

## ارائه یک رابطه محاسباتی جدید جهت ارزیابی ظرفیت باربری پی نواری واقع بر زمین دو لایه‌ی چسبنده‌ی - اصطکاکی

لقمان رحیمی

گروه مهندسی عمران، واحد علوم و تحقیقات تهران، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران  
نوید گنجیان\*

گروه مهندسی عمران، واحد علوم و تحقیقات تهران، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران  
میکائیل یوسف زاده فرد

گروه مهندسی عمران، واحد تبریز، دانشگاه آزاد اسلامی، تبریز، ایران  
مهدی درخشندی

گروه مهندسی عمران، واحد علوم و تحقیقات تهران، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران  
\*n.ganjian.geo@gmail.com

تاریخ دریافت: ۹۹/۰۵/۰۱ تاریخ پذیرش نهایی: ۹۹/۰۸/۲۰

### چکیده

در این تحقیق به منظور ارائه‌ی یک رابطه تحلیلی جدید جهت ارزیابی ظرفیت باربری پی نواری واقع بر توده خاک دو لایه چسبنده‌ی اصطکاکی، ۱۲ سری آزمون بار گذاری مدل فیزیکی برای سه تپ لایه خاک فوقانی با تراکم و ضخامت‌های مختلف انجام شده است. در ادامه یک سری مطالعات پارامتریکی جهت ارزیابی دقت رابطه پیشنهادی با استفاده از نرم‌افزار المان محدود PLAXIS 2D انجام گردید. جهت بررسی نتایج مدلسازی‌های عددی و کنترل صحت این مدلسازی‌ها، نتایج این تحلیل‌ها با نتایج آزمایش مدل‌های فیزیکی متناظر با در نظر گرفتن تاثیر پارامترهای مختلف (ضخامت نسبی، نسبت تراکم و پارامترهای مقاومت برشی لایه‌های خاک) بر مکانیسم خرابی و ظرفیت باربری خاک مقایسه شدند. با توجه به انطباق مناسب منحنی‌های بار-جابجایی، الگوی خرابی و متوسط اختلاف ظرفیت باربری در حدود ۳/۳ درصد بین مدل‌های فیزیکی و عددی، نشان می‌دهد مدل‌های اجزای محدود دارای دقت مناسبی در پیش‌بینی رفتار واقعی نمونه‌های آزمایشگاهی هستند و می‌توان به نتایج حاصل از شبیه‌سازی عددی اعتماد نمود. بعد از اطمینان از صحت نتایج آنالیز عددی، مقادیر ظرفیت باربری بدست آمده از هر دو روش عددی و تحلیلی برای ۸۸ حالت مختلف از پی نواری به ابعاد ۱ و ۲ متر و توده‌ی خاک با لایه‌بندی، عمق و پارامترهای مقاومت برشی متفاوت، با هم مقایسه گردید و اختلافی در حدود ۷ و ۱۲/۵ درصد به ترتیب برای پی به ابعاد ۱ و ۲ متر مشاهده شد. این نتایج نشان دادند که توافق نسبتاً خوبی بین هر سه روش تجربی، عددی و تحلیلی در ارزیابی ظرفیت باربری نهایی وجود دارد و رابطه تحلیلی می‌تواند با دقت نسبتاً خوبی روند تغییرات فشار حدی برحسب ضخامت نسبی لایه‌ها و ارزیابی ظرفیت باربری نهایی برای حالات مختلفی از پی نواری واقع بر زمین دو لایه را پیش‌بینی بکند.

**کلید واژگان:** مکانیسم شکست و ظرفیت باربری پی نواری، زمین دو لایه چسبنده‌ی اصطکاکی، مدل فیزیکی، روش المان محدود، رابطه تحلیلی

## ۱- مقدمه

استفاده گردید. جهت اطمینان از صحت نتایج آنالیز عددی، مدل‌های اجزای محدود مشابه نمونه‌های متناظر آزمایشگاهی شبیه‌سازی شدند و خروجی نتایج هر دو (عددی و تجربی) با هم مقایسه گردیدند. در ادامه ی تحقیق، بعد از صحت‌سنجی و کالیبراسیون نرم‌افزار المان محدود، دقت رابطه تحلیلی پیشنهادی با مقایسه مقادیر ظرفیت باربری پی نواری بدست آمده از هر دو روش عددی و تحلیلی مورد بررسی قرار گرفت.

## ۳- جزئیات و مشخصات مصالح مورد استفاده در مطالعات آزمایشگاهی و عددی

در این تحقیق ۱۲ نمونه آزمایشگاهی ساخته شد. مطابق اشکال (۱) و (۲) برای تمامی نمونه‌های آزمایشگاهی، ضخامت و نسبت تراکم لایه تحتانی به ترتیب برابر  $h_2 = 5B = 50 \text{ cm}$  و  $R = 95\%$ ، عرض پی برابر  $B = 10 \text{ cm}$  و طول هندسه مدل برابر  $L = 10B = 100 \text{ cm}$  در نظر گرفته شده است. مشخصات مصالح برای سه تیپ A, B, C که هر کدام از تیپها بسته به ضخامت نسبی لایه فوقانی ( $h/B$ ) به چهار نمونه و در مجموع به ۱۲ نمونه آزمایشگاهی تقسیم‌بندی شده‌اند، در جدول (۱) تنظیم گردیدند. مطابق جدول (۲) برای هر کدام از نمونه‌ها ضخامت‌های متفاوتی برای لایه فوقانی ( $h = h_1 = 5, 10, 15, 20 \text{ cm}$ ) تعریف شده است که بصورت نسبت  $h/B$  بیان شده‌اند. در این تحقیق مطابق جدول (۳) جهت تولید مصالح چسبنده‌ی اصطکاکی، از ترکیب خاک درشت دانه و ریزدانه به نسبت وزنی برابر استفاده گردیده است. در طرح اختلاط، خاک درشت دانه (A) از نوع شن و ماسه شکسته با حداکثر قطر ۱۰ میلیمتر (ASTM E11 - Sieve Analysis of Soil Test) و خاک ریزدانه (B) از نوع سیلت و رس (ASTM 152 H - Sieve Analysis of Soil Test) با رطوبت طبیعی ۹٪ انتخاب شده‌اند. رطوبت‌های حدروانی ( $w_{LL}$ ) و حدخمیری ( $w_{PL}$ ) بخش ریزدانه خاک براساس آزمایش‌های استاندارد (ASTM D4318) تعیین شده‌اند. براساس سیستم طبقه‌بندی USCS، خاک در رده ماسه سیلت دار بدانه‌بندی (SP-SM) طبقه‌بندی گردیده است.

## ۴- برنامه آزمایشگاهی

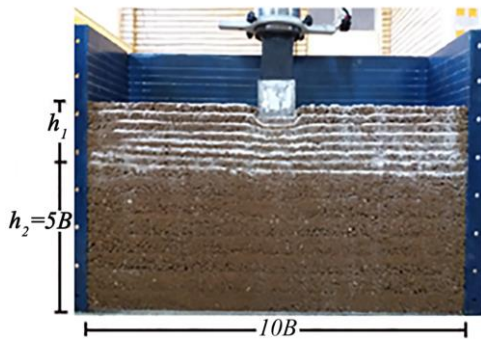
در این تحقیق نمونه‌های آزمایشگاهی مطابق شکل (۳) در یک جعبه فلزی به طول ۱۰۰ سانتیمتر ( $L = 10B$ )، عرض ۲۵ سانتیمتر و ارتفاع ۷۵ سانتیمتر تحت بارگذاری صفحه‌ای قرار گرفتند. ابعاد مدل طوری انتخاب شده‌اند که شرایط مرزی بر روی نتایج، کمترین اثر ممکن را داشته باشند. جعبه فلزی از سه طرف بسته شده که توسط سخت‌کننده‌های قائم و افقی صلب شده و در جلو جعبه ورقه‌ی شفاف پلیمری از جنس پلی کرینات، جهت رویت وضعیت توده خاک در جریان بارگذاری تعبیه شده که توسط درپوش فلزی مشبک صلب، مهار گردیده است (باتوجه به صلیبت جعبه و روغن کاری محیط داخلی آن به هدف محدود کردن جابجایی خاک در امتداد قائم مرز مشترک خاک و جعبه، همچنین انتخاب ابعاد مدل که به منظور به حداقل رسانیدن تاثیر شرایط مرزی بر روی نتایج صورت گردیده، مسئله اندرکنش بین خاک و جعبه منتفی

بررسی مکانیسم خرابی و تعیین ظرفیت باربری پی‌های سطحی واقع بر روی یک پروفیل خاک غیر همگن یک موضوع کلیدی برای ایمنی سازه‌های فوقانی است. با توجه به گستردگی سازه‌ها (تنوع در شکل و نحوه بارگذاری)، تنوع تیپ خاک‌ها و طبیعت لایه‌بندی خاک‌ها (تنوع درهندسه و پارامترهای مقاومت برشی خاک)، پیش‌بینی رفتار مصالح خاکی، سطوح شکست و ارزیابی دقیق ظرفیت باربری توده خاک غیر همگن را در مهندسی ژئوتکنیک پیچیده می‌کند. به عنوان یک نتیجه مهم، محققان زیادی تحقیقات گسترده‌ای را در این زمینه انجام دادند و روش‌های محاسباتی کاربردی و قابل قبولی را در قالب روشهای کلاسیک و عددی ارائه نمودند. روشهای کلاسیک شامل روشهای تجربی [۱۰-۱] و تئوریک می‌باشند. روش‌های تئوریک خود به سه دسته روش‌های مبتنی بر تعادل حدی [۱۶-۱۱]، تحلیل حدی [۱۷-۲۴] و خطوط مشخصه تنش [۲۵] تقسیم بندی می‌گردند. همچنین در روشهای عددی میتوان به تحلیل المان محدود [۳۸-۲۶] و شبکه عصبی مصنوعی [۴۱-۳۹] که مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته است، اشاره نمود. اغلب این مطالعات بر روی خاک دولایه ماسه‌ای، رسی، ماسه بالای رس و رس بالای ماسه صورت گرفته است و مسئله خاک دولایه چسبنده‌ی اصطکاکی بررسی نشده است. در روشهای تحلیلی جهت ارزیابی فشار باربری پی، یک سطح بحرانی در نظر گرفته شده است که در امتداد آن سطح، شکست رخ می‌دهد. در حالیکه هیچ گونه اطمینانی از وقوع نوع و شکل مکانیسم خرابی و موقعیت مکانی آن در ناحیه مورد مطالعه وجود ندارد. همچنین به دلیل رفتار غیرخطی، غیر ارتجاعی، وجود حالات حدی در فضای تنش-تخلخل، تغییر حجم قابل توجه در بارگذاری برشی، ناهمسانی و وابستگی رفتار مصالح خاکی به مسیر تنش، سطح تنش و تراکم، انتخاب مدل رفتاری مناسب و دقیق که اساس روشهای عددی است و به هدف شبیه‌سازی رفتار فیزیکی ماده استفاده می‌شود بسیار مشکل است. به هر حال غالب این روشهای پیشنهادی به دلیل ساده‌سازی در حل مسائل مرتبط با وضعیت بار-گسیختگی خاک، تاثیر پارامترهای مهم و تاثیرگذار مرتب با این گونه مسائل را نادیده گرفته و بنابراین بار حدی محاسبه شده با بارحدی واقعی متفاوت خواهد شد. بنابراین به منظور در نظر گرفتن خصوصیات اصلی رفتار مصالح خاکی و پیش‌بینی رفتار واقعی مصالح از لحظه آغاز بارگذاری تا لحظه شکست نمونه و دست‌یابی به یک جواب واقعی، انجام تست آزمایشگاهی ضروری به نظر می‌رسد.

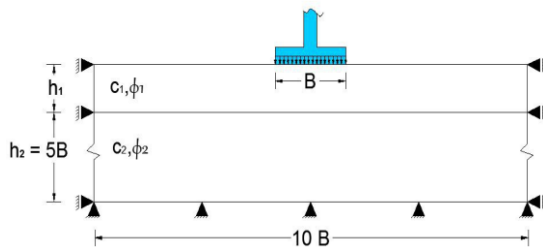
## ۲- اهمیت تحقیق

در این تحقیق به منظور ارائه‌ی یک رابطه تحلیلی جدید جهت ارزیابی ظرفیت باربری پی نواری واقع بر توده خاک دو لایه چسبنده‌ی اصطکاکی، ۱۲ نمونه‌ی فیزیکی مورد مطالعه‌ی آزمایشگاهی قرار گرفته است. این مطالعه به بررسی شکل مکانیسم خرابی و مقدار ظرفیت باربری، محدود شده است. سپس به منظور شبیه‌سازی نمونه‌های بیشتر و انجام یک سری مطالعات پارامتریک و صرفه جویی در زمان و هزینه، از تحلیل‌های عددی و نرم‌افزار المان محدود [2] PLAXIS 2D،

گسیختگی موهر- کولمب استفاده شده است. مطابق شکل (۲) و جداول (۱) الی (۲) خصوصیات هندسی و مهندسی خاک در مدل‌های المان محدود مشابه نمونه‌های فیزیکی اعمال گردید. با توجه به اینکه مسئله در حالت شرایط مرطوب تعریف گردیده، بنابراین سطح آب زیرزمینی در پایین‌ترین سطح زیر پی قرار گرفته تا هیچ فشاری در اثر آب زیرزمینی بوجود نیاید. مطابق شکل (۴) برای ایجاد شرایط مرزی مشابه نمونه‌های آزمایشگاهی، اطراف مدل در برابر حرکت افقی و پایین مدل در مقابل حرکت در هر دو جهت افقی و قائم محدود شده و از اثر اندرکنش بین خاک و جعبه صرفنظر گردیده است. تحلیل به روش کنترل جابجایی صورت گرفته، به این صورت که افزایش جابجایی قائم رو به پایین و به تمام نقاط زیر پی اعمال شده تا جایی که منحنی بار-جابجایی مسطح یا شکسته شود، نیروی بدست آمده در این مرحله ظرفیت باربری نهایی خاک ( $q_{ult}$ ) خواهد بود.



شکل ۱- مدل واقعی پی و زمین دولایه چسبنده‌ی اصطکاکی



شکل ۲- مدل شماتیک پی واقع بر زمین دولایه چسبنده‌ی اصطکاکی

و اثر آن در مدل‌های عددی لحاظ نشده است). لایه‌های خاک جهت رسیدن به تراکم‌های مورد نظر توسط کوبه فلزی مناسب در ضخامت‌های ۵ سانتیمتری کوبیده شدند. جهت تامین این ضخامت، محیط داخل جعبه در ارتفاعات ۵ سانتیمتری خط کشی شده و وزن خاک داخل جعبه برای هر ۵ سانتیمتر ضخامت، متناسب با وزن خاک قالب آزمایش آشتو استاندارد (Standard Proctor Test – ASTM D698) و متناظر با نسبت تراکم مورد نظر محاسبه شده است. بدین صورت که مقادیر وزن خاک قالب برای تراکم‌های ۷۵٪، ۸۰٪، ۸۵٪ و ۹۵٪ به ترتیب ۱۲۸۰، ۱۳۴۴، ۱۴۰۹ و ۱۵۳۶ گرم حاصل شده است که این مقادیر برای ۵ سانتیمتر ضخامت خاک داخل جعبه به ابعاد ۲۵ × ۱۰ سانتیمتر به ترتیب تراکم‌های بالا ۱۷۸۷۷، ۱۸۷۷۰، ۱۹۶۷۸ و ۲۱۴۵۲ گرم بدست آمده است. پی نواری از جنس صفحه فولادی به ابعاد 25×10×10 cm ساخته شده که توسط سخت‌کننده‌های قائم صلب گردیده است. پی نواری طوری بر روی خاک دو لایه قرار گرفته که طول آن موازی با عرض جعبه باشد. به منظور بارگذاری از یک سیستم هیدرولیکی استفاده گردیده که توسط سیستم کامپیوتری قابل کنترل است. یک ترانسفورماتور تفاضلی متغییر خطی (LVDT) به کورس ۱۰۰ میلیمتر و دقت ۰/۰۱ میلیمتر به فک جک بارگذاری متصل شده و جابجایی قائم نقطه میانی سطح پی نواری در طول آزمایش اندازه‌گیری شد. بار اعمال شده بر پی نواری به تدریج با سرعت ۰/۴ کیلو نیوتن بر ثانیه افزایش یافت تا جایی که اولین شکستگی در منحنی بار - جابجایی ایجاد گردید. نتایج بار-جابجایی بصورت خودکار توسط نرم‌افزار نصب شده‌ی دستگاه روی کامپیوتر ذخیره شد.

### ۵ - برنامه مدل‌سازی المان محدود

در این تحقیق به منظور انجام یک مطالعه پارامتریک عددی، از تحلیل غیر خطی به روش المان محدود و از نرم‌افزار Plaxis2D استفاده گردید. در تحلیل نرم‌افزاری برای ایجاد مدل‌های عددی مشابه با نمونه‌های آزمایشگاهی از هندسه کامل مسئله، مدل کرنش صفحه‌ای و از المانهای مثلثی شکل ۱۵ گرهی با مش‌بندی پیوسته در اطراف پی استفاده گردید. به منظور شبیه‌سازی رفتار خاک از مدل الاستو پلاستیک و معیار

جدول ۱- خواص مهندسی مصالح

Type	Combination of soil layers	$\left(\frac{kN}{m^3}\right)\gamma$	$\left(\frac{kN}{m^3}\right)\gamma_{sat}$	$\left(\frac{kN}{m^2}\right)E$	$\left(\frac{kN}{m^2}\right)c$	$\phi^\circ$	$\psi^\circ$	N
A	Top Soil: R= 75%	14.3	17.93	9000	12	24.5	-	0.35
	Lower Soil: R= 95%	17.16	19.52	29000	17	41	-	0.3
B	Top Soil: R= 80%	15.01	18.31	13000	13	30	-	0.33
	Lower Soil: R= 95%	17.16	19.52	29000	17	41	-	0.3
C	Top Soil: R= 85%	15.75	18.7	17000	14	35	-	0.32
	Lower Soil: R= 95%	17.16	19.52	29000	17	41	-	0.3

جدول ۲- ابعاد هندسی خاک و پی

$\frac{h}{B}$	B=0.1 m, h2= 0.5 m, L=1 m	B=0.1 m, h2= 0.5 m, L=1 m	B=0.1 m, h2= 0.5 m, L=1 m
0.5	A1-1	B1-1	C1-1
1	A1-2	B1-2	C1-2
1.5	A1-3	B1-3	C1-3
2	A1-4	B1-4	C1-4

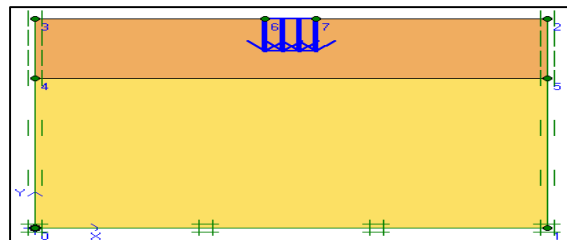
است منحنی بار- جابجایی وقتی به نقطه شکست می‌رسد به سمت محور جابجایی حرکت می‌کند و شکست ناگهانی رخ می‌دهد، این بدان معنا است که رفتار ایده‌آل خاک تمایل بیشتری به حالت الاستیک با کرنش نرم‌شونده دارد. در جدول (۴) نتایج ظرفیت باربری نهایی ( $q_{ult}$ ) بدست آمده از نمونه های فیزیکی و مدل های عددی ارائه شده است. ملاحظه می‌گردد: که اختلاف مقادیر ظرفیت باربری بدست آمده از آنها به ترتیب برای نمونه های تیپ A، B و C:  $5/2\%$ ،  $3/6\%$  و  $1\%$  بوده است. نتایج نشان می‌دهند که با افزایش نسبت تراکم (R) لایه فوقانی از  $75\%$  به  $80\%$  و از  $80\%$  به  $85\%$ ، ظرفیت باربری به ترتیب افزایشی در حدود  $62\%$  و  $45\%$  را داشته است، در واقع با افزایش روند نسبت تراکم لایه فوقانی آهنگ تغییرات ظرفیت باربری نهایی کاسته شده تا اینکه به مقدار ثابتی، معادل لایه تحتانی با نسبت تراکم  $95\%$  خواهد رسید. در ادامه به منظور نشان دادن تاثیر ضخامت نسبی ( $h/B$ ) لایه فوقانی بر ظرفیت باربری، تغییرات ظرفیت باربری نهایی بر حسب نسبت‌های مختلفی از  $h/B$  برای نمونه‌های تیپ A، B و C در شکل (۸) ارائه شده است. ملاحظه می‌گردد که در محدوده  $0.5 \leq h/B$  لایه فوقانی و لایه تحتانی هردو وارد عمل شده و بر ظرفیت باربری تاثیر گذار بوده‌اند. در شرایطی که  $h/B$  به سمت  $0/5$  میل می‌کند، سهم مقاومت لایه فوقانی در مقدار ظرفیت باربری کاسته شده و بیشترین سهم را لایه تحتانی خواهد داشت بنابراین مقادیر ظرفیت باربری نهایی افزایشی خواهد بود. در شرایطی که  $h/B$  به سمت  $1$  میل می‌کند از سهم مقاومت لایه تحتانی کاسته شده و بیشترین سهم مقاومت را لایه فوقانی خواهد گذاشت، بنابراین مقادیر ظرفیت باربری نهایی کاهش خواهد بود. در نسبت‌های  $h/B < 1$  بیشترین اثر را لایه فوقانی وارد کرده، طوریکه آهنگ کاهش ظرفیت باربری نهایی کاسته شده و در نسبت  $h/B = 1.5$  به مقدار ثابتی رسیده است. این نتایج بیانگر وابستگی ظرفیت باربری به نسبت تراکم و ضخامت نسبی لایه فوقانی است، همچنین با توجه به انطباق مناسب منحنی‌ها و متوسط اختلاف در حدود  $3/3$  درصد بین ظرفیت‌های باربری مدل‌های فیزیکی و عددی، مدل‌های اجزای محدود دارای دقت مناسبی در پیش بینی رفتار واقعی نمونه‌های آزمایشگاهی هستند، بنابراین می‌توان به نتایج حاصل از شبیه‌سازی عددی اعتماد نمود.

جدول ۳- خواص خاک چسبنده - اصطلاحی

Property	Value
$P. P_{NO_4}$	76 %
$P. P_{NO_{200}}$	38 %
$D_{10}$	0.005(mm)
$D_{30}$	0.04(mm)
$D_{60}$	1.5(mm)
Uniformity coefficient, $C_U$	300
Coefficient of curvature, $C_C$	0.213
$\omega_{LL}$	34 %
$\omega_{PL}$	24 %
Classification(USCS)	SP-SM



شکل ۳- مدل واقعی سیستم بارگذاری و نمونه‌های آزمایشگاهی



شکل ۴- مدل ایده‌آل المان محدود خاک و پی در برنامه Plaxis

## ۶- صحت‌سنجی

در اشکال (۵) الی (۷) نمودار تغییرات تنش قائم ( $\sigma$ ) بر حسب جابجایی قائم ( $\Delta$ )، برای ۱۲ مدل فیزیکی و عددی نشان داده شده است. مطابق شکل (۵) در نمونه‌های تیپ A که نسبت تراکم لایه فوقانی  $75\%$  (Loose soil) است، منحنی بار- جابجایی وقتی به نقطه شکست می‌رسد به موازات محور جابجایی حرکت می‌کند، این بدان معنا است که رفتار ایده‌آل خاک تمایل بیشتری به حالت الاستو پلاستیک دارد. مطابق اشکال (۶) الی (۷) در نمونه‌های تیپ B و C که نسبت تراکم لایه فوقانی به ترتیب  $80\%$  (Relatively loose soil) و  $85\%$  (Medium soil)

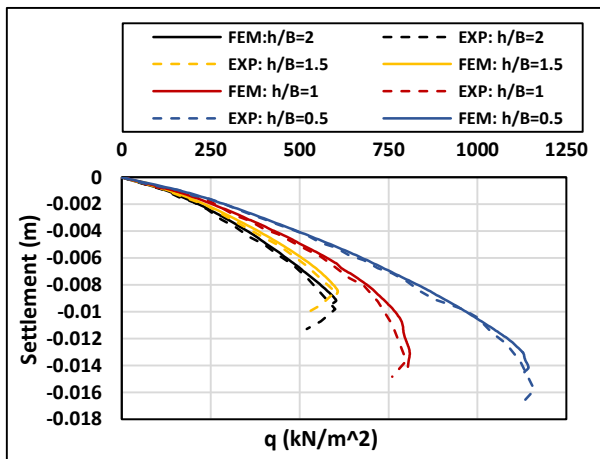
جدول ۴- مقایسه نتایج ظرفیت باربری نهایی ( $q_u$ ) بدست آمده از نمونه‌های فیزیکی و عددی

$\frac{h}{B}$	$(KN/m^2)q_{ult}$				$(\%) \frac{(\sum_1^4 Er_i)}{4}$	${}^2\Delta q_{ult}(\%)$
	B=0.1 m - $h_2 = 0.5m$ - L=1m					
	Type	EXP	FEM	${}^1Er$ (%)		
0.5	A1-1	520	477	8.30	5.20	-
1	A1-2	280	259	7.50		
1.5	A1-3	240	247	3		
2	A1-4	240	245	2.00		
0.5	B1-1	840	853	1.50	3.60	62
1	B1-2	440	427	3		
1.5	B1-3	400	381	4.75		
2	B1-4	400	380	5.25		
0.5	C1-1	1160	1143	1.50	1	45
1	C1-2	800	809	1		
1.5	C1-3	600	607	1.20		
2	C1-4	600	603	0.50		

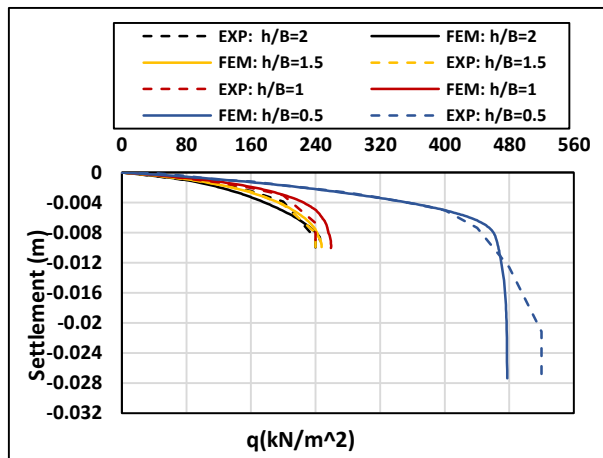
$(\sum_1^{12} Er_i) / 12 = 3.3\%$

$${}^1Er\% = \left| \frac{(q_{exp} - q_{FEM})}{q_{exp}} \right| \times 100$$

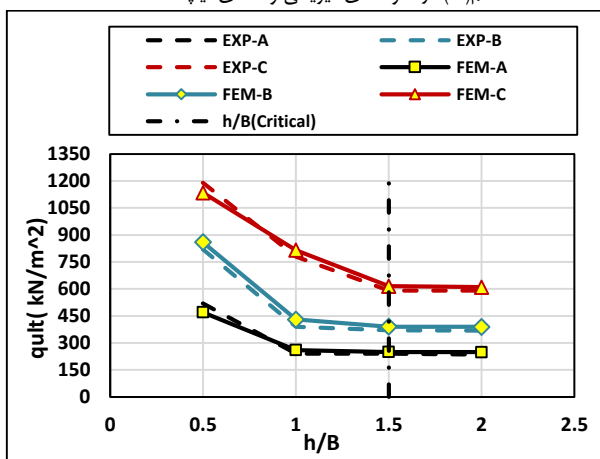
$${}^2\Delta q_{ult}\% = \left[ \frac{(q_{R=80\%,85\%} - q_{R=75\%})}{q_{R=75\%}} \right] \times 100$$



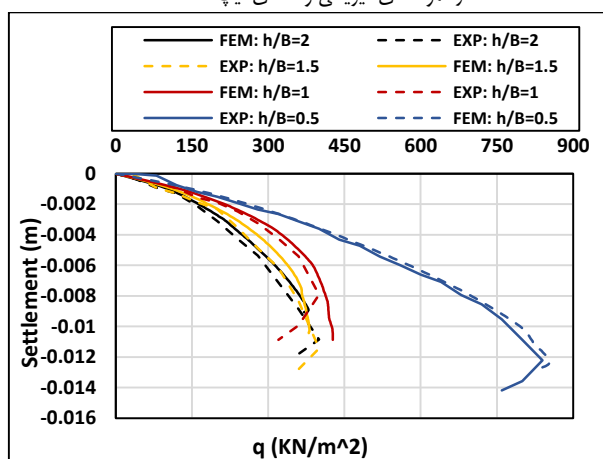
شکل ۷- مقایسه نمودارهای تغییرات تنش قائم ( $\sigma$ ) بر حسب جابجایی قائم ( $\Delta$ ) در نمونه‌های فیزیکی و عددی تیپ C



شکل ۵- مقایسه نمودارهای تغییرات تنش قائم ( $\sigma$ ) بر حسب جابجایی قائم ( $\Delta$ ) در نمونه‌های فیزیکی و عددی تیپ A



شکل ۸- تغییرات ظرفیت باربری نهایی ( $q_{ult}$ ) بر حسب نسبت عمق لایه فوقانی به عرض پی ( $h/B$ )

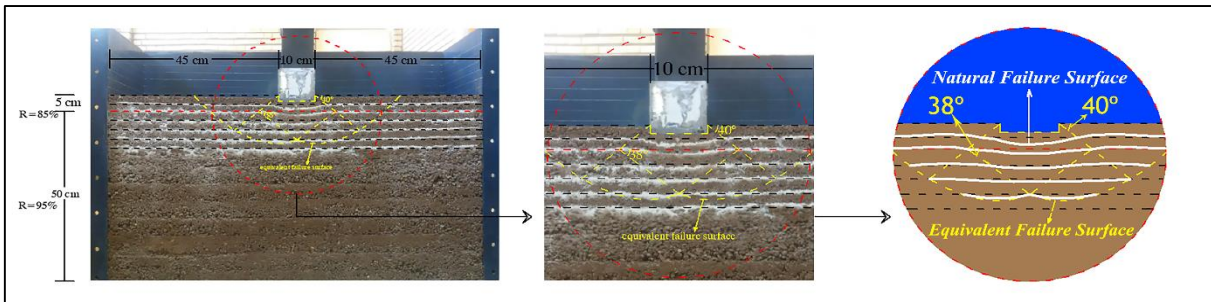


شکل ۶- مقایسه نمودارهای تغییرات تنش قائم ( $\sigma$ ) بر حسب جابجایی قائم ( $\Delta$ ) در نمونه‌های فیزیکی و عددی تیپ B

۷- مکانسیم خرابی

فوقانی به عرض پی نزدیک می‌شود هر دو حرکت افقی و قائم در لایه پایین محدود می‌گردد و موجب افزایش میزان تسلیم پلاستیک در لایه‌ی فوقانی و بلافاصله در مجاورت لبه پی می‌گردد و مکانسیم شکست بصورت برش کامل در لایه فوقانی رخ می‌دهد. همانطور که در اشکال (۱۵) الی (۲۰) مشاهده می‌گردد با افزایش نسبت تراکم لایه فوقانی از ۷۵٪ به ۸۵٪ و نزدیک شدن به نسبت تراکم لایه تحتانی (R=95%) مکانسیم شکست به مرز هر دو لایه نزدیک می‌شود. این نتایج به طور مشخص نشان می‌دهند که برای یک پروفیل خاک دولایه، میزان و شکل تسلیم به داخل لایه تحتانی وابسته به عمق و مقاومت لایه فوقانی است، همچنین میزان، شکل تسلیم و زاویه‌ی سطوح شکست در مدل‌های عددی با الگوی خرابی در نمونه‌های آزمایشگاهی تطابق قابل توجهی دارد.

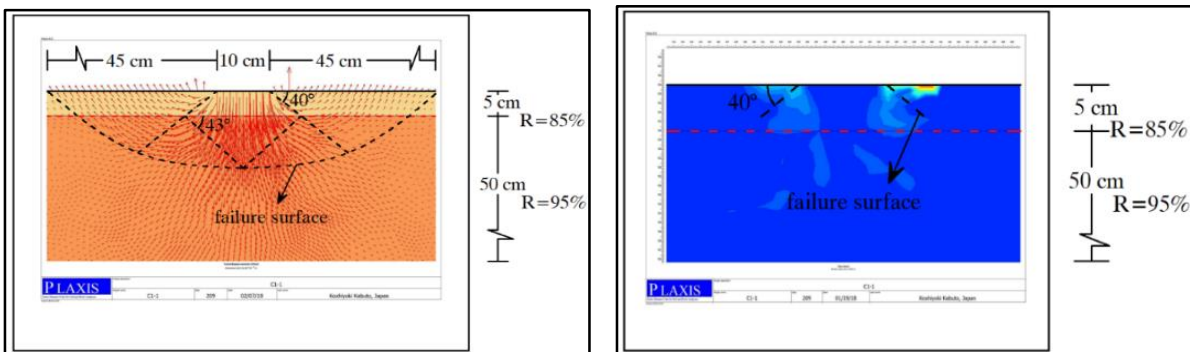
بعد از تایید و صحت نتایج آنالیزهای عددی، به بررسی مکانسیم شکست در مدل‌های عددی و آزمایشگاهی پرداخته شده است. به منظور نشان دادن تاثیر نسبت تراکم و عمق لایه فوقانی بر مکانسیم شکست پی نواری واقع بر یک توده خاک دولایه چسبنده ی- اصطکاکی، حالت‌هایی از خاک با نسبت تراکم (R%) و ضخامت‌های نسبی از لایه زیر پی (h/B) در شرایطی که خاک ضعیف بالای خاک قوی قرار دارد، انتخاب شده‌اند. مطابق اشکال (۹) و (۱۰) نتایج مطالعات آزمایشگاهی و عددی نشان می‌دهند که در نسبت  $h/B = 0.5$  سطح گسیختگی بصورت برش پانچ از لایه اول عبور کرده و بصورت گسیختگی برش کلی در لایه دوم ادامه می‌یابد. همچنین مطابق اشکال (۱۱) و (۱۲) با افزایش ضخامت نسبی و میل نمودن h/B به سمت ۱، مکانسیم گسیختگی بصورت برش کلی هم از لایه فوقانی و هم از لایه تحتانی عبور می‌کند. مطابق اشکال (۱۳) و (۱۴) در نسبت‌های  $h/B > 1$  یعنی زمانی که عمق لایه



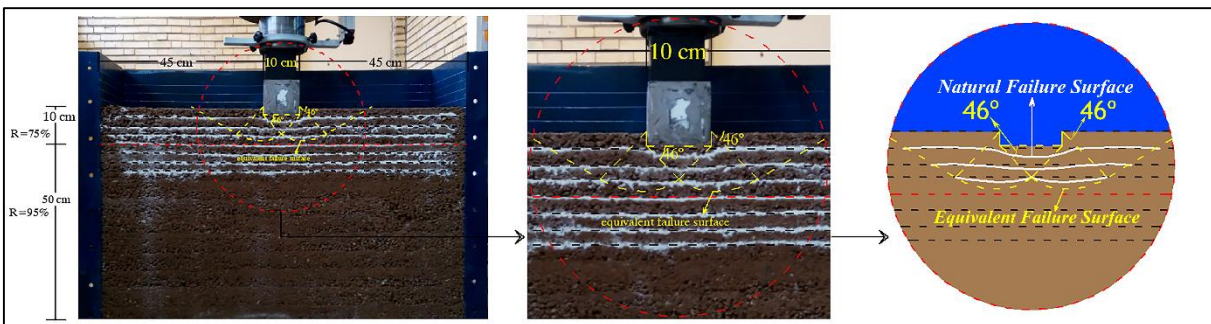
شکل ۹- مکانسیم خرابی معادل در نمونه فیزیکی تیپ C1-1

(a)

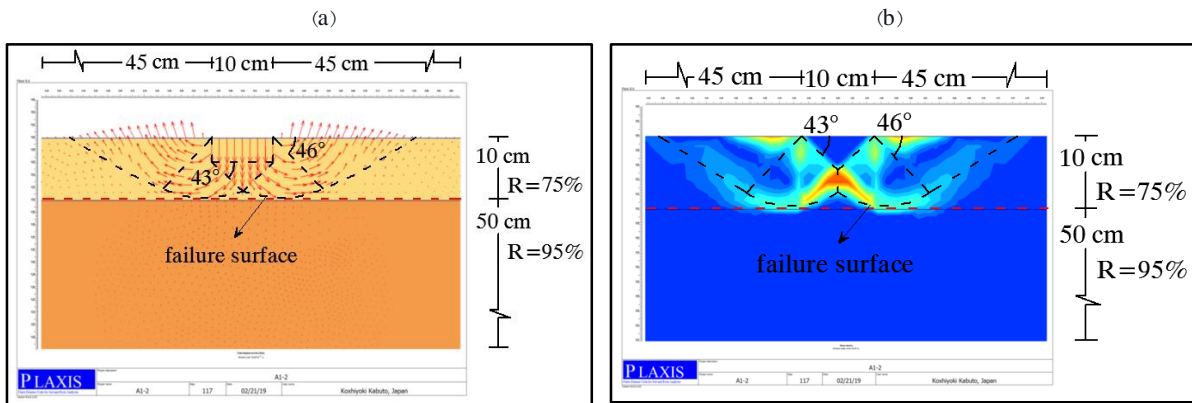
(b)



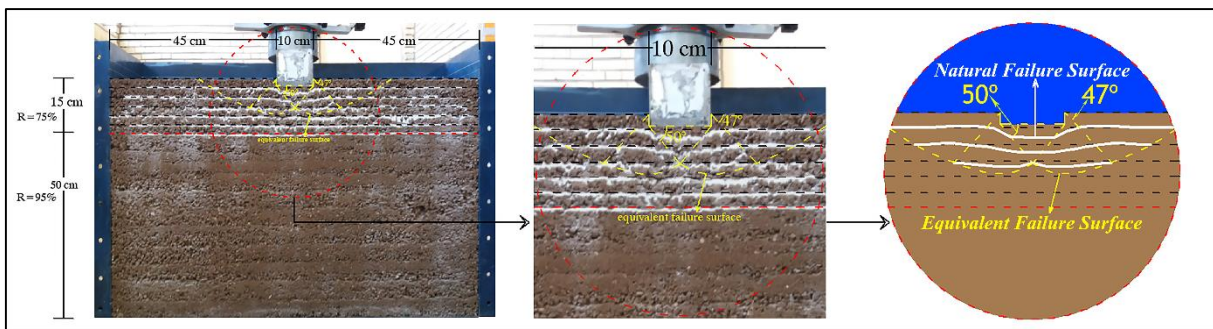
شکل ۱۰- مکانسیم خرابی معادل در مدل عددی تیپ C1-1: a - بردار تغییر مکان - b کرنش پلاستیک



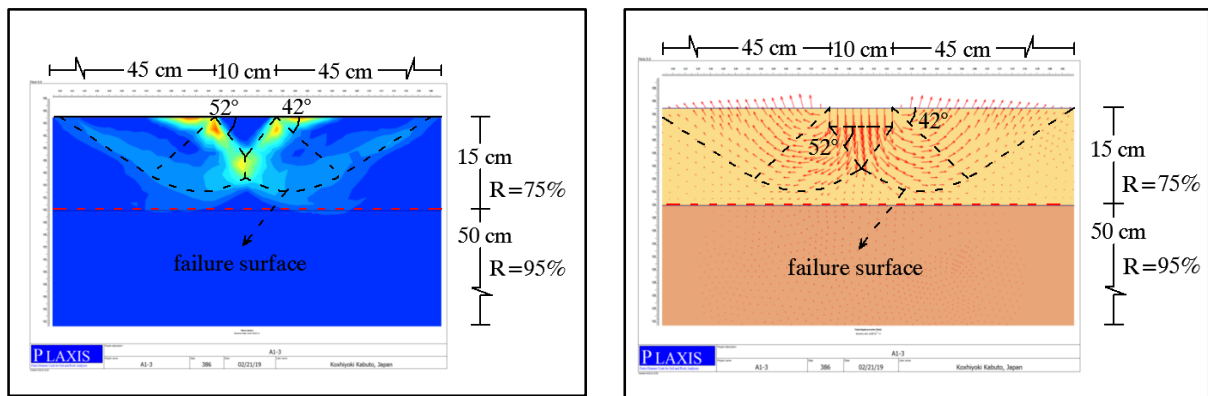
شکل ۱۱- مکانسیم خرابی معادل در نمونه فیزیکی تیپ A1-2



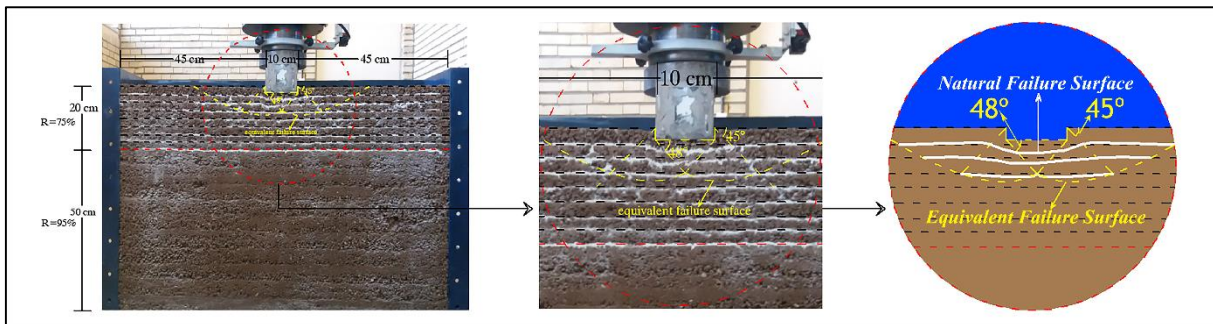
شکل ۱۲- مکانیسم خرابی معادل در مدل عددی تیپ A1-2: a - بردار تغییر مکان - b- کرنش پلاستیک



شکل ۱۳- مکانیسم خرابی معادل در نمونه فیزیکی تیپ A1-3



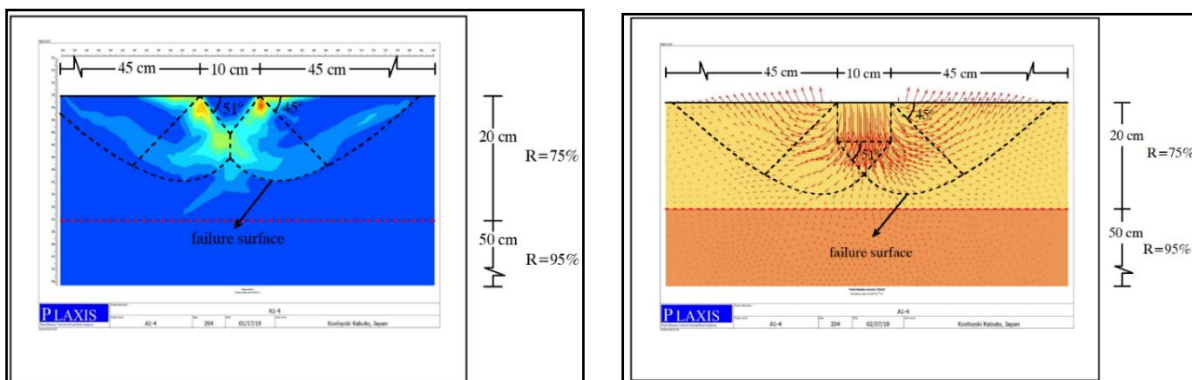
شکل ۱۴- مکانیسم خرابی معادل در مدل عددی تیپ A1-3: a - بردار تغییر مکان - b- کرنش پلاستیک



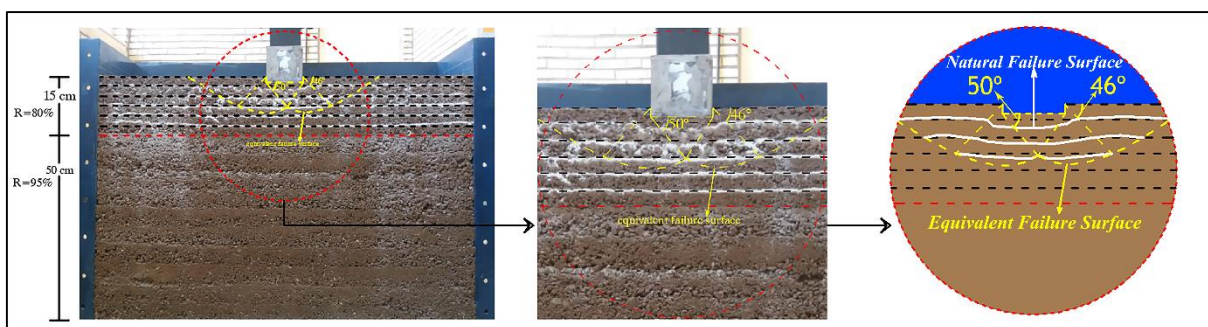
شکل ۱۵- مکانیسم خرابی معادل در نمونه فیزیکی تیپ A1-4

(a)

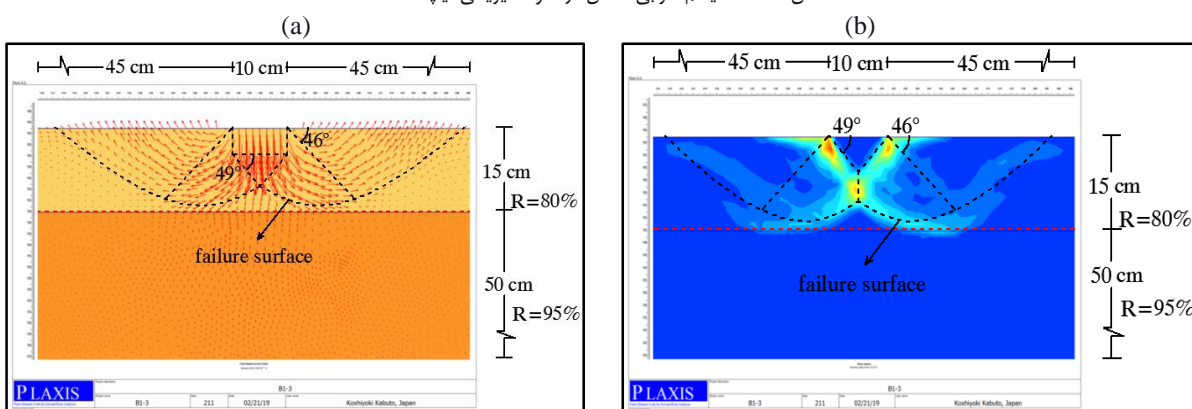
(b)



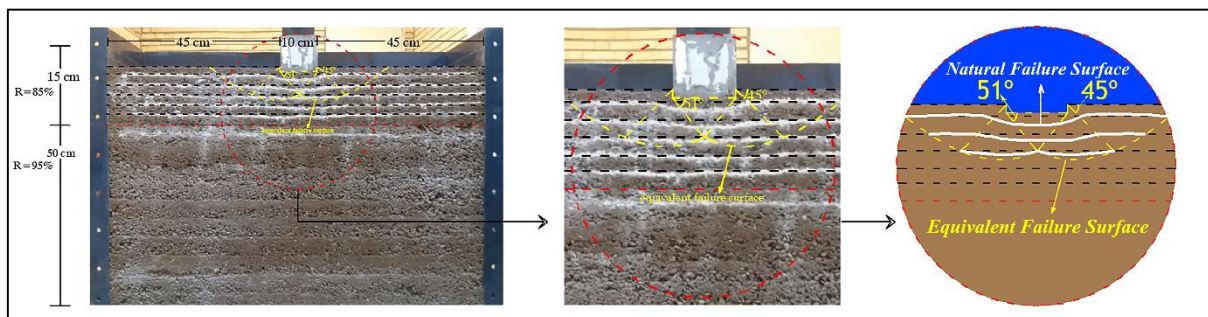
شکل ۱۶- مکانیسم خرابی معادل در مدل عددی تیپ A1-4: a - بردار تغییر مکان - b کرنش پلاستیک



شکل ۱۷- مکانیسم خرابی معادل در نمونه فیزیکی تیپ B1-3



شکل ۱۸- مکانیسم خرابی معادل در مدل عددی تیپ B1-3: a - بردار تغییر مکان - b کرنش پلاستیک

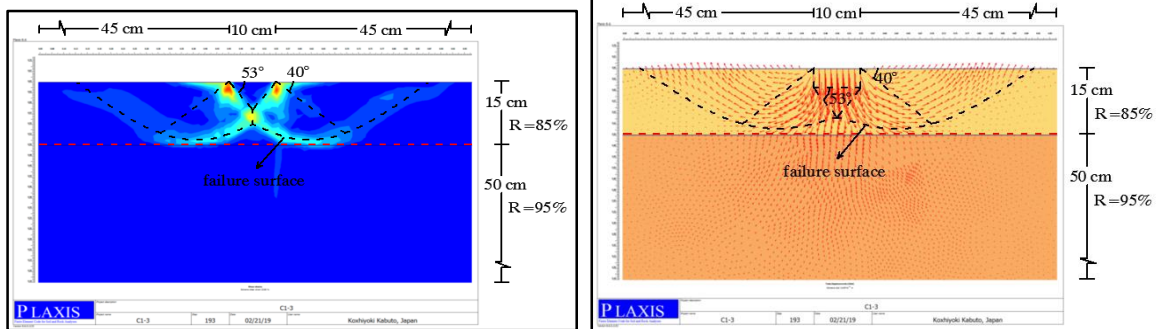


شکل ۱۹- مکانیسم خرابی معادل در نمونه فیزیکی تیپ C1-3

(a)

(b)



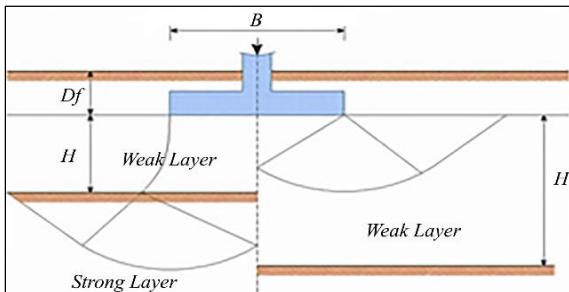


شکل ۲۰- مکانیسم خرابی معادل در مدل عددی تیپ C1-3: a - بردار تغییر مکان b - کرنش پلاستیک

میزان و سهم تاثیر مقاومت برشی لایه‌ها بر ظرفیت باربری و نحوه تغییرات ظرفیت باربری بر حسب نسبت  $h/B$ ، با اعمال یک سری ضرائب و شرایط مرزبندی خاص با معادله منحنی برازش تطبیق گردید. نتیجه این بررسی در شکل (۲۲) و روابط (۱) الی (۳) ارائه گردیده است. بطوریکه، در شرایط مرزی  $0 < h/B < 1.5$ ، تغییرات ظرفیت باربری نهایی تابع غیرخطی از نسبت  $h/B$  و دو پارامتر ثابت  $q_b$  و  $q_t$  است، طوری که با کاهش  $h/B$ ، سهم  $q_b$  در معادله ظرفیت باربری نهایی افزایش و سهم  $q_t$  کاهش می‌یابد و بالعکس.

در شرایط مرزی  $h/B = 0$ ، ظرفیت باربری نهایی تابع ثابتی از  $q_b$  بوده و در شرایط مرزی  $h/B \geq 1.5$ ، تابع ثابتی از  $q_t$  است. در روابط (۱) الی (۳):  $B$ : عرض شالوده،  $L$ : طول شالوده،  $h$ : عمق لایه فوقانی،  $\gamma$ : وزن واحد حجم خاک،  $N_q$  و  $N_\gamma$  و  $N_c$ : ضرائب ظرفیت باربری،  $c$ : چسبندگی خاک،  $q_t$ : ظرفیت باربری لایه فوقانی،  $q_b$ : ظرفیت باربری لایه تحتانی،  $q_u$ : ظرفیت باربری نهایی می‌باشد.

مطابق جدول (۵) نتایج ظرفیت باربری نهایی بدست آمده از رابطه تحلیلی پیشنهادی با مدل‌های عددی و نمونه‌های فیزیکی در شرایط یکسان (ابعاد هندسی خاک و پی و مشخصات مصالح) مقایسه شده‌اند. ملاحظه می‌گردد اختلاف مقادیر ظرفیت باربری نهایی بدست آمده از رابطه تحلیلی با نمونه‌های فیزیکی بطور متوسط ۶/۷٪ و با مدل‌های عددی حدود ۱۲/۱۶٪ بوده است. این نتایج بیانگر توافق نسبتاً خوب بین روش تحلیلی با روش عددی و مشاهدات آزمایشگاهی است.



شکل ۲۱- مکانیسم خرابی در زمین دولایه براساس نظریه مایرهورف و هانا

## ۸- رابطه تحلیلی پیشنهادی

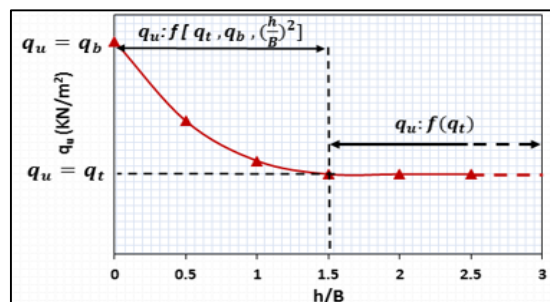
نتایج بررسی خرابی‌ها در مدل‌های فیزیکی و عددی به طور مشخص نشان دادند در شرایطی که نسبت  $h/B \leq 0.5$  است تاثیر لایه فوقانی (لایه ضعیفتر) بر ظرفیت باربری کاسته شده و اثر لایه تحتانی (لایه قویتر) افزایش خواهد یافت، تا اینکه در نسبت  $h/B = 0$  تنها اثر مقاومت برشی لایه دوم بر ظرفیت باربری تاثیر گذار خواهد بود. با افزایش نسبت  $h/B$  تا محدوده‌ی بین  $0.5 < h/B \leq 1$ ، لایه فوقانی و لایه تحتانی هر دو به نسبت  $h/B$  بر ظرفیت باربری تاثیر می‌گذارند، طوری که با افزایش نسبت  $h/B$  از سهم مقاومت برشی لایه تحتانی کاسته شده و به سهم لایه فوقانی افزوده می‌گردد. با افزایش نسبت  $h/B$  از محدوده‌ی  $1 < h/B$  به بعد، اثر مقاومت برشی لایه تحتانی به حداقل رسیده و لایه فوقانی وارد عمل شده و آهنگ کاهش مقادیر ظرفیت باربری نهایی کاسته شده و به مقدار ثابت می‌رسد.

مطابق شکل (۲۱) مایرهورف و هانا [1] حالتی از پی‌های نواری تحت بار گذاری قائم، واقع بر روی یک لایه ضعیف بالای لایه قوی را مورد مطالعه قرار دادند. سپس براساس نتایج تحلیل مکانیسم‌های مختلف شکست خاک‌های ماسه‌ای و رسی لایه‌بندی شده، تئوری‌هایی را جهت پیش‌بینی ظرفیت باربری خاک ارائه کردند. با بررسی خرابی‌ها در مدل‌های آزمایشگاهی و عددی و مقایسه با تئوری پیشنهادی مایرهورف و هانا [1] در رابطه با میزان و شکل تسلیم به داخل لایه فوقانی و لایه تحتانی تطابق نسبتاً خوبی مشاهده گردید. بنابراین به استناد این مقایسه و نتایج آن، سعی گردید رابطه پیشنهادی هانا و مایرهورف برای خاک دولایه، دارای (c و  $\phi$ ) اصلاح شده و رابطه ریاضی جدیدی جهت تخمین ظرفیت باربری نهایی پی نواری واقع بر زمین دو لایه چسبندگی اصطکاکی پیشنهاد گردد. برای این منظور ابتدا با استفاده از شبیه‌سازی عددی برای توده خاک‌ها با لایه‌بندی، عمق و پارامترهای مقاومت برشی مختلف نمودار تغییرات ظرفیت باربری برای نسبت‌های مختلفی از  $h/B$  ترسیم گردید، سپس منحنی برازش حاصل از آنها که به صورت یک ناحیه خطی ثابت و یک ناحیه غیر خطی بر حسب تابع درجه دوم از  $h/B$  بود، ترسیم شد. آنگاه رابطه پیشنهادی در این تحقیق به لحاظ

ابعاد هندسی متفاوت از خاک و پی، مقادیر ظرفیت باربری نهایی پی نواری واقع بر روی زمین دو لایه برای ۸۸ حالت مختلف محاسبه شده و سپس با نتایج مطالعات عددی مقایسه گردید.

در جدول (۸) مقادیر نهایی ظرفیت باربری بدست آمده از مطالعات مدل سازی عددی و رابطه تحلیلی پیشنهادی برای حالات مختلفی از پی نواری واقع بر زمین دولایه با ترکیب لایه بندی، عمق، پارامترهای مقاومت برشی و ابعاد هندسی متفاوت از خاک و پی ارائه گردیده است. ملاحظه می گردد که اختلاف ظرفیت باربری نهایی بدست آمده از روش های عددی و تحلیلی در شرایطی که عرض پی ۱ متر است بطور متوسط ۷ درصد و برای پی به عرض ۲ متر حدود ۱۲/۵ درصد است. این نتایج بیانگر توافق نسبتا خوب بین روش های عددی و تحلیلی بوده و دقت نسبی رابطه تحلیلی پیشنهادی را نشان می دهد.

در شکل (۲۳) نمودار تغییرات فشار حدی بدون بعد (q/YB) بر حسب عمق لایه فوقانی به عرض پی (h/B)، برای حالات مختلفی از پی نواری واقع بر زمین دولایه، با ترکیب لایه بندی، عمق، پارامترهای مقاومت برشی و ابعاد هندسی متفاوت از خاک و پی برای هر دو روش عددی و تحلیلی ارائه گردیده است. ملاحظه می گردد؛ توافق نسبتا خوبی بین روش عددی و رابطه تحلیلی پیشنهادی به لحاظ نحوه تغییرات فشار حدی بر حسب ضخامت نسبی لایه ها وجود دارد و رابطه تحلیلی می تواند با دقت نسبتا خوبی این تغییرات را برای حالات مختلفی از پی نواری واقع بر زمین دولایه پیش بینی بکند.



شکل ۲۲- منحنی برازش تغییرات ظرفیت باربری بر حسب نسبت های مختلفی از h/B

$$1) h/B=0 \rightarrow q_u = q_b = \frac{1}{2}\gamma_2 B N_{\gamma_2} + \left[1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right)\right] c_2 N_{c_2} \quad (1)$$

$$2) 0 < h/B < 1.5 \rightarrow q_u = f\left[q_t, q_b, \left(\frac{h}{B}\right)^2\right] \quad (2)$$

$$a: 0 < h/B < 1 \rightarrow q_u = q_t + (q_b - q_t) \left(1 - \frac{0.9h}{B}\right)^2 \quad (2-1)$$

$$b: 1 \leq h/B < 1.5 \rightarrow q_u = q_t + (q_b - q_t) \left(1 - \frac{0.75h}{B}\right)^2 \quad (2-2)$$

$$q_t = \frac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma_1} + c_1 N_{c_1}$$

$$q_b = \frac{1}{2}\gamma_2 B N_{\gamma_2} + c_2 N_{c_2}$$

$$3) h/B \geq 1.5 \rightarrow q_u = q_t = \frac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma_1} + \left[1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right)\right] c_1 N_{c_1} \quad (3)$$

#### ۹- دقت رابطه تحلیلی پیشنهادی

در ادامه ی تحقیق، بعد از صحت سنجی و کالیبراسیون نرم افزار المان محدود، به منظور اطمینان و اثبات دقت رابطه تحلیلی پیشنهادی و قابلیت کاربرد آن در مقاصد عملی، مطابق جداول (۶) الی (۷)، برای توده ی خاک ها با ترکیب لایه بندی، عمق، پارامترهای مقاومت برشی و

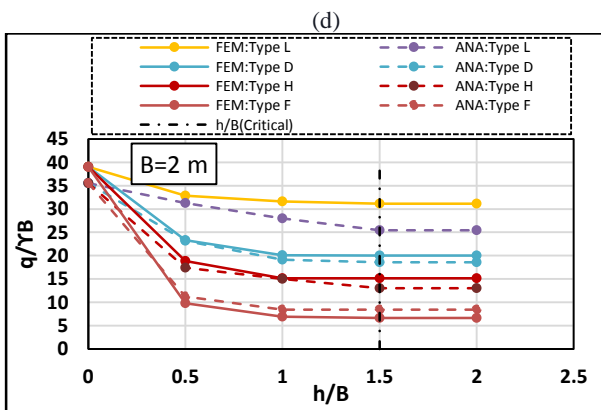
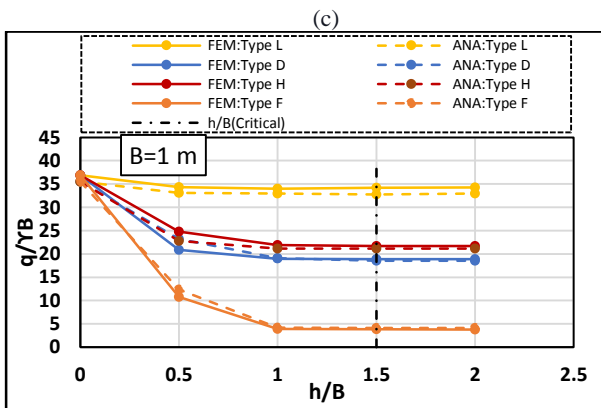
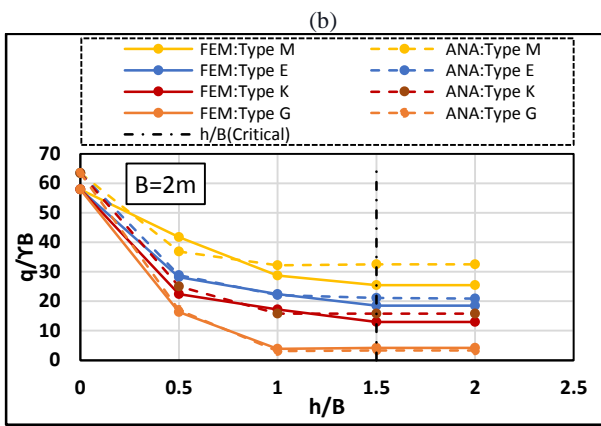
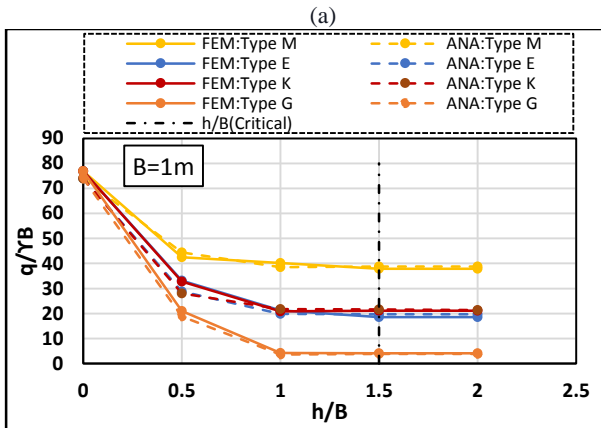
جدول ۵- مقایسه نتایج ظرفیت باربری نهایی (qu) بدست آمده از مدل سازی عددی و رابطه تحلیلی با نمونه های فیزیکی

h/B	(KN/m <sup>2</sup> ) q <sub>ult</sub>					<sup>3</sup> Er (%)	<sup>4</sup> Er (%)
	Type	EXP	FEM	ANA	B=0.1 m - h <sub>2</sub> = 0.5 m - L=1m		
0.5	A1-1	520	477	651	25	36.5	
1	A1-2	280	259	303	8.2	17	
1.5	A1-3	240	247	250	0.4	1.21	
2	A1-4	240	245	250	0.4	2.04	
0.5	B1-1	840	853	761	9.4	10.8	
1	B1-2	440	427	477	8.4	11.71	
1.5	B1-3	400	381	410	2.5	7.61	
2	B1-4	400	380	410	2.5	7.9	
0.5	C1-1	1160	1143	978	15.7	14.44	
1	C1-2	800	809	731	1.1	9.64	
1.5	C1-3	600	607	687	14.5	13.18	
2	C1-4	600	603	687	14.5	13.93	

$$\frac{(\sum_{i=1}^{12} Er_i)}{12} = 6.7\% \quad \frac{(\sum_{i=1}^{12} Er_i)}{12} = 12.16\%$$

$${}^3Er\% = \left| \frac{(q_{exp} - q_{ANA})}{q_{exp}} \right| \times 100$$

$${}^4Er\% = \left| \frac{(q_{FEM} - q_{ANA})}{q_{FEM}} \right| \times 100$$

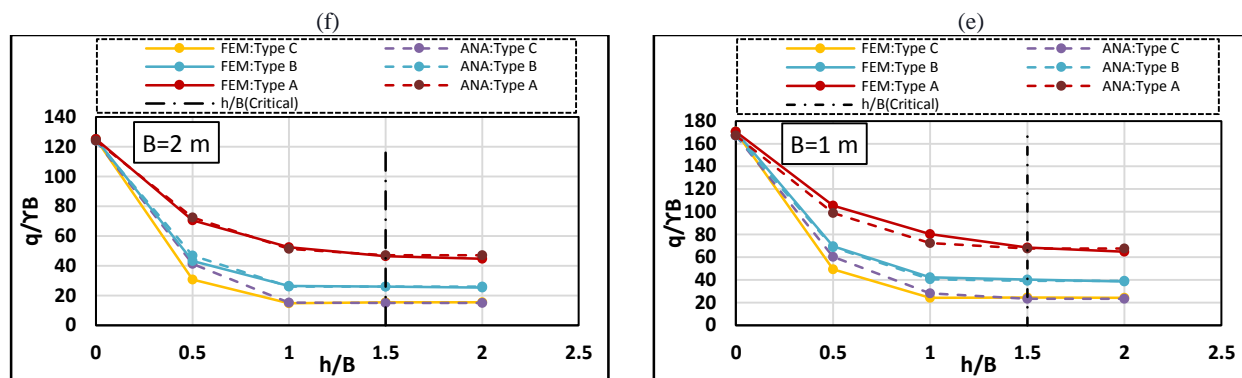


جدول ۶- خواص مهندسی مصالح

TYPE	Combination of soil layers	$(\frac{kN}{m^3})\gamma_i$	$(\frac{kN}{m^2})E_i$	$(\frac{kN}{m^2})C_i$	$\phi_i^\circ$	$\nu_i$
O	-	17.16	29000	17	41	0.3
P	-	20	35000	10	38	0.3
Q	-	20	35000	0	38	0.3
A	Top Soil	14.3	9000	12	24.5	0.35
	Lower Soil	17.16	29000	17	41	0.3
B	Top Soil	15.01	13000	13	30	0.33
	Lower Soil	17.16	29000	17	41	0.3
C	Top Soil	15.75	17000	14	35	0.32
	Lower Soil	17.16	29000	17	41	0.3
D	Top Soil	18	20000	0	35	0.3
	Lower Soil	20	35000	0	38	0.3
E	Top Soil	18	20000	0	35	0.3
	Lower Soil	20	35000	10	38	0.3
F	Top Soil	15	10000	10	15	0.3
	Lower Soil	20	35000	0	38	0.3
G	Top Soil	15	10000	10	15	0.3
	Lower Soil	20	35000	10	38	0.3
H	Top Soil	18	20000	20	20	0.3
	Lower Soil	20	35000	0	38	0.3
K	Top Soil	18	20000	20	20	0.3
	Lower Soil	20	35000	10	38	0.3
L	Top Soil	18	20000	15	30	0.3
	Lower Soil	20	35000	0	38	0.3
M	Top Soil	18	20000	15	30	0.3
	Lower Soil	20	35000	10	38	0.3

جدول ۶- ابعاد هندسی خاک و پی

$\frac{h_1}{B}$	B=1 m $h_2 = 5m$ L=10m	B=2 m $h_2 = 10m$ L=20m	B=1 m $h_2 = 5m$ L=10m	B=2 m $h_2 = 10m$ L=20m
0.5	A7-1	A8-1	B7-1	B8-1
1	A7-2	A8-2	B7-2	B8-2
1.5	A7-3	A8-3	B7-3	B8-3
2	A7-4	A8-4	B7-4	B8-4
0.5	C7-1	C8-1	E1-1	E2-1
1	C7-2	C8-2	E1-2	E2-2
1.5	C7-3	C8-3	E1-3	E2-3
2	C7-4	C8-4	E1-4	E2-4
0.5	D1-1	D2-1	G1-1	G2-1
1	D1-2	D2-2	G1-2	G2-2
1.5	D1-3	D2-3	G1-3	G2-3
2	D1-4	D2-4	G1-4	G2-4
0.5	F1-1	F2-1	K1-1	K2-1
1	F1-2	F2-2	K1-2	K2-2
1.5	F1-3	F2-3	K1-3	K2-3
2	F1-4	F2-4	K1-4	K2-4
0.5	H1-1	H2-1	M1-1	M2-1
1	H1-2	H2-2	M1-2	M2-2
1.5	H1-3	H2-3	M1-3	M2-3
2	H1-4	H2-4	M1-4	M2-4
0.5	L1-1	L2-1	O1	O2
1	L1-2	L2-2	P1	P2
1.5	L1-3	L2-3	Q1	Q2
2	L1-4	L2-4	-	-



شکل ۲۳- تغییرات فشار حدی بدون بعد (q/YB) بر حسب عمق لایه فوقانی به عرض پی (h/B) برای تپه‌های مختلف: الف a

جدول ۸- مقایسه نتایج ظرفیت باربری نهایی (q<sub>u</sub>) بدست آمده از مدلسازی عددی و روش تحلیلی برای پی به ابعاد ۱ و ۲ متر

$\frac{h_1}{B}$	$(KN/m^2)q_{ult}$							
	B=1 m - h <sub>2</sub> = 5 m - L=10m				B=2 m - h <sub>2</sub> = 10 m - L=20m			
	TYPE	FEM	ANA	${}^5Er = \frac{ q_{FEM} - q_{ANA} }{q_{FEM}} \times 100$	TYPE	FEM	ANA	${}^5Er = \frac{ q_{FEM} - q_{ANA} }{q_{FEM}} \times 100$
-	O1	2926	2869	2	O2	4301	4259	1
-	P1	1537	1478	4	P2	2536	2316	9
-	Q1	738	710	3.8	Q2	1562	1420	10
0.5	A7-1	798	978	22.5	A8-1	996	1341	34.6
1	A7-2	371	429	15.6	A8-2	449	541	20.5
1.5	A7-3	350	335	4.3	A8-3	444	429	3.4
2	A7-4	349	335	4.3	A8-4	444	429	3.4
0.5	B7-1	1146	1133	1	B8-1	1422	1546	8.7
1	B7-2	665	638	4	B8-2	830	817	1.5
1.5	B7-3	603	587	2.7	B8-3	782	783	0.1
2	B7-4	580	587	1.2	B8-4	762	783	2.8
0.5	C7-1	1760	1650	6.3	C8-1	2359	2424	2.6
1	C7-2	1305	1175	10	C8-2	1704	1672	1.9
1.5	C7-3	1078	1066	1.1	C8-3	1466	1487	0.5
2	C7-4	1022	1066	4.3	C8-4	1407	1487	5.7
0.5	D1-1	404	448	10.9	D2-1	902	895	0.8
1	D1-2	354	357	0.8	D2-2	730	715	2
1.5	D1-3	360	334	7.2	D2-3	720	668	7.2
2	D1-4	355	334	5.9	D2-4	720	668	7.2
0.5	E1-1	558	641	14.9	E2-1	1116	1090	2.3
1	E1-2	360	397	10.3	E2-2	826	835	1
1.5	E1-3	355	334	5.9	E2-3	760	668	12
2	E1-4	354	334	5.6	E2-4	754	668	11.4
0.5	F1-1	198	226	14	F2-1	360	413	14.7
1	F1-2	59	70	18.6	F2-2	102	130	27
1.5	F1-3	58	62	6.9	F2-3	100	126	26
2	F1-4	57	62	8.7	F2-4	100	126	26
0.5	G1-1	345	384	11.3	G2-1	621	597	3.9
1	G1-2	60	70	16.7	G2-2	102	130	27
1.5	G1-3	57	62	8.7	G2-3	100	126	26
2	G1-4	57	62	8.7	G2-4	100	126	26
0.5	H1-1	479	440	8.1	H2-1	728	672	7.7
1	H1-2	409	385	5.9	H2-2	565	616	9
1.5	H1-3	391	381	2.6	H2-3	545	467	14.3
2	H1-4	385	381	1	H2-4	545	467	14.3
0.5	K1-1	543	633	16.6	K2-1	969	866	10.6
1	K1-2	407	386	5.2	K2-2	575	641	11.5
1.5	K1-3	390	381	2.3	K2-3	570	467	18
2	K1-4	386	381	1.3	K2-4	570	467	18
0.5	L1-1	663	628	5.3	L2-1	1215	1437	18.3
1	L1-2	620	600	3.2	L2-2	1180	1046	11.4
1.5	L1-3	617	593	3.9	L2-3	1160	915	21
2	L1-4	617	593	3.9	L2-4	1160	915	21
0.5	M1-1	858	822	4.2	M2-1	1425	1614	13.3
1	M1-2	700	765	9.3	M2-2	1200	1072	10.7
1.5	M1-3	699	683	2.3	M2-3	1170	915	21.8
2	M1-4	699	683	2.3	M2-4	1170	915	21.8
$\sum_{i=1}^{44} Er / 44 = 7.04\%$				$\sum_{i=1}^{44} (Er / 44) = 12.5\%$				

**۱۰- نتیجه گیری**

در این مطالعه یک سری آزمایشات مدلی و تحلیل‌های عددی جهت ارزیابی ظرفیت باربری و بررسی مکانیسم خرابی پی نواری واقع بر زمین دولایه چسبنده اصطکاکی با در نظر گرفتن تاثیر پارامترهای مختلفی نظیر  $h/B$  و نسبت تراکم (%R) خاک مورد توجه قرار گرفته است. در ادامه یک رابطه محاسباتی جدیدی جهت ارزیابی ظرفیت باربری پی، که مبنای آن شکل ایده‌آل شده‌ی مکانیسم خرابی نمونه‌های آزمایشگاهی و مدلسازی عددی است، ارائه شد. به منظور اطمینان از صحت و دقت رابطه پیشنهادی، برای توده‌ی خاک‌ها با لایه‌بندی، عمق و پارامترهای مقاومت برشی متفاوت، مقادیر ظرفیت باربری پی با ابعاد مختلف مورد ارزیابی عددی و تحلیلی قرار گرفت. بر اساس مطالعات صورت گرفته نتیجه‌گیری‌های زیر انجام شده است:

۱- نتایج مطالعه مکانیسم خرابی در نمونه‌های آزمایشگاهی و مدل‌های عددی نشان دادند که در نسبت‌های  $h/B \leq 0.5$  سطح گسیختگی بصورت برش پنچ از لایه اول عبور کرده و بصورت گسیختگی برش کلی در لایه دوم ادامه می‌یابد، بنابراین سهم مقاومت لایه فوقانی در مقدار ظرفیت باربری کاسته شده و بیشترین سهم را لایه تحتانی خواهد گذاشت، در این شرایط مقادیر ظرفیت باربری نهایی ( $q_{ult}$ ) افزایشی خواهد بود. با افزایش ضخامت نسبی لایه فوقانی و میل نمودن  $h/B$  به سمت ۱، مکانیسم گسیختگی بصورت برش کلی هم از لایه فوقانی و هم از لایه تحتانی عبور می‌کند، بنابراین از سهم مقاومت لایه تحتانی کاسته شده و بیشترین سهم مقاومت را لایه فوقانی خواهد گذاشت، در این شرایط مقادیر ظرفیت باربری نهایی کاهش خواهد بود. در نسبت‌های  $h/B > 1$  یعنی زمانی که عمق لایه فوقانی به عرض پی نزدیک می‌شود، هر دو حرکت افقی و قائم در لایه پایین محدود می‌گردد و موجب افزایش میزان تسلیم پلاستیک در لایه‌ی فوقانی و بلافاصله در مجاورت لبه پی می‌گردد و مکانیسم شکست بصورت برش کامل در لایه فوقانی رخ می‌دهد، بنابراین بیشترین اثر را لایه فوقانی وارد می‌کند، در این شرایط آهنگ کاهش ظرفیت باربری نهایی کاسته شده و در یک نسبت بحرانی معادل ۱/۵، به مقدار ثابتی می‌رسد.

۲- نتایج بررسی مکانیسم خرابی در نمونه‌های آزمایشگاهی و مدل‌های عددی به طور مشخص نشان دادند که برای یک پروفیل خاک دولایه، میزان و شکل تسلیم به داخل لایه تحتانی وابسته به عمق و مقاومت لایه فوقانی است و تطابق قابل توجهی به لحاظ الگوی خرابی بین مدل‌های عددی و نمونه‌های آزمایشگاهی مشاهده گردید.

۳- با توجه به اینکه متوسط اختلاف ظرفیت‌های باربری بین مدل‌های فیزیکی و عددی در حدود ۳/۳ درصد است، بنابراین مدل‌های اجزای

محدود دارای دقت مناسبی در پیش‌بینی رفتار واقعی نمونه‌های آزمایشگاهی هستند و می‌توان به نتایج حاصل از شبیه‌سازی اعتماد نمود. ۴- مقایسه نتایج اختلاف ظرفیت‌های باربری بدست آمده از رابطه تحلیلی پیشنهادی با نمونه‌های فیزیکی و عددی نشان داد که توافق نسبتاً خوبی بین هر سه روش تجربی، عددی و تحلیلی در ارزیابی ظرفیت باربری نهایی وجود دارد و رابطه تحلیلی می‌تواند برای حالات مختلفی از پی نواری واقع بر زمین دولایه، روند تغییرات فشار حدی برحسب ضخامت نسبی لایه‌ها و ظرفیت باربری نهایی را با دقت نسبتاً خوبی ارزیابی بکند.

**تقدیر و تشکر**

همچنین، نویسندگان از دانشگاه آزاد اسلامی واحد مهاباد برای ارائه امکانات آزمایشگاه مکانیک خاک تشکر می‌کنند.

**۱۱- مراجع**

- 1- Meyerhof GG, Hanna AM. Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load. Canadian Geotechnical Journal. 1978; 15(4): 565-572. <https://doi.org/10.1139/t78-060>
- 2- Hanna AM, Meyerhof GG. Design charts for ultimate bearing capacity of foundations on sand overlying soft clay. Canadian Geotechnical Journal. 1980; 17: 300-303. <https://doi.org/10.1139/t80-030>
- 3- Hanna AM. Experimental study on footings in layered soil. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE. 1981; 107(GT8): 1113-1127.
- 4- Oda M, Win S. Ultimate bearing capacity tests on sand with clay layer. Journal of Geotechnical Engineering. 1990; 116(12): 1902-1906. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1990\)116:12\(1902\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1990)116:12(1902))
- 5- Schanz T, Vermeer PA. Angles of friction and dilatancy of sand. Geotechnique. 1996; 46(1): 145-151. <https://doi.org/10.1680/geot.1996.46.1.145>
- 6- Okamura M, Takemura j, Kimura T. Bearing capacity predictions of sand overlying clay based on limit equilibrium methods. Soils and Foundations. 1998; 38(1): 181-194. <http://dx.doi.org/10.3208/sandf.38.181>
- 7- Okamura M, Mihara A, Takemura J, Kuwano J. Effect of footing size and aspect ratio on the bearing capacity of sand subjected to centric loading. Soil Found. 2002; 42(4): 43-56. [https://doi.org/10.3208/sandf.42.4\\_43](https://doi.org/10.3208/sandf.42.4_43)
- 8- Verma SK, Jain PK, Kumar R. Prediction of bearing capacity of granular layered soils by plate load test. International Journal of Advanced Engineering Research and Studies. 2013; 2(3): 142-149.
- 9- Chong T, Kok KPFA, Lei Z, Dian QL. Model uncertainty for predicting the bearing capacity of sand overlying

- method. *Computers and Geotechnics*. 2005; 32(7): 535–544.  
<http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2005.09.002>
- 23- Huang M, Qin HL. Upper-bound multi-rigid-block solutions for bearing capacity of two-layered soils. *Computers and Geotechnics*. 2009; 36(3): 525–529.  
<http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2008.10.001>
- 24- Gupta A, Dutta RK, Shrivastava R. Ultimate bearing capacity of square/rectangular footing on layered soil. *Indian Geotech J*. 2017; 47: 303–313.  
<https://doi.org/10.1007/s40098-017-0233-y>
- 25- Mohammad RL, Mohsen K. Estimating bearing capacity of strip footings over two-layered sandy soils using the characteristic lines method. *International Journal of Civil Engineering*. 2016; 14(2): 107-116.  
<https://doi.org/10.1007/s40999-016-0015-4>
- 26- Hanna AM. Finite element analysis of footings on layered soils. *Mathematical Modelling*. 1987; 9(11): 813–819.  
[http://dx.doi.org/10.1016/0270-0255\(87\)90501-X](http://dx.doi.org/10.1016/0270-0255(87)90501-X)
- 27- Burd HJ, Frydman S. Bearing capacity of plane-strain footings on layered soils. *Canadian Geotechnical Journal*. 1997; 34(2): 241-253.
- 28- Shiau JS, Lyamin AV, Sloan SW. Bearing capacity of a sand layer on clay by finite element limit analysis. *Canadian Geotechnical Journal*. 2003; 40(5): 900-915.  
<https://doi.org/10.1139/t03-042>
- 29- Zhu M. Bearing capacity of strip footings on two-layer clay soil by finite element method. in *Proc of the ABAQUS Users Conference*; June 2004; Massachusetts. Boston. 2004; 776–787.
- 30- Zhu M, Michalowski RL. Bearing capacity of rectangular footings on two-layer clay, in *The 16th International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*; 2005 September 12–16; Osaka. Japan. 2005; 997–1000.
- 31- Merified RS, Nguyen VQ. Two- and three-dimensional bearing capacity solutions for footings on two-layered clays. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*. 2006; 1(2): 151-162  
<https://doi.org/10.1080/17486020600632637>
- 32- Szypcio Z, Dołżyk K. The bearing capacity of layered subsoil. *Studia Geotechnica et Mechanica*. 2006; 28(1) 45–60.
- 33- Kumar J, Kouzer KM. Effect of footing roughness on bearing capacity factor  $N_{\gamma}$ . *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE. 2007; 133(5): 502–511.  
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2007\)133:5\(502\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:5(502))
- 34- Zhu M, Michalowski, RL. Bearing capacity of rectangular footings on two layer clay. *American Society of Civil Engineers*. 2010; 191(15): 933-947.
- 35- Benmebarek S, Benmoussa L, Belounar N. Bearing capacity of shallow foundation on two clay layers by numerical approaches. *Geotech Geol Eng*. 2012; 30: 907–923.  
<https://doi.org/10.1007/s10706-012-9513-6>
- clay. *International Journal of Geomechanics*. 2017; 17(7).  
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000898](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000898)
- 10- Zedan AJ, Abbas HH. Experimental investigation of square footing resting on sand over gypseous soils. *Tikrit Journal of Engineering Sciences*. 2020; 27(1): 30-39.  
<https://doi.org/10.25130/tjes.27.1.05>
- 11- Meyerhof GG, Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay. *Canadian Geotechnical Journal*. 1974; 11(2): 223-229.  
<https://doi.org/10.1139/t74-018>
- 12- Meyerhof GG, Hanna AM. Ultimate bearing capacity of foundations on a three-layer soil, with special reference to layered sand. *Canadian Geotechnical Journal*. 1979; 16( 2): 412-414.  
<https://doi.org/10.1139/t79-042>
- 13- Hanna AM. Bearing capacity of foundations on a weak sand layer overlying a strong deposit. *Canadian Geotechnical Journal*. 1982; 19(3): 392-396.  
<https://doi.org/10.1139/t82-043>
- 14- Kenny MJ, Andrawes KZ. The bearing capacity of footings on a sand layer overlying soft clay. *Geotechnique*. 1997; 47(2): 339–346.  
<http://dx.doi.org/10.1680/geot.1997.47.2.339>
- 15- Al-Shenawy A, Al-Karni A. Derivation of bearing capacity equation for a two layered system of weak clay layer overlaid by dense sand layer. *Pertanika Journal of Science & Technology*. 2005; 13(2): 213–235.  
<http://psasir.upm.edu.my/id/eprint/3865>
- 16- Zhang Q, Luan M. Study on ultimate bearing capacity of two-layered subsoil under horizontal and vertical loading. *Geotechnical Engineering for Disaster Mitigation and Rehabilitation*. 2008; 8: 1093–1100.  
[https://doi.org/10.1007/978-3-540-79846-0\\_144](https://doi.org/10.1007/978-3-540-79846-0_144)
- 17- Florkiewicz A. Upper bound to bearing capacity of layered soils. *Canadian Geotechnical Journal*. 1989; 26(4): 730–736.  
<https://doi.org/10.1139/t89-084>
- 18- Michalowski RL, Shi L. Bearing capacity of Footings over Two-Layer Foundation Soils. *Journal of Geotechnical Engineering*. 1995; 121(5): 421-428.  
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1995\)121:5\(421\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1995)121:5(421))
- 19- Merified RS, Sloan SW, YU HS. Rigorous plasticity solutions for the bearing capacity of two-layered clays. *Geotechnique*. 1999; 49(4): 471-490.  
<https://doi.org/10.1680/geot.1999.49.4.471>
- 20- Michalowski RL. Collapse loads over two-layer clay foundation soils. *Soils and Foundations*. 2002; 42(1): 1-7.
- 21- Shiau JS, Lyamin AV, Sloan SW. Bearing capacity of a sand layer on clay by finite element limit analysis. *Canadian Geotechnical Journal*. 2003; 40(5): 900-915.  
<https://doi.org/10.1139/t03-042>
- 22- Boulbibane M, Ponter ARS. Limit loads for multilayered half-space using the linear matching

- 36- Kamal MHII. Bearing capacity of circular footing resting on granular soil overlying soft clay. HBRC Journal. 2016; 12(1): 71-77.  
<https://doi.org/10.1016/j.hbrj.2014.07.004>
- 37- Lee JK, Jeong S, Shang JQ. Undrained bearing capacity of ring foundations on two-layered clays. Ocean Engineering. 2016; 119: 47-57.  
<https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2016.04.019>
- 38- Papadopoulou K, Gazetas G. Eccentricity effects on bearing capacity of strip and square footings on two-layered clay. Geotech Geol Eng. 2019; 37: 4099-4120.  
<https://doi.org/10.1007/s10706-019-00896-z>
- 39- Padmini D, Ilamparuthi K, Sudheer KP. Ultimate bearing capacity prediction of shallow foundations on cohesionless soils using neurofuzzy models. Computers and Geotechnics. 2008; 35(1): 33-46.  
<http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2007.03.001>
- 40- Kuo YL, Jaksa MB, Lyamin AV, Kaggwa WS. ANN-based model for predicting the bearing capacity of strip footing on multi-layered cohesive soil. Computers and Geotechnics. 2009; 36(3): 503-516.  
<http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2008.07.002>
- 41- Kalinli A, Acar MC, Gündüz Z. New approaches to determine the ultimate bearing capacity of shallow foundations based on artificial neural networks and ant colony optimization. Engineering Geology. 2011; 117(1-2): 29-38.  
<http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2010.10.002>
- 42- PLAXIS Tutorial Manual. Material Models Manual. Reference Manual and Scientific Manual. Version 8.

## Offering a New Computational Relationship to Evaluation of Bearing Capacity of a Strip Footing Located on the Two Cohesive- Frictional- Layered Ground

Loghman Rahimi

Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

Navid Ganjian\*

Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

Mikael Youssefzadehfard

Department of Civil Engineering, Tabriz Branch, Islamic Azad University, Tabriz, Iran

Mehdi Derakhshandi

Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

\*n.ganjian.geo@gmail.com

### Abstract:

In this study, in order to provide a new analytical relationship for evaluating the bearing capacity of a two layered cohesive- frictional soil mass, 12 sets loading tests of physical model for three types of upper layers with different thicknesses and compactions. In continuation, a series of parametric studies were performed to evaluate the accuracy of the proposed relationship using PLAXIS 2D finite element software. In order to study the results of numerical modeling and control of the accuracy of the modeling, results of these analyzes were compared with the experimental results of corresponding physical models by considering the effect of different parameters (relative thickness, compaction ratio and different shear strength parameters of soil layers) on the failure mechanism and the ultimate bearing capacity of the soil. Considering the appropriate fit of the load-displacement curves, the failure pattern and the average difference of the bearing capacity about 3.3% between the physical and numerical models, show that finite element models have good accuracy in predicting the actual behavior of laboratory samples and the results of numerical simulations can be trusted. After the verifying of the numerical analysis results, the values of the bearing capacity obtained from both numerical and analytical methods for 88 different modes of the strip foundation with dimensions  $B = 1$  and 2 meter and soil mass with different layering, depth and shear strength parameters were compared and a difference of about 7 and 12.5% were observed for foundations with dimensions of 1 and 2 meters, respectively. The results showed that there is a relatively good agreement between all three experimental, numerical and analytical methods in the evaluation of the ultimate bearing capacity and the analytical relationship can predict the process of limit pressure changes in terms of the relative thickness of the layers and the evaluation of the ultimate bearing capacity for various states of the strip footing resting on two layeres ground with relatively good accuracy.

**Keywords:** Failure Mechanism and Bearing Capacity of Strip Footing, Two Cohesive - Frictional- Layered Ground, Physical Model, Finite Element Method, analytical relationship.