdot \cos \phi}{1 + \sin \phi} \quad (1)$$

که در آن c چسبندگی و ϕ زاویه اصطکاک داخلی خاک است.

در فنرهای مماسی نیز چنانچه تنش برشی موجود به مقاومت برشی فنرها (τ_p) برسد، فنر از حالت ارتجاعی خارج شده و رفتاری خمیری خواهد داشت. مقاومت برشی فنرها، از معیار گسیختگی مور-کولمب پیروی می‌کند:

$$\tau_p = c + \sigma_n \tan \phi \quad (2)$$

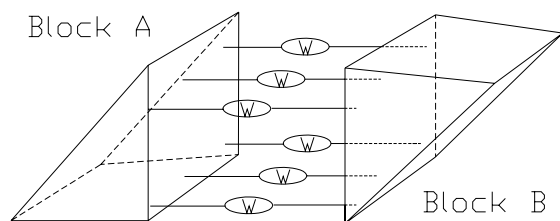
به علت رفتار ارتجاعی-خمیری فنرها، هرگاه در فنرهای برشی، میزان تنش برشی موجود از مقاومت برشی فنرها بیشتر شود، فنر به حالت خمیری رفتار کرده و اصطلاحاً گسیخته می‌شود. همانند حالت دو بعدی این روش، از روش سختی وتری^۴ با توجه به میزان تغییر مکانهای عمودی و مماسی، جهت کاهش سختی فنرها استفاده می‌شود. چنانچه سختی فنرهای عمود بر سطح را با k_{normal} و سختی فنرهای مماسی را با k_{shear} نشان دهیم، در این صورت در طی روند تحلیل، برای یک فنر تسلیم نشده، ضرایب فنریت همان مقادیر فوق می‌باشد. اما چنانچه سطح مورد نظر به تنش تسلیم برسد، باید با توجه به نمودار تنش- کرنش، مقادیر سختی جدید فنرها $(k'_{shear}$ و $k'_{normal})$ را محاسبه نمود.

با خمیری شدن یک فنر مماسی یا عمودی در بین سطوح مشترک قطعات، تنش در آن ثابت مانده و اضافه تنش باقی‌مانده در بین قطعات دیگر توزیع خواهد شد. با توزیع تنشها در بین قطعات دیگر، شاهد بوجود آمدن گسیختگی‌های موضعی به صورت پیشرونده خواهیم بود.

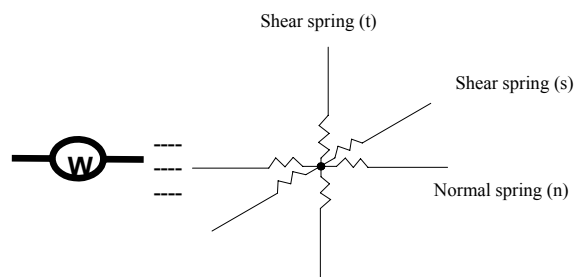
باربری پی در سه بعد ارائه داده و از طرفی پیچیدگی‌های مربوط به روشهای اجزای محدود یا تفاضل محدود را دارا نمی‌باشد.

معرفی روش اجزای مجزا^۱

این روش به مفهوم جدید خود، اولین بار توسط چانگ (C. S. Chang) برای بررسی ظرفیت باربری پی [۶]، پایداری شیروانی‌ها [۷] و نیز دیوارهای حائل [۸]، تماماً به صورت دو بعدی، انجام گرفته است. در بررسی حاضر، با توسعه مفهوم اولیه این روش، مسأله ظرفیت باربری پی برای اولین بار در حالت سه‌بعدی مورد توجه قرار می‌گیرد. همانند حالت دو بعدی این روش، ابتدا یک سطح گسیختگی مفروض (که در سه بعد این سطح تبدیل به حجم می‌شود)، در نظر گرفته می‌شود. سپس این حجم گسیخته شده، با توجه به هندسه و ماهیت مسأله به تعدادی قطعه مجزای از هم، تقسیم می‌شود. در این تحقیق از بلوکهای ۵ وجهی، برای تقسیم بندی توده خاک زیر پی استفاده شده است.

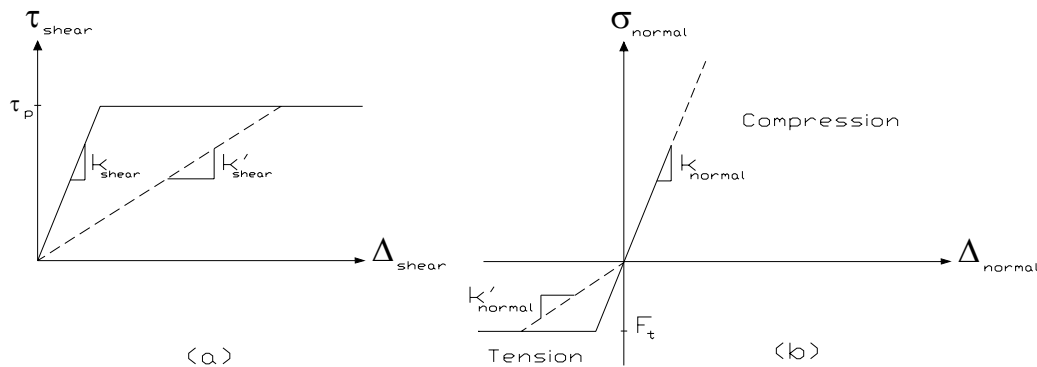


شکل ۱: نحوه اتصال سطوح قطعات سه‌بعدی به یکدیگر توسط فنرهای وینکلر.



شکل ۲: شمای کلی یک فنر وینکلر به صورت سه‌بعدی.

همچنین همانند حالت دو بعدی این روش، از فنرهایی به نام فنر وینکلر^۲، در بین سطوح مشترک قطعات استفاده می‌شود. کلیه سطوح مشترک توسط این فنرها به یکدیگر



شکل ۳: رفتار تنش- کرنش فنرهای وینکلر، (a) - فنرهای برشی و (b) - فنرهای عمودی.

جهت مجزا سازی توده خاک زیر پی استفاده شده است. با توجه به شکل (۴) همانند حالت دو بعدی این روش، از سه ناحیه جهت تعریف این سطح استفاده می‌شود [۱۱]. ناحیه I به صورت یک گوه، درست در زیر پی قرار دارد. یک سطح این گوه بوسیله قاعده پی و دو وجه دیگر آن بوسیله سطوح برش مشخص می‌شوند. این ناحیه به صورت یک گوه صلب به سمت پایین حرکت کرده و در خاک ناحیه III رانش مقاوم را بسیج می‌کند. ناحیه II نیز یک ناحیه انتقالی بین نواحی I و III با کرنشهای برشی بالا بوده و با یک سطح لگاریتمی- حلزونی^۷ تقریب زده می‌شود. لذا شکل ناحیه گسیخته شده در این بررسی، تابع عرض پی (B)، طول آن (L)، زاویه اصطکاک داخلی خاک (ϕ) و نیز ۶ زاویه مستقل $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \theta_1$ و θ_2 می‌باشد. زوایای θ_1 و θ_2 مشخص کننده وضعیت وجوه جانبی سطح گسیختگی یا به عبارت دیگر مشخص کننده وضعیت بعد سوم سطح گسیختگی در فضا می‌باشند. اگر زوایای θ_1 و θ_2 منفی باشند، وجوه جانبی سطح گسیختگی به سمت داخل و اگر این زوایا مثبت باشند.

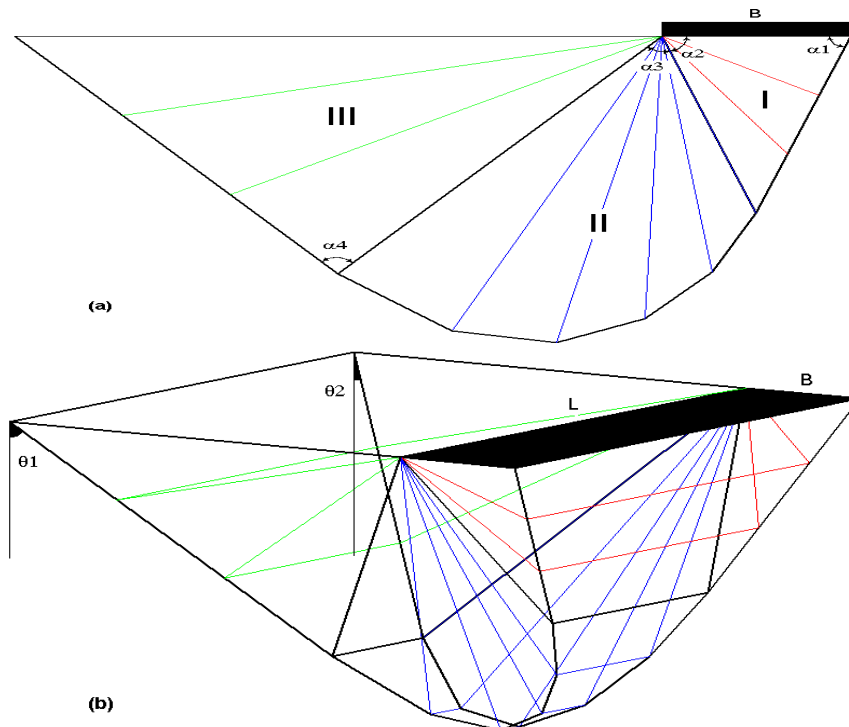
آنها به سمت خارج تمایل دارند. در این روش با متغیر فرض کردن این ۶ زاویه مستقل، بحرانی‌ترین سطح گسیختگی متناظر با کمترین مقدار ظرفیت باربری پی، با سعی و خطا مشخص می‌شود. در این تحقیق با استفاده از نرم افزار^۸ BCAP^{3D}، که بر اساس روش DEM و در محیط MATLAB، توسط مؤلفین مقاله حاضر تهیه شده است، مثالهایی مورد بررسی قرار گرفته که نتایج آن در ادامه آورده می‌شود.

لذا این روش برخلاف روشهای معمول حدی، قابلیت مدل سازی پدیده گسیختگی پیشرونده^۵ را نیز دارا می‌باشد. توزیع مجدد تنشها به صورت یک روند تکراری، تا جایی ادامه می‌یابد که تنشهای موجود در سطح تماس قطعات، به طور کامل روابط تنش- کرنش را ارضاء نماید. برای اعمال خاصیت غیرخطی مساله در حالت خمیری، از روند تکراری نیوتن- رافسون^۶ استفاده شده است [۹]. در صورتیکه با افزایش بار پی، تمام فنرهای برشی روی سطح گسیختگی مفروض، به حالت خمیری برسند، گسیختگی کلی در خاک زیر پی رخ داده و بار پی در این لحظه، ظرفیت باربری را نشان خواهد داد.

در این بررسی، همانند حالت دو بعدی این روش، از ضریب ارتجاعی (E) و ضریب برشی خاک (G) به ترتیب جهت مدل کردن سختی اولیه فنرهای عمودی و مماسی استفاده شده است. لازم به ذکر است که این روش به سادگی قابلیت مدل کردن خاکهایی با خاصیت نرم شوندگی و یا سخت شوندگی را دارا می‌باشد. در این صورت مدل رفتاری فنرها (شکل ۳) متناسب با رفتار خاک انتخاب می‌شود. خاطر نشان می‌سازد با توجه به اینکه روش تحلیل و نحوه به دست آوردن فرمولاسیون حل سه بعدی مساله در مرجع [۱۰] و توسط مؤلفین مقاله حاضر آورده شده است، لذا جهت جلوگیری از طولانی شدن مطلب، از ذکر مجدد آن در این مقاله صرف نظر می‌گردد.

هندسه سطح گسیختگی زیر پی

همانطور که اشاره گردید از قطعه بلوکهای پنج وجهی



شکل ۴: نحوه تقسیم‌بندی توده خاک گسیخته شده زیر پی به قطعات سه‌بعدی مجزا، (a) - مقطع دو بعدی و (b) - وضعیت وجوه جانبی در مقطع سه‌بعدی.

سه‌گانه سطح گسیختگی زیر پی (نواحی I، II و III) نشان داده شده است. تعداد قطعات مربوط به هر کدام از این نواحی سه‌گانه (N_1 ، N_2 و N_3) در ترکیب‌های ۱ و ۱۰ عددی تغییر داده شده تا تاثیر آن بر روی ظرفیت باربری پی نشان داده شود. همانگونه که انتظار می‌رود کمترین مقدار ظرفیت باربری، هنگامی به دست می‌آید که تعداد قطعات در نواحی I و III، یک عدد و در ناحیه II، ۱۰ عدد (بزرگترین تعداد در این سری از مدل‌سازی) باشد. بنابراین می‌توان نتیجه‌گیری نمود که ناحیه II، باید از تعداد مناسبی قطعه تشکیل شود تا بتوان رفتار برشی این ناحیه را به خوبی مدل نمود. همچنین به علت رفتار غیر برشی نواحی I و III، تنها یک قطعه جهت مدل کردن این نواحی کفایت می‌کند.

در شکل (۵)، تاثیر تعداد قطعات در ناحیه II بر روی ظرفیت باربری پی با فرض $N_1 = 1$ و $N_3 = 1$ عدد آورده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود با افزایش تعداد قطعات در این ناحیه، ظرفیت باربری پی کاهش می‌یابد. به نظر می‌رسد که مدل کردن این ناحیه با بیش از ۱۰ قطعه دارای دقت مناسبی جهت مقاصد مهندسی باشد. لذا در آنالیزهای انجام شده در بخش‌های بعدی برای به دست آوردن دقت کافی در نتایج، تعداد قطعات در

تحلیل حساسیت

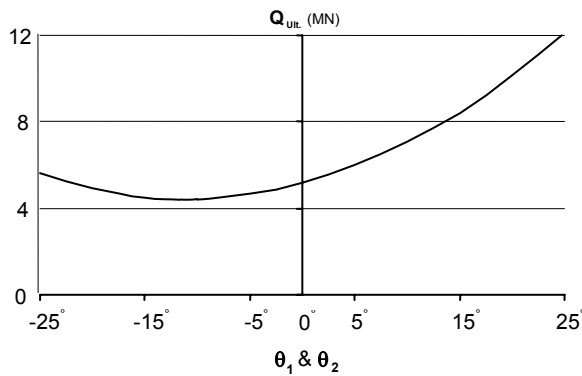
در این بخش مثال‌هایی جهت انجام آنالیزهای حساسیت برای نشان دادن تاثیر پارامترهای مختلف به کار رفته در مدل ارائه می‌گردد. مفروضات اولیه این مثالها عبارتند از:

وزن مخصوص خاک 20 kN/m^3 ، چسبندگی خاک kPa ۳۰، زاویه اصطکاک داخلی خاک ۳۰ درجه، ضریب ارتجاعی خاک 3 MPa ، ضریب برشی خاک 1 MPa ، تعداد قطعات در نواحی سه‌گانه به ترتیب ۱، ۵ و ۳، زوایای α_1 تا α_4 به ترتیب ۶۰، ۶۰، ۹۰ و ۱۲۰ درجه، زوایای θ_1 و θ_2 معادل صفر درجه، عرض و طول پی به ترتیب ۱ و ۲ متر.

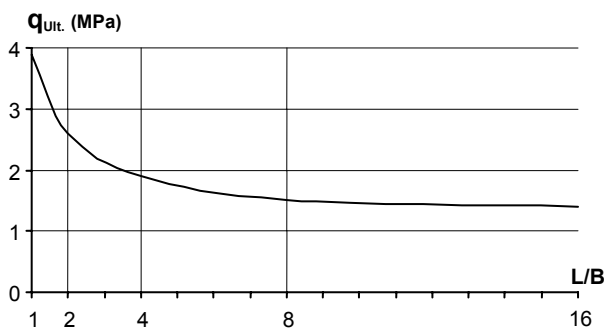
لازم به ذکر است که با تغییر در پارامترهای هندسی و مقاومتی مثال فوق، نتایج آنالیزهای حساسیت انجام شده در ذیل ارائه می‌گردد.

تاثیر تعداد قطعات

همانطور که قبلاً نیز اشاره گردید، توده خاک زیر پی به قطعات صلب مجزای از هم که توسط فنرهای وینکلر به یکدیگر متصل شده‌اند، تقسیم می‌گردد. در جدول (۱) تاثیر تعداد قطعات به کار گرفته شده در هر کدام از نواحی



شکل ۶: تاثیر وضعیت وجوه جانبی سطح گسیختگی بر روی ظرفیت باربری پی مثال.



شکل ۷: تاثیر نسبت طول به عرض پی بر روی ظرفیت باربری احد سطح پی مثال.

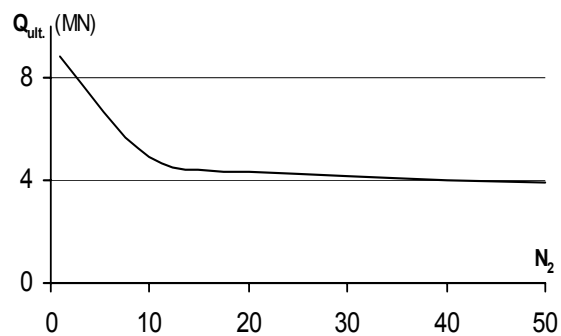
تأثیر ضرایب فنریت وینکلر

مشابه حالت دو بعدی که توسط چانگ ارائه شده است، مقادیر اولیه ضرایب سختی فنریت موجود در جهات عمودی و مماسی بین قطعات را می‌توان به ترتیب مشابه مدول یانگ یا ضریب ارتجاعی (E) و ضریب برشی (G) خاک در نظر گرفت. برای یک جسم همسان ارتجاعی، نسبت (E/G) معادل $2(1+\nu)$ بوده که در آن ν ضریب پواسن می‌باشد. محدوده این ضریب در انواع خاکها بین صفر تا ۰/۵ متغیر است. لذا محدوده عملی مقدار (E/G) نیز بین اعداد ۲ تا ۳ تغییر می‌کند. مشابه شرایط دو بعدی، در بررسی حاضر نیز مشخص گردیده است که نتایج به دست آمده، به نسبت مقادیر سختی فنرها بستگی دارند نه به مقادیر تک تک آنها. در شکل (۸)، تاثیر تغییرات (E/G) یا به عبارت دیگر نسبت (k_{normal} / k_{shear}) بر روی نتایج نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، مقادیر بار حدی به دست آمده زیاد تحت تاثیر نسبت ضرایب سختی فنریت در محدوده ذکر شده فوق، قرار نمی‌گیرد.

نواحی سه گانه I، II و III، به ترتیب معادل ۱، ۲۵ و ۱ عدد در نظر گرفته شده است.

جدول ۱: تاثیر تعداد قطعات در نواحی سه گانه سطح گسیختگی بر روی بار حدی پی مثال.

تعداد : N_1 قطعات در ناحیه I	1	1	1	1	10	10	10	10
تعداد : N_2 قطعات در ناحیه II	1	1	10	10	1	1	10	10
تعداد : N_3 قطعات در ناحیه III	1	10	1	10	1	10	1	10
بارحدی : $Q_{ult.}$ نهایی (MN)	8.8	10.0	4.9	5.4	5.1	8.1	5.1	5.3



شکل ۸: تاثیر تعداد قطعات در ناحیه II بر روی بار حدی پی.

تأثیر وضعیت سطوح گسیختگی جانبی

همانطور که توضیح داده شد، زوایای θ_1 و θ_2 وضعیت سطوح گسیختگی جانبی را در فضای سه بعدی مشخص می‌کنند. بدیهی است که در شرایط بارگذاری متقارن مقادیر این دو زاویه با یکدیگر برابر خواهند شد. در شکل (۶)، تاثیر تغییرات این زوایا بر روی ظرفیت باربری پی آورده شده است. همانطور که دیده می‌شود، تغییر در مقدار این زوایا، تاثیر زیادی بر روی بار حدی به دست آمده خواهد گذاشت.

تأثیر نسبت ابعادی پی

در شکل (۷)، تاثیر نسبت طول به عرض پی (L/B)، بر روی ظرفیت باربری پی در واحد سطح ($q_{ult.}$) نشان داده شده است. همانطور که انتظار می‌رود، ظرفیت باربری پی در واحد سطح با افزایش نسبت ابعادی پی کمتر می‌شود، که در نهایت این مقدار به سمت ظرفیت باربری پی در حالت دو بعدی میل می‌کند (۱۲۰۴/۳۷ کیلو پاسکال).

مقایسه با روشهای دیگر

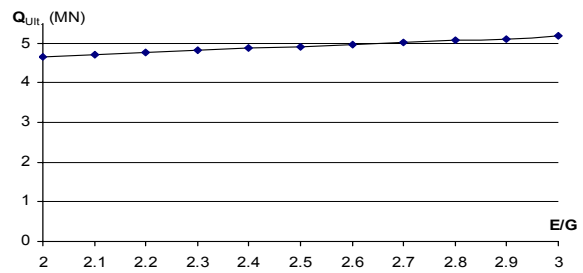
حالت دوبعدی

در روشهای متعارف مکانیک خاک، مقادیر N_q و N_c با استفاده از روابط دقیق ریاضی زیر به دست می آیند:

$$N_q = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \cdot \exp(\pi \text{tg}\phi) \quad (5)$$

$$N_c = \left(\frac{N_q - 1}{\text{tg}\phi}\right) \quad (6)$$

روابط فوق با فرض $(\alpha_1 = \alpha_2 = \pi/4 + \phi/2)$ ، $(\alpha_3 = \pi/2)$ و $(\alpha_4 = \pi/2 + \phi)$ به دست آمده اند. اما همانطور که ذکر شد، در روش حاضر هیچگونه قیدی در تعیین این زوایا وجود نداشته و آنها به صورت کاملاً مستقل از هم تغییر می کنند تا مقادیر بحرانی مربوطه به دست آیند. این مزیت به خصوص در هنگامی که خاک دارای چسبندگی و اصطکاک به صورت توأم است، دقت جوابها را نسبت به روشهای متعارف بالاتر می برد. در شکلهای (۹) و (۱۰)، مقادیر N_q و N_c به دست آمده از روابط (۵) و (۶) با مقادیر حاصل از روش DEM، با فرض تعداد قطعات در نواحی سه گانه سطح گسیختگی زیر پی به ترتیب معادل ۱، ۵ و ۱۰ عدد با یکدیگر مقایسه شده است. این مقایسه یکبار با فرض وجود زوایایی برابر با زوایای حاصل از روشهای دقیق فوق الذکر و بار دیگر با فرض زوایای بحرانی متناظر با کمترین مقدار ظرفیت باربری انجام شده است. همانطور که از این اشکال پیداست مقادیر حاصل از روش DEM و روشهای دقیق کلاسیک با فرض زوایای معادل هم، بسیار به هم نزدیک بوده اما مقادیر بحرانی حاصل از روش DEM به وضوح کوچکتر می باشند. لازم به ذکر است که برای به دست آوردن N_c کفایت وزن مخصوص خاک (γ) را صفر در نظر گرفته و از سربار اطراف پی (θ) صرف نظر کنیم. N_θ را می توان با فرض $(\gamma = 0)$ و $(\chi = 0)$ به دست آورده و برای یافتن N_γ ، مقادیر (c) و (γ) را معادل صفر در نظر می گیریم. همچنین جهت به دست آوردن این نتایج در حالت دوبعدی به روش DEM، نسبت طول به عرض پی (L/B) معادل ۱۰۰۰ در نظر گرفته شده است.



شکل ۸: تاثیر تغییرات ضرایب سختی فنرهای وینکلر بر روی بار حدی پی مثال.

ضرایب ظرفیت باربری سه بعدی

جهت تعیین ظرفیت باربری پی، معمولاً از روش برهم نهی یا رویهم گذاری^۹ که اولین بار توسط ترزاقی [۱۲] مطرح گردیده، استفاده می شود. در این روش تاثیر پارامترهای مختلف خاک و پی، شامل وزن مخصوص (γ)، زاویه اصطکاک داخلی (ϕ)، سربار (θ) و نیز چسبندگی خاک (χ)، بر روی ظرفیت باربری پی، به همراه ضرایب بی بعدی به صورت زیر بیان می گردد:

$$\theta_{\text{ult}} = 0.5B\gamma N_{\gamma} + \theta N_{\theta} + \chi N_c \quad (3)$$

که در آن ضرایب ظرفیت باربری سه بعدی پی یعنی N'_q و N'_c ، شامل ضرایب شکل مربوطه به صورت زیر می باشند:

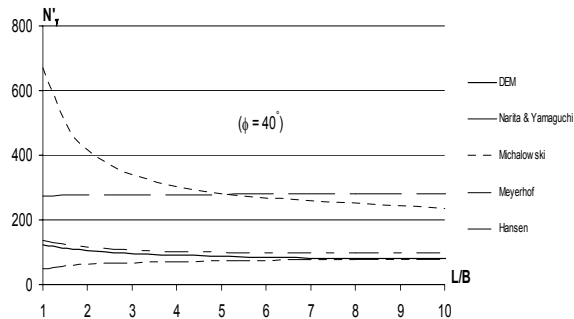
$$N_{\gamma} = \sigma_{\gamma} \cdot N_{\gamma} \quad (4-الف)$$

$$N_{\theta} = \sigma_{\theta} \cdot N_{\theta} \quad (4-ب)$$

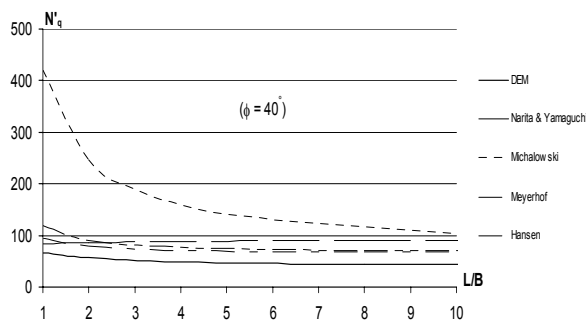
$$N_{\chi} = \sigma_{\chi} \cdot N_{\chi} \quad (4-ج)$$

لازم به ذکر است که در معادلات (۴)، مقادیر N_{θ} ، N_{γ} و N_{χ} ، ضرایب ظرفیت باربری پی در حالت دو بعدی بوده و σ_{γ} ، σ_{θ} و σ_{χ} به ترتیب ضرایب شکل متناظر آنها می باشند. در ادامه ضرایب ظرفیت باربری به دست آمده از روش DEM ارائه می گردد. ابتدا مقایسه ای بین روشهای قبلی در حالت های دوبعدی و سه بعدی با روش حاضر انجام شده و سپس برای مقادیر مختلف زاویه اصطکاک داخلی خاک و نیز نسبت های ابعادی گوناگون پی، ضرایب N_{θ} ، N_{γ} و N_{χ} و ضرایب شکل مربوطه در قالب جداول و نمودارهایی ارائه می گردد.

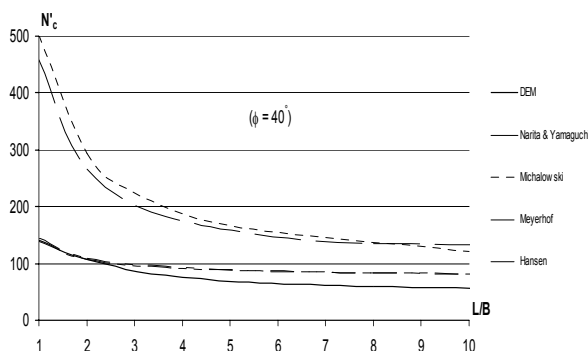
به دست آمده، ارائه گردیده است. همچنین ضرایب شکل مربوطه که با استفاده از این جداول و نیز معادلات (۴) حاصل شده‌اند، در نمودارهای (۱۴) تا (۱۶)، نشان داده شده است.



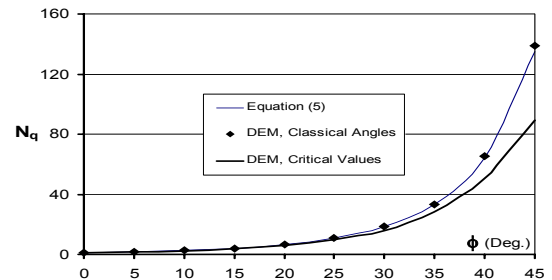
شکل ۱۰: مقایسه ضریب وزن ظرفیت باربری (N'_r) در روشهای مختلف برای $\phi = 40^\circ$ درجه.



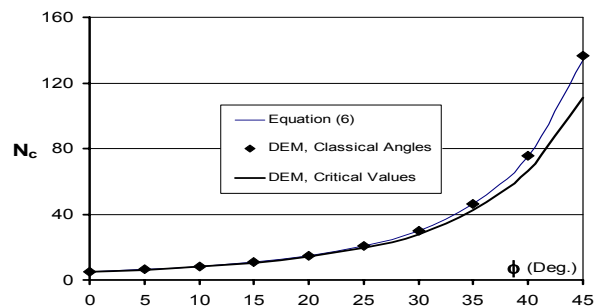
شکل ۱۱: مقایسه ضریب سربار ظرفیت باربری (N'_q) در روشهای مختلف برای $\phi = 40^\circ$ درجه.



شکل ۱۲: مقایسه ضریب چسبندگی ظرفیت باربری (N'_c) در روشهای مختلف برای $\phi = 40^\circ$ درجه.



شکل ۹: مقایسه مقادیر N_q حاصل از روشهای دقیق ریاضی و DEM در حالت دوبعدی.



شکل ۱۰: مقایسه مقادیر N_c حاصل از روشهای دقیق ریاضی و DEM در حالت دوبعدی.

حالت سه‌بعدی

جهت مقایسه ضرایب ظرفیت باربری سه‌بعدی پی به دست آمده از روش DEM با روشهای دیگر، نتایج حاصل از دو روش نیمه تجربی کلاسیک که امروزه به‌طور وسیع مورد استفاده قرار می‌گیرد، یعنی روشهای پیشنهادی میرهوف [۲] و هانسن [۳]، و نیز دو روش عددی از جدیدترین روشهای ارائه شده در زمینه تعیین ظرفیت باربری سه‌بعدی، یعنی روش قطعات [۱۳] و نیز روش آنالیز حدی (حد بالا) [۱۴]، در اشکال (۱۱) تا (۱۳)، ارائه شده است. چون اختلاف بین این روشها با افزایش مقدار زاویه اصطکاک داخلی خاک بالاتر می‌رود، جهت بهتر نشان دادن این اختلافات، نتایج حاصله برای زاویه اصطکاک داخلی معادل 40° درجه ارائه گردیده است. در تمام محاسبات انجام شده عرض پی (B) معادل یک متر و نسبت ضرایب اولیه فنریت وینکلر یا نسبت (E / G) معادل $2/7$ فرض شده است.

در جداول (۲) تا (۴)، مقادیر ضرایب سه‌بعدی ظرفیت باربری برای زوایای مختلف اصطکاک داخلی خاک و نیز نسبتهای ابعادی گوناگون پی، که توسط روش حاضر

جدول ۲: مقادیر ضریب N_y^i برای مقادیر مختلف زاویه اصطکاک داخلی خاک و نسبت ابعادی پی به روش DEM.

ϕ Deg	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
L/B = 1	0.00	0.35	1.15	2.66	5.83	12.63	26.28	56.19	122.98	273.19
L/B = 2	0.00	0.31	1.01	2.44	5.01	10.67	22.20	47.56	104.14	224.49
L/B = 4	0.00	0.28	0.96	2.30	4.68	9.50	19.61	40.86	91.08	204.80
L/B = 8	0.00	0.27	0.92	2.18	4.43	9.10	18.81	38.94	82.34	181.06
L/B=16	0.00	0.26	0.91	2.13	4.28	8.72	17.93	37.36	80.15	163.49
2 Dim.	0.00	0.25	0.87	2.10	4.20	8.51	17.31	35.55	74.65	147.78

جدول ۳: مقادیر ضریب N_q^i برای مقادیر مختلف زاویه اصطکاک داخلی خاک و نسبت ابعادی پی به روش DEM.

ϕ Deg	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
L/B = 1	1.00	1.72	2.70	4.14	6.95	11.65	20.67	37.20	67.08	125.05
L/B = 2	1.00	1.62	2.49	3.80	6.25	10.34	17.69	31.36	56.63	106.27
L/B = 4	1.00	1.56	2.36	3.59	5.74	9.39	15.75	27.21	49.19	94.83
L/B = 8	1.00	1.54	2.28	3.48	5.48	8.88	14.78	24.90	43.91	83.36
L/B=16	1.00	1.53	2.24	3.39	5.30	8.53	14.31	23.28	41.09	73.89
2 Dim.	1.00	1.52	2.19	3.30	5.16	8.27	13.54	21.99	37.82	66.54

جدول ۴: مقادیر ضریب N_c^i برای مقادیر مختلف زاویه اصطکاک داخلی خاک و نسبت ابعادی پی به روش DEM.

ϕ Deg	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
L/B = 1	6.52	8.50	11.47	15.85	22.86	34.78	52.34	83.60	141.14	248.81
L/B = 2	5.60	7.17	9.36	12.58	17.61	25.69	38.33	61.82	107.63	205.24
L/B = 4	5.12	6.46	8.27	10.79	14.67	20.57	30.04	45.88	75.04	135.44
L/B = 8	4.86	6.02	7.62	9.97	13.06	18.08	25.25	38.59	60.30	99.26
L/B=16	4.69	5.84	7.32	9.41	12.27	16.82	22.94	34.45	50.46	83.34
2 Dim.	4.54	5.60	7.01	8.90	11.50	15.12	20.66	29.95	42.71	64.46

بحث و بررسی نتایج به دست آمده

ضرایب ظرفیت باربری

مشابه اغلب روشهای حل مساله ظرفیت باربری پی، نتایج به دست آمده از روش DEM، وابستگی زیادی به

مقدار زاویه اصطکاک داخلی خاک، بخصوص برای ϕ بزرگتر از ۳۰ درجه دارد. برای زوایای اصطکاک داخلی بزرگ، ضرایب ظرفیت باربری پی و نیز ضرایب شکل مربوط به آن، وقتی که نسبت ابعادی پی (L/B) به سمت

ضرایب شکل

در روابط نیمه تجربی ارائه شده تاکنون توسط محققان قبلی، رابطه بین ضرایب شکل و نسبت ابعاد پی، عموماً بوسیله یک رابطه خطی تبیین شده است. به طور مثال ضرایب شکل پیشنهادی توسط میرهوف برای زوایای اصطکاک داخلی بزرگتر از ۱۰ درجه، عبارتند از:

$$\sigma_{\gamma} = 1 + 0.1 \tau \alpha v^2 (\pi/4 + \phi/2) \cdot (B / \Lambda) \quad (7-الف)$$

$$\sigma_{\theta} = \sigma_{\gamma} \quad (7-ب)$$

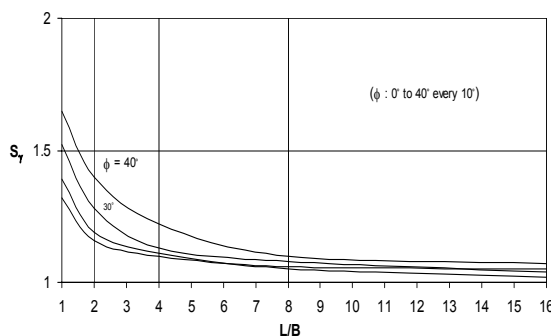
$$\sigma_{\chi} = 1 + 0.2 \tau \alpha v^2 (\pi/4 + \phi/2) \cdot (B / \Lambda) \quad (7-ج)$$

همچنین روابط پیشنهادی توسط هانسن برای به دست آوردن ضرایب شکل ($\phi > 10^\circ$) عبارت است از:

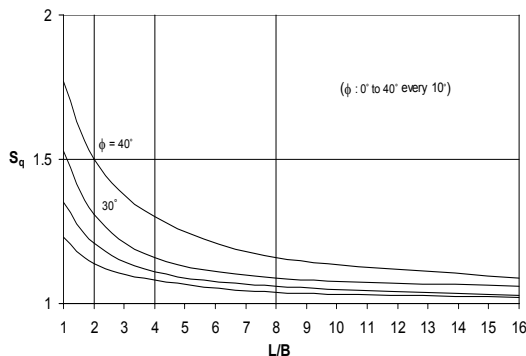
$$\sigma_{\gamma} = 1 - 0.4 (B / \Lambda) \quad (8-الف)$$

$$\sigma_{\theta} = 1 + \tau \alpha v \phi \cdot (B / \Lambda) \quad (8-ب)$$

$$\sigma_{\chi} = 1 + (N_{\theta} / N_{\chi}) \cdot (B / \Lambda) \quad (8-ج)$$



شکل ۱۴: ضریب شکل وزن (σ_{γ}) برای مقادیر مختلف ϕ و ΔEM به روش Λ/B



شکل ۱۵: ضریب شکل سربار (σ_{θ}) برای مقادیر مختلف ϕ و ΔEM به روش Λ/B

۱ میل می‌کند، به سرعت بزرگ می‌شود. در صورتیکه برای زوایای اصطکاک داخلی کوچکتر، شدت این افزایش کمتر است.

روش حد بالای که توسط میخالفوسکی [۱۴] پیشنهاد شده است، مقادیر بسیار بزرگتری را در مقایسه با روشهای دیگر، به خصوص برای نسبتهای ابعادی کوچک پی و زوایای اصطکاک داخلی بالا، ارائه می‌دهد. البته روش حد بالای پیشنهادی فوق الذکر، بعداً توسط میخالفوسکی و همکارش داوسن [۵] با روش عددی حاصل از نرم افزار $FLAC^{3D}$ مورد مقایسه قرار گرفته و به این نتیجه رسیدند که نتایج حاصل از نرم افزار $FLAC^{3D}$ مقادیر بسیار کمتری را در مقایسه با روش حد بالای فوق ارائه می‌دهد. همچنین مشخص گردید که این روش حل پیشنهادی، قیدها و محدودیت‌های زیادی را به بردارهای سرعت^{۱۱} در روش حد بالا اعمال کرده و لذا نتایج به دست آمده دارای دقت چندانی نمی‌باشد.

همانطور که در اشکال (۱۱) تا (۱۳) دیده می‌شود، نتایج حاصل از روش قطعات که توسط ناریتا و یاماگوچی [۱۳] پیشنهاد شده است دارای اختلاف محسوس در روند تغییرات ضرایب ظرفیت باربری با دیگر روشهاست. این روش به علت سادگی در هندسه پیشنهادی سطح گسیختگی فرض شده (به صورت حلزونی- لگاریتمی و با تعداد اندکی متغیر در تعریف هندسه آن) و نیز حذف تاثیر نیروهایی که بر وجوه جانبی قطعات وارد شده است و همچنین سایر فرضیاتی که جهت ارضای دستگاه معادلات تعادل سیستم در نظر گرفته شده‌اند، دارای دقت مطلوبی نمی‌باشد.

در مجموع می‌توان گفت نتایج حاصل از روش حاضر دارای تطابق بیشتری با روشهای کلاسیک نیمه تجربی مانند روشهای پیشنهادی میرهوف و هانسن می‌باشد. لازم به ذکر است که این روشهای نیمه تجربی، عمدتاً بر مبنای نتایج حاصل از آزمونهای آزمایشگاهی که توسط گولدر [۱۵] انجام شده است، به دست آمده‌اند. البته به علت وجود پراکندگی زیاد در نتایج حاصل از آزمایشات گولدر و نیز عدم وجود آزمونهای سیستماتیک و جامعی در این زمینه تاکنون، اعتبار نتایج به دست آمده را هنوز نمی‌توان به درستی مورد ارزیابی دقیق قرار داد.

محاسبه مقدار ضریب وزن ظرفیت باربری و یا ضریب شکل مربوطه در حالت سه‌بعدی زیاد عجیب و غیرمنتظره نیست. به‌طور مثال باولز [۱۶] اشاره می‌کند که مقدار N_γ برای $\phi = 40^\circ$ درجه در روشهای گوناگون در حالت دو بعدی بین ۳۸ تا ۱۹۲ تغییر می‌کند.

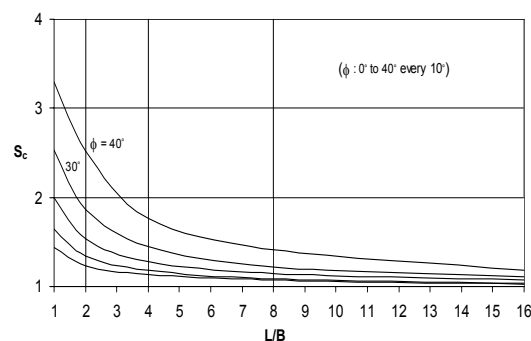
مقادیر ضرایب شکل مربوط به سربار و چسبندگی در روش DEM با روشهای میرهوف و هانسن دارای سازگاری خوبی است. به‌عبارت دیگر s_c و s_q با افزایش مقدار ϕ زیاد شده و با کاهش مقدار نسبت (L/B) نیز زیاد می‌شوند. همچنین مقادیر ضرایب N'_c و N'_q به‌دست آمده از روش DEM تا حدودی کمتر از روشهای فوق الذکر است.

نتیجه‌گیری

در این بررسی تحلیل سه‌بعدی مساله ظرفیت باربری پی‌های سطحی توسط روش اجزای مجزا (DEM) انجام شده است. در این روش توده خاک درون سطوح گسیختگی در سه‌بعد، بوسیله قطعات مجزای از یکدیگر که توسط فنرهای وینکلر به یکدیگر متصل شده‌اند، مدل می‌شود. نحوه مدل‌سازی در این روش معرفی و مثالهای متعددی نیز جهت نشان دادن تاثیر پارامترهای هندسی و مقاومتی خاک و پی بر روی نتایج آن آورده شده است. همچنین ضرایب ظرفیت باربری پی و نیز ضرایب شکل مربوطه برای مقادیر مختلف زوایای اصطکاک داخلی خاک و نسبت‌های ابعادی گوناگون پی ارائه گردیده است.

با توجه به جمیع مطالب ذکر شده در این بررسی، می‌توان مزیت‌های عمده این روش را نسبت به روشهای متعارف حدی بدین صورت ذکر نمود:

- رفتار خاک ارتجاعی-خمیری فرض شده است.
- در تعیین سطح گسیختگی توده خاک زیر پی، هیچ پیش‌فرض خاصی، به‌غیر از وجود مناطق سه‌گانه انجام نشده است.
- وجود زاویه مستقل تعیین‌کننده هندسه سطح گسیختگی توده خاک زیر پی، دقت حل مساله را با توجه به اینکه محدوده بسیار وسیعی از حالت‌های مختلف گسیختگی دربر گرفته می‌شود، نسبت به روشهای متعارف حدی بالاتر می‌برد.
- تعادل نیروها و لنگرها به طور کامل ارضاء می‌شود. لذا احتیاج به فرض خاصی جهت به‌دست آوردن جواب یکتا در دستگاه معادلات سیستم نمی‌باشد.



شکل ۱۶: ضریب شکل چسبندگی (σ_γ) برای مقادیر مختلف ϕ و ΔEM به‌روشن L/B

در معادلات فوق ضرایب ظرفیت باربری پی در حالت دو بعدی از روابط (۵) و (۶) حاصل می‌شوند. همچنین ضریب وزن ظرفیت باربری در روشهای میرهوف و هانسن به‌ترتیب عبارتند از:

$$N_{\gamma,MEV} = (N_\theta - 1) \cdot \tau \alpha v \quad (1.4 \phi) \quad (9)$$

$$N_{\gamma,HAV} = 1.5 (N_\theta - 1) \cdot \tau \alpha v \phi \quad (10)$$

همانطور که اشاره گردید به‌علت عدم وجود آزمونهای جامع آزمایشگاهی و صحرایی در رابطه با تعیین ظرفیت باربری پی و نیز وجود پراکندگی نتایج در همین تعداد محدود آزمایشات انجام شده، اعتبار روابط فوق مورد تردید واقع است. به‌طور مثال به‌وضوح دیده می‌شود که روابط (۷-الف) و (۸-الف)، با یکدیگر در تناقض قرار دارند. زیرا رابطه پیشنهادی میرهوف جهت به‌دست آوردن ضریب شکل وزن افزاینده (بزرگتر از ۱) و رابطه پیشنهادی هانسن، کاهنده (کوچکتر از ۱) است. همچنین ضریب شکل وزن (σ_γ) میرهوف با کاهش نسبت (L/B) افزایش یافته، در صورتیکه ضریب شکل وزن هانسن با کاهش این نسبت، مستقل از مقدار زاویه اصطکاک داخلی خاک کاهش می‌یابد.

در روش DEM، این ضریب با افزایش نسبت (L/B) ، کاهش می‌یابد. در ضمن s_γ با افزایش مقدار زاویه اصطکاک داخلی خاک تا حدود ۱۵ درجه کاهش یافته و سپس با افزایش مقدار ϕ ، زیاد می‌شود. علت کاهش این ضریب در مقادیر ϕ کوچک می‌تواند انحراف سطوح جانبی گسیختگی به داخل و در نتیجه کاهش وزن توده خاک گسیخته شده باشد. خاطر نشان می‌سازد که این اختلافات فاحش در روشهای گوناگون به‌خصوص در

- ۳- نتایج حاصل از روش حاضر دارای تطابق بیشتری با روشهای نیمه تجربی کلاسیک همچون روشهای میرهوف و هانسن است.
- ۴- ضریب شکل وزن (s_γ) با افزایش نسبت (L/B)، کاهش می‌یابد. همچنین σ_γ با افزایش مقدار زاویه اصطکاک داخلی خاک تا حدود ۱۵ درجه، کاهش یافته و سپس با افزایش ϕ ، زیاد می‌شود.
- ۵- ضریب شکل سربار (σ_θ) و ضریب شکل چسبندگی (σ_γ) خاک با افزایش مقدار ϕ افزایش یافته و با افزایش مقدار نسبت (L/B)، کاهش می‌یابد.

تشکر و قدردانی

این مقاله مستخرج از طرح پژوهشی " بررسی ظرفیت باربری سه‌بعدی پی‌های سطحی به روش اجزای مجزا " به شماره (۱۰۰۹/۴/۶۱۴) بوده، که با حمایت مالی معاونت پژوهشی دانشگاه تهران انجام شده است.

- توانایی اعمال اغلب شرایط محیطی، هندسی و مقاومتی خاک و پی به‌طور همزمان و تعیین یک سطح گسیختگی بحرانی متناظر با آن وجود دارد.
 - گسیختگی پیشرونده با این روش قابل مشاهده است.
 - مفروضات اضافی اولیه در این روش، فقط مقادیر ضرایب ارتجاعی و برشی خاک بوده، لذا برای مقاصد مهندسی در عمل مفید می‌باشد.
- همچنین نتایج حاصل از بررسی حاضر مساله ظرفیت باربری سه‌بعدی پی‌های سطحی را می‌توان به‌طور خلاصه چنین عنوان نمود:
- ۱- ضرایب ظرفیت باربری به‌دست آمده از روش DEM، وابستگی زیادی به مقدار زاویه اصطکاک داخلی خاک دارد، به‌خصوص برای ϕ بزرگتر از ۳۰ درجه.
- ۲- برای زوایای بزرگ اصطکاک داخلی خاک (بزرگتر از ۳۰ درجه)، ضرایب ظرفیت باربری به‌سرعت با کاهش نسبت طول به عرض پی (L/B) زیاد شده، در صورتیکه برای زوایای اصطکاک داخلی کوچکتر مقدار این افزایش کمتر است.

مراجع

- 1 - Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1967). *Soils Mechanics in Engineering Practice*. J.Wiley, New York.
- 2 - Meyerhof, G. G. (1963). "Some recent research on the bearing capacity of foundations." *Can. Geotech. J.*, Vol. 1, No. 1, PP. 16-26.
- 3 - Hansen, J. B. (1970). "A revised and extended formula for bearing capacity." *Danish Geotech. Inst. Bulletin*, No. 28, Denmark.
- 4 - Vesic, A. S. (1973). "Analysis of ultimate loads of shallow foundations." *J. of Soil Mech. and Fndn Div., ASCE*, Vol. 99, No. SM1, PP. 45-73.
- 5 - Michalowski, R. L. and Dawson, E. M. (2002). "Three-dimensional analysis of limit loads on Mohr-Coulomb soil." *Fndn of Civ. and Inv. Eng.*, No. 1, PP. 137-147.
- 6 - Chang, C. S. (1991). "Discrete element method for bearing capacity analysis." *Comput. and Geotech.*, Vol. 12, PP. 273-288.
- 7 - Chang, C. S. (1992). "Discrete element method for slope stability analysis." *J. of Geotech. Engng*, Vol. 118, No. 12, PP. 1889-1905.
- 8 - Chang, C. S. (1994). "Discrete element analysis for active and passive pressure distribution on retaining wall." *Comput. and Geotech.*, Vol. 16, PP. 291-310.
- 9 - Bathe, K. J. (1982). *Finite element procedures in engineering analysis*. Prentice-Hill, Englewood Cliffs, New Jersey.
- 10 - Mirghasemi A. A. and Majidi A. R. (2004). "Three dimensional bearing capacity analysis of shallow foundations by discrete element method." *Int. Conf. on Geotech. Eng.*, Beyrouth, PP. 481-486.

- 11 - Mirghasemi A. A. and Majidi A. R. (2002). "Static and pseudo-static bearing capacity analysis of shallow foundations by discrete element method." *Proc. of 5th European Conf. of Num. Meth. in Geotech. Engng*, Paris, PP. 337-342.
- 12 - Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. J. Wiley, New York.
- 13 - Narita, K. and Yamaguchi, H. (1992). "Three-dimensional bearing capacity analysis of foundations by use of a method of slices." *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 4, PP. 143-155.
- 14 - Michalowski, R. L. (2001). "Upper-bound load estimates on square and rectangular footings." *Géotechnique*, Vol. 51, No. 9, PP. 787-798.
- 15 - Golder, H. Q. (1941). "The ultimate bearing pressure of rectangular footings." *J. Instn Civ. Engrs*, Vol. 17, No. 2, PP. 161-174.
- 16 - Bowles, J. E. (1996). *Foundation analysis and design*. 5th edition, McGraw-Hill, New York.

واژه‌های انگلیسی به ترتیب استفاده در متن

- | | |
|---|---|
| 1 - Discrete (or Distinct) Element Method | 7 - Spiral-Logarithmic |
| 2 - Winkler Springs | 8 - Bearing Capacity Analysis Program in 3D |
| 3 - Elasto-Plastic | 9 - Superposition method |
| 4 - Secant Stiffness Method | 10 - Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3D |
| 5 - Progressive Failure | 11 - Velocity Field |
| 6 - Newton-Raphson Iterative Scheme | |