

## ظرفیت باربری پی‌های واقع بر خاک دولایه رسی با لحاظ اثر نامعینی در مرز لایه‌ها توسط منطق فازی

عبدالحسین حداد\*<sup>۱</sup> و داود اذان<sup>۲</sup>

<sup>۱</sup> دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

<sup>۲</sup> دانشجوی دکتری مهندسی عمران، دانشکده عمران، دانشگاه سمنان

(دریافت: ۹۶/۴/۲۰، پذیرش: ۹۶/۱۱/۲۹، نشر آنلاین: ۹۶/۱۱/۳۰)

### چکیده

در این تحقیق با بهره‌گیری از منطق فازی اثر ابهام در موقعیت مرزبندی لایه‌ها در خاک دو لایه رسی، حالت خاک سخت بر روی خاک ضعیف‌تر مورد بررسی قرار گرفته است. این اثر توسط به کار گرفتن سیستم قاعده‌مند فازی و استفاده از اعداد فازی برای لایه‌های خاکی لحاظ شده است. سیستم قاعده‌مند فازی برای تجمیع و فرموله کردن ابهام در مرز لایه‌بندی مورد استفاده قرار گرفته و سپس با استفاده از روش تفاضل محدود، مسئله مرتبط به ظرفیت باربری خاک‌های دو لایه رسی در حالت خاک سخت بر روی خاک ضعیف‌تر، مورد بررسی قرار گرفت. نتایج حاصل بیانگر این موضوع است که در شرایطی که نسبت ارتفاع لایه اول زیر پی به عرض پی کوچک‌تر از واحد است آنگاه مقدار ظرفیت باربری محاسبه شده توسط معادلات کلاسیک ظرفیت باربری برای پی واقع بر خاک دولایه نسبت به نتایج این تحقیق، محافظه‌کارانه‌تر است؛ این روند در نسبت‌های ارتفاع لایه اول به عرض پی بزرگ‌تر از واحد معکوس می‌شود. در انتهای این مقاله نتایج این تحقیق به شکل نمودارهای کاربردی جهت بهره‌داری مهندسی ارائه شده است که می‌توان از آن جهت تعیین ظرفیت باربری پی‌ها واقع بر خاک دو لایه، حالت خاک رسی سخت بر روی خاک ضعیف‌تر استفاده کرد.

**کلیدواژه‌ها:** منطق فازی، ظرفیت باربری، خاک رسی دولایه، تداخل مرزها.

### ۱- مقدمه

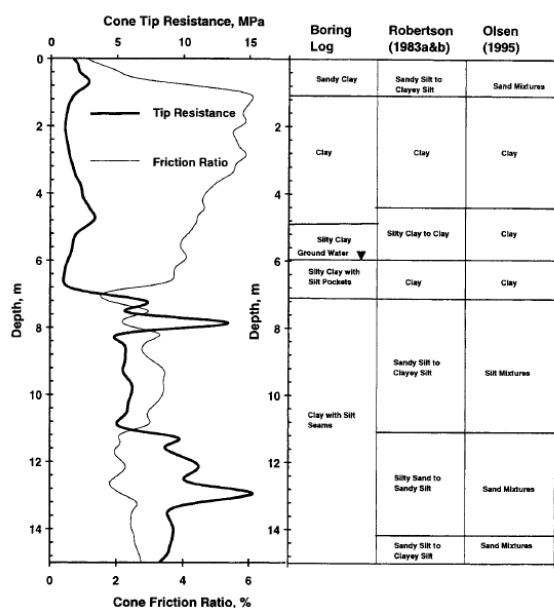
پی‌ها می‌باشد. در این تحقیق مسئله تعیین ظرفیت باربری پی‌های واقع بر خاک دولایه رسی با لحاظ عدم قطعیت در مرز لایه‌بندی مورد بررسی قرار گرفته است.

تعیین ظرفیت باربری پی‌ها واقع بر خاک‌های دو لایه رسی در مطالعات گذشته با فرض مرز قطعی میان لایه‌های خاکی و با لحاظ قطعیت در خواص ژئوتکنیکی لایه‌ها انجام می‌گرفته است.

در واقعیت میان لایه‌های ژئوتکنیکی مرزی قطعی و مشخص وجود ندارد و به دلیل فرآیند تدریجی پیدایش و رسوب‌گذاری در نهشته‌های ژئوتکنیکی مرز این لایه‌ها معمولاً به صورت مرزی غیر مشخص و تدریجی می‌باشد. موضوع غیر مشخص بودن مرز میان لایه‌های ژئوتکنیکی در مطالعات انجام گرفته جهت شناسایی و طبقه‌بندی آن‌ها توسط انواع آزمایش‌های برجا اعم از آزمایش نفوذ

خاک‌های هر منطقه جزء خصوصیات زمین‌شناسی آن منطقه می‌باشند که به علت فرآیندهای هوازگی<sup>۱</sup> و تخریب<sup>۲</sup> تدریجی سنگ‌ها و رسوب‌گذاری<sup>۳</sup> به وجود آمده‌اند. خاک‌ها به جز نوع خاک برجا<sup>۴</sup> به علت عوامل فیزیکی به مکان کنونی خود انتقال داده شده است و معمولاً تحت شرایط گوناگون فشار آب حفره‌ای و تحت اثر تغییرات فیزیکی و واکنش‌های شیمیایی قرار گرفته‌اند؛ بنابراین این تغییر خصوصیات فیزیکی خاک‌ها در یک مکان نسبت به سایر مکان‌ها و عدم قطعیت در خواص در نهشته‌های ژئوتکنیکی پدیده-ای قابل انتظار می‌باشد (Huber, ۲۰۱۳)؛ عدم قطعیت در خواص مکانیکی نهشته‌های ژئوتکنیکی مشکلات زیادی را در طراحی سازه‌های ژئوتکنیکی و یا سازه‌های واقع بر این نهشته‌ها ایجاد کرده است؛ از جمله مسائلی که پدیده عدم قطعیت در خواص ژئوتکنیکی تأثیر زیادی بر آن داشته است، مسئله تعیین ظرفیت

در عمق خاک می‌باشد. مشاهده می‌شود که برای نتایج آزمایش نفوذ مخروط در عمق برای یک پروفیل خاک چند گونه طبقه‌بندی مختلف ارائه شده است. به صورتی که در مرز لایه‌ها این طبقه‌بندی‌ها نتایج مختلفی را نشان می‌دهند. این مسئله نمایانگر ضعف طبقه‌بندی‌های مرسوم در تعیین مرز قطعی لایه‌بندی می‌باشد. علاوه بر تحقیقات انجام گرفته جهت در نظر گرفتن ابهام در مرز طبقه‌بندی لایه‌های ژئوتکنیکی، در مطالعه انجام گرفته توسط Meidani و همکاران (۲۰۰۴)، ابهام در پارامترهای خاکی با منطق فازی بررسی گردید. در مطالعه ایشان پارامترهای خاک به صورت مجموعه‌های فازی لحاظ گردیده است و جهت در نظر گرفتن عدم قطعیت مرز لایه‌های خاکی در بررسی پایداری شیروانی‌های خاکی چندین حالت مختلف از مرزهای مختلف جهت تحلیل لحاظ شده است. نمونه‌ای از حالت‌های لحاظ شده برای موقعیت مرزهای لایه‌بندی برای یک قطعه شامل سه لایه مستقل در شکل (۲) نمایش داده شده است. ایشان یک شاخص به نام شاخص اعتمادپذیری فازی تجمیع شده<sup>۱۳</sup> را با بهره‌گیری از مفاهیم اعتمادپذیری و منطق فازی برای بیان احتمال گسیختگی شیب‌های خاکی ناهمگن ارائه کردند ایشان نتایج تحقیق خود را به صورت توزیع‌هایی از ضریب اطمینان با درجه تعلق مربوط ارائه کردند.



شکل ۱- نتایج آزمایش نفوذ مخروط با گمانه حفر شده و گروه-بندی خاک توسط آزمایش نفوذ مخروط در منطقه‌ای از تگزاس Zhang و Tumay (۱۹۹۹)

مخروط<sup>۵</sup>، آزمایش نفوذ استاندارد<sup>۶</sup> و آزمایش‌های ژئوفیزیکی به صورت واضح قابل مشاهده و بررسی می‌باشد.

جهت مواجهه با طبیعت نامشخص و مبهم در مرزها از تئوری فازی<sup>۷</sup> استفاده می‌شود. در سالیان گذشته منطق فازی کاربرد زیادی در مهندسی داشته است و به علت موفقیت این تئوری در فرمول‌بندی کردن و تحلیل مسائل مهندسی مبتنی بر عدم قطعیت و ابهام این روش کاربرد روز افزونی را داشته است و تاکنون هیچ روش جایگزینی این چنین موفقیتی در تحلیل این گونه مسائل نداشته است.

از جمله مهم‌ترین کاربرد منطق فازی در مهندسی ژئوتکنیک استفاده آن در تشخیص ابهام مرز میان طبقه‌بندی‌های سنگ و خاک می‌باشد. از جمله مطالعات انجام گرفته با بهره‌گیری از منطق فازی در طبقه‌بندی سنگ و خاک می‌توان به پژوهش Khademi Hamidi و همکاران (۲۰۱۰)، و پژوهش Zhang و Tumay (۱۹۹۹)، اشاره کرد.

در پژوهش Khademi Hamidi و همکاران (۲۰۱۰)، یک روش طبقه‌بندی فازی جهت طبقه‌بندی شاخص قابلیت حفاری در توده سنگ<sup>۸</sup> ارائه گردید. ایشان نقص سایر طبقه‌بندی‌ها را وجود عدم قطعیت‌های موجود به علت مرزهای تند<sup>۹</sup> در گروه‌بندی‌ها، استفاده از متغیرهای زبانی<sup>۱۰</sup> ورودی در بعضی از پارامترها، وزن-گذاری ثابت و قابلیت تفکیک پذیری<sup>۱۱</sup> پایین دانستند. ایشان جهت مواجهه با این کاستی‌ها، یک طبقه‌بندی فازی با استفاده از زیر مجموعه‌های فازی برای پارامترهای ورودی و خروجی و قوانین فازی مناسب ارائه نمودند. ایشان نتایج مطالعه خود را با نتایج طبقه‌بندی کلاسیک برای یک مطالعه میدانی واقعی مقایسه کردند و شاهد خطای کمتر در نتایج تحقیق خود نسبت به نتایج گروه-بندی کلاسیک بودند. Zhang و Tumay (۱۹۹۹)، در مطالعه خود یک روش با بهره‌گیری منطق فازی را برای طبقه‌بندی خاک بر مبنای نتایج آزمایش نفوذ مخروط ارائه نمودند. ایشان نتایج حاصل از تحقیق خود را با طبقه‌بندی خاک مربوط به تحقیق Robertson و Campanella (۱۹۸۳)؛ Olsen و Mitchell (۱۹۹۵)، مقایسه کردند. ایشان عنوان کردند که طبقه‌بندی خاک با روش‌های مرسوم قادر نیستند رسوبات را به خصوص در مناطق گذار<sup>۱۲</sup> به خوبی از سایر مناطق تمایز بدهند. مثالی از پروفیل خاک که توسط ایشان ذکر گردید در شکل (۱) نمایش داده شده است. این شکل نشان‌دهنده نتایج آزمایش نفوذ مخروط و طبقه‌بندی‌های کلاسیک Robertson (۱۹۸۳)؛ Olsen (۱۹۹۵)، برای طبقه‌بندی خاک با توجه به نتایج آزمایش نفوذ مخروط و همچنین گمانه حفر شده

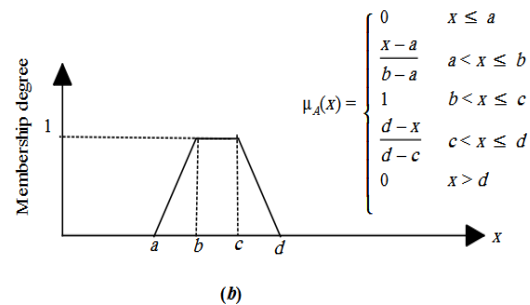
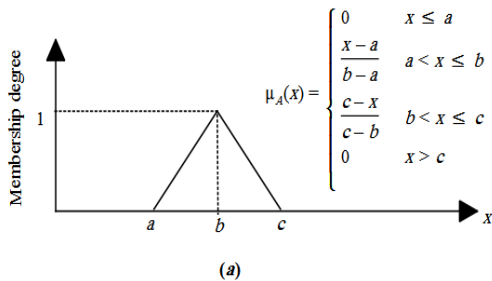
10. Linguistic variables  
11. Resolution  
12. Transition zones  
13. Aggregated fuzzy reliability index

5. Cone penetration test  
6. Standard penetration test  
7. Fuzzy theory  
8. Rock mass excavability  
9. Sharp boundaries

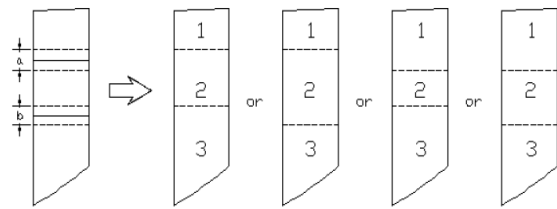
x را در مجموعه A عنوان می‌کند. در مبحث فازی تابع تعلق که شرایط نرمال بودن<sup>۱۵</sup> و تحدب کامل<sup>۱۶</sup> را ارضاء کند عدد فازی<sup>۱۷</sup> نامیده می‌شود. اعداد فازی اشکال گوناگونی دارند در این تحقیق از اعداد فازی مثلثی و دوزنقه‌ای استفاده می‌شود. شکل (۳) نمایانگر اعداد فازی مثلثی و دوزنقه‌ای است. این نوع اعداد از ساده‌ترین انواع اعداد فازی می‌باشند (Ross, ۲۰۰۹).

۲-۲- سیستم قاعده‌مند فازی

سیستم قاعده‌مند فازی سیستمی است که با بهره‌گیری از منطق فازی قادر به فرموله کردن ابهام در مسائل مهندسی می‌باشد. این سیستم کاربرد زیادی در مسائل مهندسی داشته است. اجزای اصلی یک سیستم قاعده‌مند فازی<sup>۱۸</sup> شامل ورودی، خروجی، موتور استنتاج فازی<sup>۱۹</sup> و پایگاه قواعد<sup>۲۰</sup> می‌باشد. شماتیک کلی اجزاء و الگوریتم سیستم قاعده‌مند فازی در شکل (۴) نمایش داده شده است. ورودی این سیستم عدد ترد<sup>۲۱</sup> (عدد غیر فازی) می‌باشد. سپس این عدد با فازی‌سازی<sup>۲۲</sup> به اعداد فازی تبدیل می‌شود و در موتور استنتاج فازی و با قوانین اگر-آنگاه فازی به خروجی فازی نگاشت می‌شود. خروجی فازی می‌تواند به طور مستقیم مورد استفاده قرار گیرد و یا توسط یک عملگر غیر فازی‌ساز<sup>۲۳</sup> به عدد ترد تبدیل شود (Mendel, ۲۰۰۱).



شکل ۳- نمایش گرافیکی اعداد فازی مثلثی و دوزنقه‌ای



شکل ۲- چهار حالت ممکن برای موقعیت مرزی یک قطعه شامل سه لایه مجزا Meidani (۲۰۰۴)

۲- منطق فازی

تئوری فازی در چند دهه اخیر توسط Zadeh (۱۹۶۵)، معرفی شده است. در منطق کلاسیک یک شیء یا کاملاً متعلق به یک مجموعه می‌باشد و یا اصلاً تعلق به آن مجموعه ندارد. در صورتی- که در واقعیت می‌توان حالتی بینابینی را نیز میان تعلق کامل و عدم تعلق برای یک عضو یا شیء یافت. به عنوان مثال مجموعه‌ای از خاک‌ها را در نظر بگیرید که از دو زیرمجموعه رسی و ماسه‌ای تشکیل یافته است. در صورتی که یک خاک کاملاً رسی (و یا کاملاً ماسه‌ای) باشد، آنگاه می‌توان این خاک را جزء زیر مجموعه رسی (و یا ماسه‌ای) دانست. حال اگر خاکی وجود داشته باشد که ترکیبی از رس و ماسه باشد این سوال به وجود می‌آید "باید این خاک را متعلق به چه گروهی دانست؟" جهت مواجهه با این مسائل در مهندسی ژئوتکنیک به منطق فازی رجوع می‌شود. منطق فازی قادر به فرموله کردن ابهام در مرز گروه‌ها و طبقه‌بندی‌ها می‌باشد.

۲-۱- مجموعه فازی و توابع تعلق

در تعریف رسمی یک مجموعه فازی<sup>۱۴</sup> فرض می‌شود که مجموعه  $X = \{x\}$  یک مجموعه محدود (فضای محدود) از نقطه‌ها که می‌توانند المان‌ها، اشیاء یا خصوصیات در نظر گرفته شوند، می‌باشد. یک مجموعه فازی A که زیر مجموعه از X می‌باشد همراه با یک تابع تعلق  $\mu_A(x)$  تعریف می‌شود. این مجموعه فازی و توابع تعلق مربوط به آن، به صورت زوج مرتب به صورت زیر بیان می‌شود.

$$A = \{x, \mu_A(x)\} \text{ for each } x \in X \quad (1)$$

$\mu_A(x)$  درجه تعلق x را در مجموعه A و  $x \in X$  نشان می‌دهد. x متعلق به X یا شامل در X می‌باشد. برای همه اعضاء مجموعه A،  $\mu_A(x)$  مقادیری میان ۰ و ۱ و شامل این اعداد را در بر می‌گیرد.  $\mu_A(x) = 0$  عدم تعلق x را در مجموعه A و  $\mu_A(x) = 1$  تعلق کامل

19. Fuzzy Inference System  
20. Fuzzy Rule Base  
21. Crisp Number  
22. Fuzzification  
23. Defuzzification

14. Fuzzy set  
15. Normality  
16. Convexity  
17. Fuzzy number  
18. Fuzzy rule-based systems

### ۳- تعریف مسئله

#### ۳-۱- کاربرد منطق فازی در تحقیق

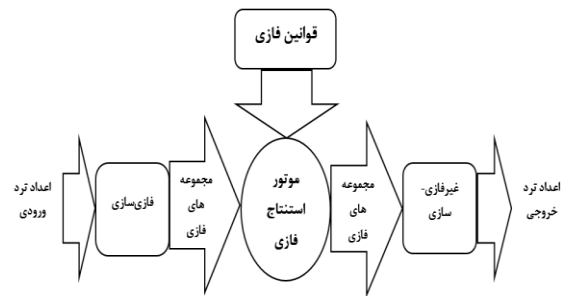
همان گونه که اشاره گردید در این تحقیق از منطق فازی جهت لحاظ اثر نامعینی در مرز لایه‌های خاکی استفاده شده است. با مشاهده شکل (۱) که نمایانگر نتایج آزمایش نفوذ مخروط بر روی یک پروفیل از خاک در عمق می‌باشد و دقت بر روی مناطق مرزی لایه‌ها، مشاهده می‌شود که تغییر خصوصیات در مرز لایه‌ها به صورت تند و ناگهانی نیست. خاک مرز لایه‌ها با توجه به طبقه‌بندی‌های مختلف ژئوتکنیکی به گروه‌های مختلف تقسیم‌بندی شده است. مشاهده می‌شود که گروه‌بندی‌های مختلف نتایج طبقه‌بندی مختلفی را با مرزهای متفاوت برای لایه‌های خاکی ارائه داده‌اند. حال این سوال پیش می‌آید: "آیا در حقیقت مرزی بین لایه‌های خاکی وجود دارد؟" در این مطالعه مرز لایه‌ها به صورت مبهم و مختلط لحاظ شده است و خاک در منطقه مرزی به صورت گذار در نظر گرفته شده است. جهت این امر از سیستم قاعده‌مند فازی از نوع Sugeno استفاده شده است. در این نوع از سیستم فازی شکل قوانین برای یک خاک دو لایه که شامل دو قانون می‌باشد:

قانون (۱) اگر  $L_1$  باشد، آنگاه چسبندگی خاک  $C_1$  است.

قانون (۲) اگر  $L_2$  باشد، آنگاه چسبندگی خاک  $C_2$  است.

در این قانون‌ها  $Z$  عمق از سطح زمین،  $L_1$  و  $L_2$  به ترتیب اعداد فازی مربوط به عمق لایه‌های اول و دوم،  $C_1$  و  $C_2$  به ترتیب اعداد ترد مربوط به چسبندگی لایه اول و دوم می‌باشند.

شکل (۶-الف) یک خاک دو لایه با محور مختصات فرضی ( $Z$ ) و شکل (۶-ب) اعداد فازی  $L_1$  و  $L_2$  در نظر گرفته شده برای لایه‌بندی را نمایش می‌دهد؛ محور افقی نمودار شکل (۶-ب) عمق (در جهت محور مختصات  $Z$ ) و محور عمودی درجه تعلق عدد فازی مربوط به لایه‌ها را نمایش می‌دهد. در شکل (۶-ب) سطح مشترک فرضی دو لایه توسط خط‌چین نمایش داده شده است، همان گونه که اشاره شد در مطالعات ژئوتکنیک جهت ساده‌سازی این سطح مشترک به صورت قطعی لحاظ می‌گردد و تحلیل مورد نظر با فرض قطعی بودن این سطح مشترک انجام می‌شود. دو عدد فازی  $L_1$  و  $L_2$  در سطح مشترک فرضی دارای تداخلی به عمق  $h_{12}$  می‌باشند که در محل عمق تداخلی دو لایه با افزایش عمق ( $Z$ ) می‌یابد. در شکل (۶-ب)،  $H_1$  و  $H_2$  عمق فرضی برای لایه اول و دوم می‌باشند؛ همچنین  $h_1$  و  $h_2$  به ترتیب اعماقی از لایه اول و دوم می‌باشند که خصوصیات در آنها به صورت قطعی مشخص و مورد اطمینان است و بنابر این تداخل و ابهام در لایه‌بندی در این قسمت از عمق لایه‌بندی لحاظ نمی‌گردد.  $h_1$  و  $h_2$  به ترتیب عمق



شکل ۴- اجزاء و فرآیندهای یک سیستم قاعده‌مند فازی

چندین سیستم قاعده‌مند فازی برای کاربردهای مختلف وجود دارند. مهم‌ترین و پرکاربردترین این سیستم‌ها، سیستم فازی مددانی<sup>۲۴</sup> و سیستم فازی تاکاگی- سوگنو- کانگ<sup>۲۵</sup> (TSK) می‌باشند. هر دو این سیستم‌ها دارای الگوریتم و اجزاء مشترکی مانند شکل (۴) می‌باشند. تفاوت اساسی این دو سیستم فازی در عبارت نتیجه در قانون فازی می‌باشد (Chen و Wang, ۲۰۱۴).

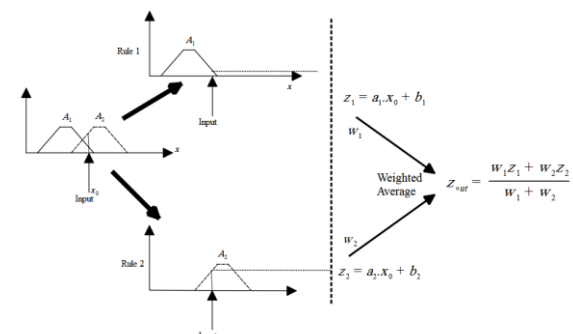
در این تحقیق از سیستم قاعده‌مند فازی سوگنو استفاده می‌شود. شکل کلی یک قانون در این سیستم به صورت قانون رابطه (۲) می‌باشد اگر:

$$x_1, A_1, x_2, A_2, \dots, x_n, A_n \quad (2)$$

باشد، آنگاه  $y = f(x_1, x_2, \dots, x_n)$  است.

در این قانون  $x_1, x_2, \dots, x_n$  ورودی‌های سیستم،  $A_1, A_2, \dots, A_n$  مجموعه‌های فازی و  $f(x_1, x_2, \dots, x_n)$  که عبارت نتیجه در قانون فازی است، تابعی از متغیرهای ورودی می‌باشد.

مثالی از کاربرد این نوع سیستم قاعده‌مند برای یک سیستم دارای دو قانون و یک ورودی در شکل (۵) نمایش داده شده است. این سیستم قاعده‌مند فازی با کاربردی مشابه در این تحقیق مورد استفاده قرار می‌گیرد.



شکل ۵- کاربرد سیستم قاعده‌مند فازی Sugeno (سیستم با دو قانون و یک ورودی)

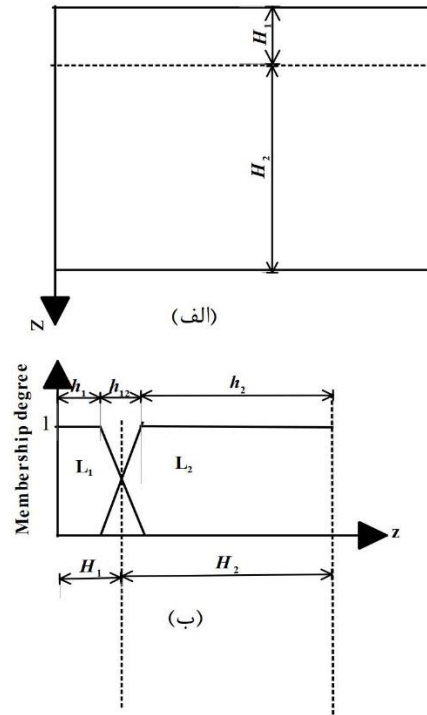
در این تحقیق نسبت بی بعد  $(R_{hf} = \frac{h_{12}}{2H_1})$  به عنوان نسبت عمق غیر قطعی<sup>۲۶</sup> یا نسبت عمق تداخلی لایه‌ها نام گذاری می‌شود. این نسبت شاخص میزان تداخل و ابهام لایه‌ها در مرز مشترک می‌باشد. این نسبت برای عدم تداخل لایه‌ها و قطعی بودن مرز لایه‌ها مقدار ۰ و برای تداخل کامل دو لایه به صورتی که عمق قطعی لایه اول صفر می‌شود ( $h_1=0$ )، به عدد ۱ میل می‌کند. در شکل (۷) تغییر نسبت عمق تداخلی و اعداد فازی مربوط به لایه‌های خاکی یک خاک دو لایه برای تغییر نسبت عمق غیر قطعی از مقدار ۰ تا ۱ نمایش داده شده است.

۳-۲- مدل سازی عددی

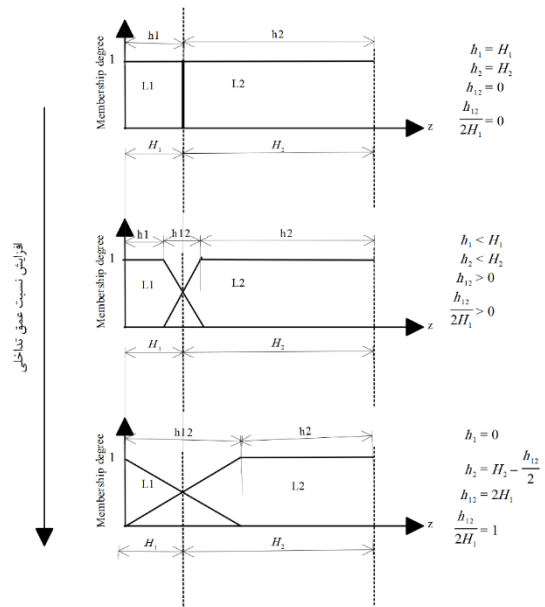
جهت محاسبه ظرفیت باربری پی از نرم افزار تفاضل محدود FLAC2D استفاده می‌شود (FLAC, ۲۰۰۷). این نرم افزار قابلیت کدنویسی با زبان برنامه نویسی FISH جهت در نظر گرفتن تغییرات فضایی پارامترهای خاکی را دارا می‌باشد. در تحقیق کنونی روند تغییرات پارامتر چسبندگی در عمق به کمک اعداد فازی و با کدنویسی FISH به شکل یک سابروتین تهیه شده و ظرفیت باربری پی‌های واقع بر خاک‌های دارای تغییرات فضایی با استفاده از کد در این نرم افزار تفاضل محدود محاسبه شده است.

در شکل (۸) فلوچارت مربوط به مدل سازی عددی در این تحقیق نمایش داده شده است. همان گونه که در این شکل نمایش داده شده پس از ورود مشخصات هندسی مدل و پارامترهای ژئوتکنیکی خاک و ایجاد شبکه<sup>۲۷</sup> جهت در نظر گرفتن عدم قطعیت در مرز لایه بندی خاک، نسبت عمق تداخلی به مدل اختصاص داده می‌شود. سپس باید ماتریس‌های مربوط به چسبندگی خاک تشکیل و این ماتریس‌ها به شبکه اختصاص داده شود. پس از این مرحله جابجایی در هر گام به گره‌های زیر پی اعمال می‌گردد تا هنگامی که گسیختگی در خاک رخ دهد. گسیختگی در خاک زیر پی از رسم نمودار جابجایی قائم زیر پی به تنش وارده تشخیص داده می‌شود. شکل (۹) یک نمونه شماتیک از یک نمودار فشار- جابجایی زیر پی را نمایش می‌دهد. با توجه به این مطلب که مدل در نظر گرفته شده جهت خاک مدل موهر- کلمب الاستوپلاستیک کامل است لذا این نمودار از دو قسمت تشکیل شده است که قسمت ابتدایی (قسمت مورب) این منحنی نشان دهنده رفتار الاستیک پی تحت بار قائم و بخش افقی این نمودار نشان دهنده رفتار پلاستیک کامل خاک و بنابر این گسیختگی خاک می‌باشد. ظرفیت باربری پی هنگامی ثبت می‌شود که منحنی تنش قائم متوسط به جابجایی قائم زیر پی مطابق شکل (۹) از حالت شیب دار به صورت افقی تغییر شکل دهد. تنش

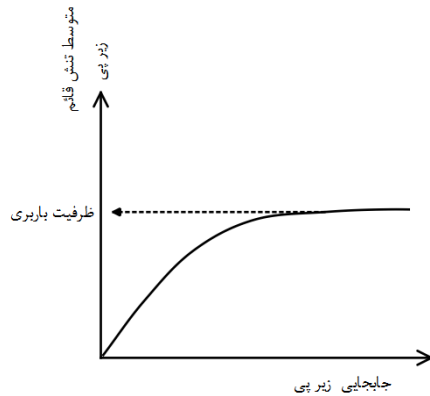
قطعی لایه اول و دوم نامیده می‌شوند. مقدار عددی مربوط به  $h_{12}$  را باید با توجه به نتایج حاصل از آزمایش‌های برجا مانند آزمایش نفوذ استاندارد، آزمایش نفوذ مخروط و یا آزمایش‌های ژئوفیزیکی تخمین زد.



شکل ۶- خاک دو لایه و اعداد فازی دوزنقه‌ای مرتبط به آن

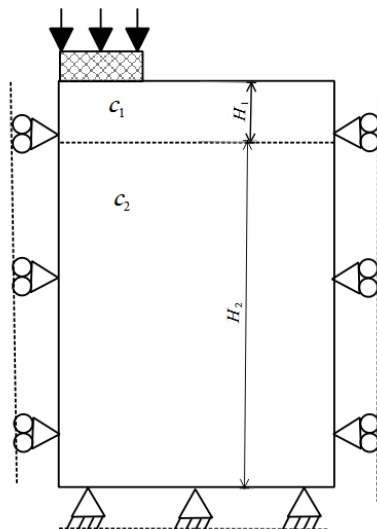


شکل ۷- اعداد فازی مربوط به لایه‌ها با افزایش در نسبت عمق تداخلی



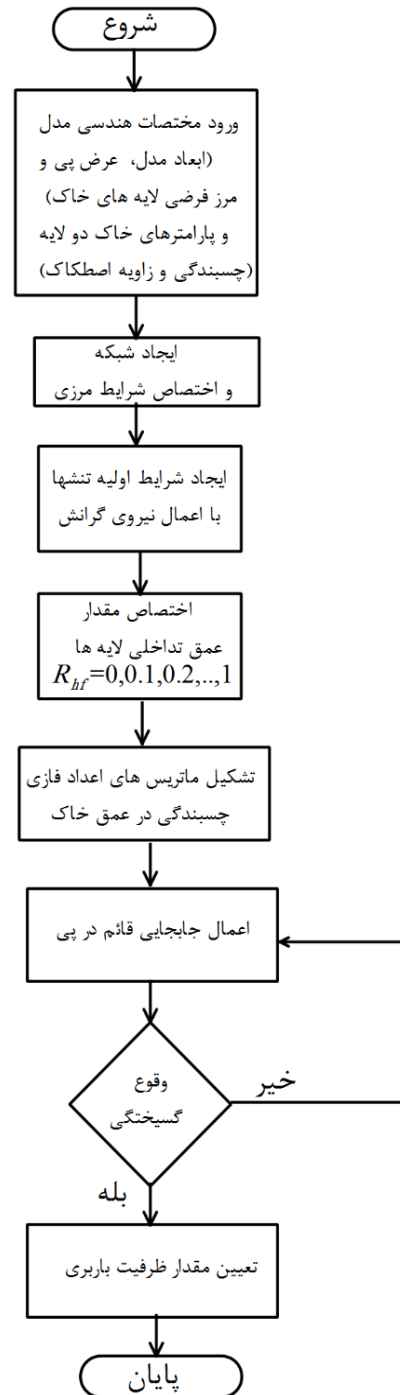
شکل ۹- نمودار متوسط تنش به جابجایی قائم زیر پی

شکل (۱۰) هندسه و شرایط مرزی مدل مورد نظر جهت محاسبه ظرفیت باربری را نمایش می‌دهد. به علت متقارن بودن مسئله مورد بررسی نیمی از پی و محیط خاکی در مسئله مدل-سازی گردیده است. بردار جابجایی به صورت بردار سرعت در گام-های متوالی به سطح پی اعمال شده است و با فرض صلب بودن پی، جابجایی نسبی گره‌های زیر پی در جهات مختصات  $x$  و  $y$  ثابت لحاظ شده است. مطابق شکل (۱۰) جابجایی در دو سطح قائم کناری و دور از پی در جهت محور  $x$  ثابت شده و شرایط مرزی در کف مدل کاملاً صلب (در دو جهت  $x$  و  $y$  ثابت) در نظر گرفته شده است. فاصله سطوح مرزی از لبه پی تا حد امکان زیاد (برابر ۱۰ برابر عرض پی) لحاظ شده است تا تأثیر شرایط مرزی در تعیین ظرفیت باربری به حداقل ممکن برسد. همچنین ارتفاع لایه دوم  $H_2$  نسبت به ارتفاع لایه اول  $H_1$  بسیار بزرگ‌تر در نظر گرفته شده است تا تأثیر عمق لایه دوم و شرایط مرزی کف مدل در مسئله تعیین ظرفیت باربری خاک دولایه ناچیز باشد.



شکل ۱۰- هندسه و شرایط مرزی مدل مورد مطالعه جهت محاسبه ظرفیت باربری پی

مربوط به این حالت ظرفیت باربری نهایی خاک زیر پی لحاظ می‌شود. جهت تشخیص ظرفیت باربری نهایی در نرم‌افزار از یک کد FISH استفاده شده است تا با رسیدن به نقطه مورد نظر بار، ظرفیت باربری نهایی ثبت گردد.



شکل ۸- فلوچارت تعیین ظرفیت باربری پی واقع بر خاک دو لایه با لحاظ عمق تداخلی لایه‌ها

در جدول (۳) نتایج این تحقیق برای دو نسبت ارتفاع لایه اول به عرض پی ( $\frac{H_1}{B}$ ) مورد بررسی قرار گرفته است. نسبت چسبندگی زهکشی نشده لایه اول به دوم (لایه بالا به لایه پایین) در این تحقیق با  $R_c = \frac{c_{u1}}{c_{u2}}$  نشان داده می‌شود. به علت این که در این تحقیق حالت خاک دو لایه حالت لایه سخت بر لایه ضعیف‌تر مورد بررسی قرار گرفته است لذا در این تحقیق این نسبت همواره عددی بزرگ‌تر از عدد ۱ است.

#### جدول ۲- مقادیر Nc برای صحت‌سنجی پی واقع بر خاک همگن

Nc	
۵/۷	معادله Terzaghi
۵/۱	معادله Hansen
۵/۱	معادله Meyerhof
۵/۱	تحقیق کنونی

#### جدول ۳- مقادیر Nc جهت صحت‌سنجی نتایج حاصل از تحقیق

##### کنونی با سایر مطالعات برای پی واقع بر خاک دو لایه

H1/B=0.5		H1/B=0.25		Nc	
۳	۲	۳	۲		نسبت چسبندگی لایه بالا به لایه پایین ( $R_c = \frac{c_u}{c_{u2}}$ )
۳/۲۵	۴/۰۱	۳/۱۱	۳/۴۶	(۲۰۱۳) Chen	روش حد بالای
۲/۶۰	۳/۵۰	۲/۲۷	۳/۰۲	Hanna و Merifield (۱۹۷۸)	حد پایین Merifield و همکاران (۱۹۹۹)
۲/۸۱	۳/۵۱	۲/۵۲	۳/۲۲	Merifield و همکاران (۱۹۹۹)	حد بالای Merifield و همکاران (۱۹۹۹)
۳/۲۰	۳/۸۵	۳/۰۶	۳/۴۱	Michalowski (۲۰۰۲)	
۲/۹۲	۳/۵۵	۲/۷۰	۳/۰۶	Zhu (۲۰۰۴)	
۳/۰۳	۳/۶	۲/۷۵	۳/۱۰	Pham و Bandini (۲۰۱۱)	
۲/۸۱	۳/۵	۲/۲۲	۲/۹۷		مطالعه کنونی

نتایج حاصل از صحت‌سنجی نشان‌دهنده تطابق خوبی میان نتایج عددی حاصل و نتایج تحلیلی در هر دو حالت پی واقع بر خاک همگن و همچنین پی واقع بر خاک دو لایه می‌باشد.

#### ۳-۴- نتایج با لحاظ عدم قطعیت در مرز لایه‌ها

در این بخش مطالعه پارامتری با لحاظ عدم قطعیت و ابهام در مرز لایه‌ها صورت می‌گیرد. مطالعه پارامتری با در نظر گرفتن بازه ممکن برای پارامتر نسبت چسبندگی لایه اول به لایه دوم ( $R_c = \frac{c_{u1}}{c_{u2}}$ )، پارامتر نسبت ارتفاع لایه اول به عرض پی ( $\frac{H_1}{B}$ ) و پارامتر نسبت عمق غیر قطعی ( $R_{hf} = \frac{h_{12}}{2H_1}$ ) انجام گرفته است. در جدول (۴) پارامترهای مورد بررسی و مقادیر عددی مورد استفاده در مطالعه پارامتری این تحقیق نمایش داده شده است. جهت لحاظ تمامی حالت‌های ممکن برای خاک دو لایه حداکثر بازه ممکن جهت پارامترهای مورد بررسی در مطالعه عددی لحاظ شده است.

در این تحقیق وزن مخصوص خاک رسی ثابت و برابر ۱۷ کیلو نیوتن بر متر مکعب لحاظ شده است. تأثیر این پارامتر در تعیین ظرفیت باربری در خاک‌های کاملاً چسبنده ناچیز است. همانند پارامتر وزن مخصوص خاک، پارامترهای الاستیک نیز تأثیری بر روی مقدار ظرفیت باربری نهایی ندارند ولی به دلیل این که مقدار پارامترهای الاستیک خاک در شکل منحنی تنش-جابجایی زیر پی اثرگذار است لذا جهت نزدیک شدن شکل این نمودار با شکل واقعی آن در طبیعت، مقدار مدول الاستیک خاک برابر مقدار چسبندگی و مقدار نسبت پواسون خاک برابر ۰/۴۹ که تقریباً برابر نسبت پواسون خاک رسی در حالت زهکشی نشده می‌باشد، لحاظ گردیده است (Ahmadi و Kouchaki، ۲۰۱۶). عرض پی نیز که تأثیری بر مقدار ظرفیت باربری خاک رسی ندارد برابر مقدار ثابت ۲ متر لحاظ گردیده است. در جدول (۱) خلاصه‌ای از پارامترهای مکانیکی خاک به کار رفته در این تحقیق ذکر شده است. لازم به ذکر است که در این تحقیق پارامتر چسبندگی خاک با استفاده از سیستم قاعده‌مند فازی و لحاظ عدم قطعیت در مرز لایه‌بندی در عمق توزیع شده است.

#### جدول ۱- پارامترهای ثابت مربوط به مدل

پارامتر	مقدار
وزن مخصوص خاک ( $\text{KN/m}^3$ )	۱۷
مدول الاستیسیته	$E=300.c_u$
نسبت پواسون	۰/۴۹
زاویه اصطکاک	۰

#### ۳-۳- راستی‌آزمایی نتایج

جهت صحت‌سنجی نتایج حاصل از نرم‌افزار تفاضل محدود FLAC2D با سایر نتایج چندین تحلیل برای پی واقع بر خاک همگن و دو لایه انجام شده است و نتایج حاصل از این تحلیل‌ها با نتایج مطالعات پیشین مقایسه می‌شود. خصوصیات ثابت مربوط به لایه‌های خاکی برای مدل‌سازی در جدول (۱) به صورت خلاصه ارائه گردیده است. عرض پی در مدل‌سازی عددی جهت صحت-سنجی برابر ۲ متر لحاظ شده است.

جدول (۲) مقایسه نتایج حاصل برای ضریب چسبندگی در معادله ظرفیت باربری پی ( $N_c = \frac{q_u}{c_{u1}}$ ) واقع بر خاک همگن با فرمول‌های کلاسیک Terzaghi، Meyerhof و Hansen (Bowles، ۱۹۸۸) را برای خاک کاملاً چسبنده نمایش داده و در جدول (۳) نتایج حاصل از این تحقیق برای پی واقع بر خاک دو لایه حالت خاک رسی سخت بر خاک رسی ضعیف‌تر با سایر مطالعات تحلیلی در این زمینه مقایسه شده است (Meyerhof و Hanna، ۱۹۷۸؛ Merifield و همکاران ۱۹۹۹؛ Zhu، ۲۰۰۴؛ Pham و Bandini، ۲۰۱۱).

#### جدول ۴- پارامترهای مورد بررسی در محاسبه ظرفیت باربری پی واقع بر خاک دو لایه حالت خاک رسی

پارامتر مورد بررسی	مقادیر
نسبت چسبندگی ( $R_c$ )	۰.۲، ۰.۳، ۰.۴، ۰.۵، ۰.۶، ۰.۷، ۰.۸، ۱.۰
نسبت ارتفاع لایه اول به عرض پی ( $\frac{H_1}{B}$ )	۰.۲، ۰.۳، ۰.۴، ۰.۵، ۰.۷۵، ۱.۰، ۱.۱۵، ۲.۰
نسبت عمق غیر قطعی ( $R_{hf}$ )	۰.۱، ۰.۲، ۰.۳، ۰.۴، ۰.۵، ۰.۶، ۰.۷، ۱.۰، ۰.۸، ۰.۹

نتایج حاصل از این تحقیق به صورت نمودارهایی با یک نسبت مشخص ارتفاع لایه اول به عرض پی ارائه شده است. هر نمودار شامل منحنی‌های با نسبت‌های مختلف  $R_c$  می‌باشد. محور افقی هر نمودار نسبت عمق تداخلی  $R_{hf}$  و محور قائم آن نسبت ظرفیت باربری فازی  $R_{qf}$  می‌باشد. این نسبت توسط رابطه (۳) معرفی می‌گردد.

$$R_{qf} = 100 \times \frac{N_c(R_{hf}) - N_c(R_{hf} = 0)}{N_c(R_{hf} = 0)} \quad (۳)$$

در این نسبت  $N_c(R_{hf})$  مقدار ضریب چسبندگی در نسبت عمق غیر قطعی  $R_{hf}$ ،  $N_c(R_{hf} = 0)$  مقدار ضریب چسبندگی برای عمق غیر قطعی صفر می‌باشد. نسبت  $R_{qf}$  نشان‌دهنده درصد افزایش و یا کاهش میزان ضریب ظرفیت باربری نسبت به حالت عمق غیر قطعی صفر است. در واقع این ضریب نشان‌دهنده اثر عمق تداخلی بر روی ظرفیت باربری پی واقع بر خاک دو لایه کاملاً رسی با لحاظ عمق تداخلی نسبت به تحلیل حالت مرسوم خاک دو لایه رسی با لحاظ مرز فرضی میان لایه‌ها است. با لحاظ عمق تداخلی میان لایه‌ها و تعیین نسبت  $R_{qf}$  از نمودارهای حاصل از این تحقیق می‌توان مقدار ضریب چسبندگی ظرفیت باربری حاصل از مطالعات مرسوم پی واقع بر خاک دو لایه با فرض مرز قطعی را با استفاده از رابطه (۴) اصلاح نمود:

$$N_{cf} = (1 + \frac{R_{qf}}{100}) \times N_c \quad (۴)$$

در این رابطه  $N_{cf}$  ضریب چسبندگی اصلاح شده با در نظر گرفتن عمق تداخلی میان لایه‌ها در خاک رسی دو لایه می‌باشد.  $N_c$  ضریب چسبندگی حاصل از مطالعات مرسوم پی واقع بر خاک دو لایه می‌باشد.

به عنوان مثال اگر نسبت  $R_{qf}$  برابر مثبت ۱۰ درصد از روی نمودارهای حاصل از این تحقیق به دست آید آن‌گاه مقدار ظرفیت باربری برای حالت تحلیل مرسوم ۱۰ درصد کمتر از حالت تحلیل با لحاظ تداخل لایه‌ها می‌باشد و نتیجه می‌شود که حالت تحلیل مرسوم به مقدار ۱۰ درصد محافظه‌کارانه می‌باشد. بنابر این با در

نظر گرفتن عمق تداخلی میان لایه‌های خاک و با لحاظ نتایج تحقیق حاصل، می‌توان پی را به صورت اقتصادی‌تر و با لحاظ ۱۰ درصد افزایش ظرفیت باربری مجاز نسبت به حالت مرسوم طراحی نمود. همچنین در صورتی که مقدار این نسبت منفی ۱۰ درصد از نمودار به دست آید آن‌گاه نتایج حاصل از تحلیل مرسوم به مقدار ۱۰ درصد از نتایج با لحاظ عمق تداخلی میان لایه‌ها بیشتر است که این نشان‌دهنده غیر محافظه‌کارانه بودن نتایج تحلیل مرسوم می‌باشد. جهت مواجهه با این‌گونه مسائل با در نظر گرفتن عمق تداخلی میان لایه‌ها باید ضریب اطمینان بیشتری را در طراحی پی لحاظ نمود.

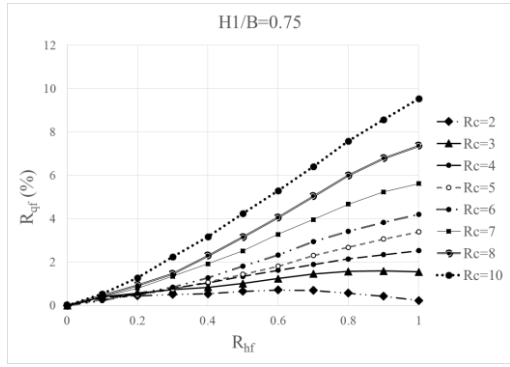
البته جهت به دست آوردن مقدار  $R_{hf}$  از نمودارها باید یک مقدار تقریبی از نسبت عمق غیر قطعی  $R_{hf}$  در نظر گرفته شود. همان‌گونه که اشاره گردید نسبت عمق تداخلی  $R_{hf}$  را می‌توان با قضاوت مهندسی و به صورت تخمینی از روی نمودارهای مربوط به آزمایش نفوذ مخروط (مانند شکل (۱))، آزمایش نفوذ استاندارد و یا روش‌های ژئوفیزیکی به دست آورد.

شکل (۱۱) نمودارهای مربوط به نتایج حاصل از این تحقیق را نمایش می‌دهد.

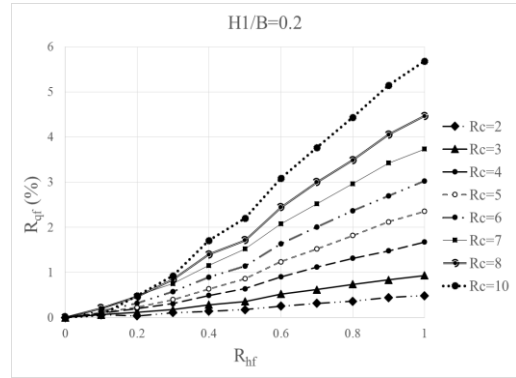
با توجه به نمودارهای شکل (۱۱) مشاهده می‌شود که در نسبت‌های  $\frac{H_1}{B} = 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.75$  نسبت  $R_{qf}$  در تمامی نسبت‌های  $R_c$  مثبت و روند کلی این نسبت با افزایش نسبت عمق فازی  $R_{hf}$  روندی افزایشی می‌باشد. علت مثبت بودن این نسبت همان‌گونه که در شکل (۱۲-الف) نیز نمایش داده شده است وقوع قسمت اعظم گوه گسیختگی در لایه دوم می‌باشد. زیرا مقاومت کلی لایه دوم به علت تداخل با لایه اول که مقاومت بالاتری دارد، افزایش می‌یابد.

بنابر این مقدار ظرفیت باربری در حالت لحاظ عمق تداخلی میان لایه‌ها بیشتر از حالت مرز قطعی میان لایه‌ها است ( $R_{qf}$  مقداری مثبت دارد). مقدار افزایش ظرفیت باربری در حالت لحاظ عمق تداخلی میان لایه‌ها با افزایش نسبت عمق تداخلی  $R_{hf}$  افزایش می‌یابد. علت این موضوع افزایش تداخل لایه اول سخت‌تر در لایه دوم و افزایش مقاومت کلی لایه دوم است. بنابراین ظرفیت باربری پی نیز در حالت در نظر گرفتن عمق تداخلی میان لایه‌ها بیشتر افزایش می‌یابد. با افزایش نسبت  $R_c$  مقاومت لایه اول نسبت به لایه دوم افزایش می‌یابد؛ بنابر این قسمت بیشتری از گوه گسیختگی در لایه دوم قرار می‌گیرد و تأثیر مقاومت لایه اول بر مقاومت کلی لایه دوم در حالت لحاظ عمق تداخلی نمود بیشتری پیدا می‌کند.

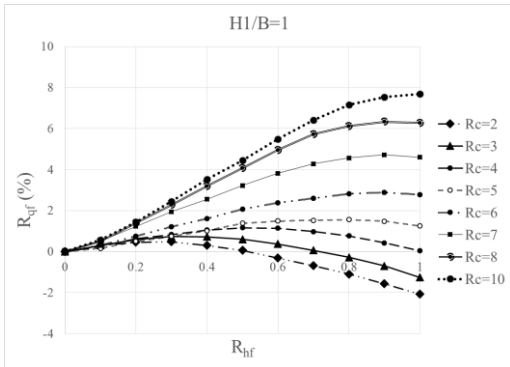




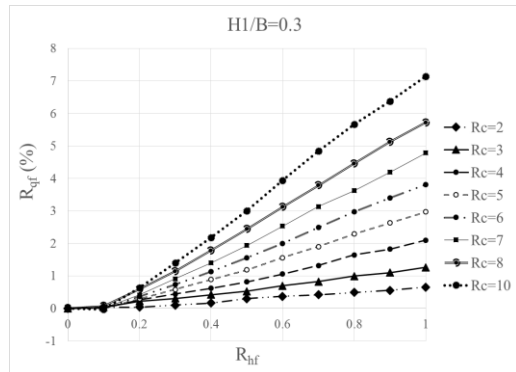
(ه)



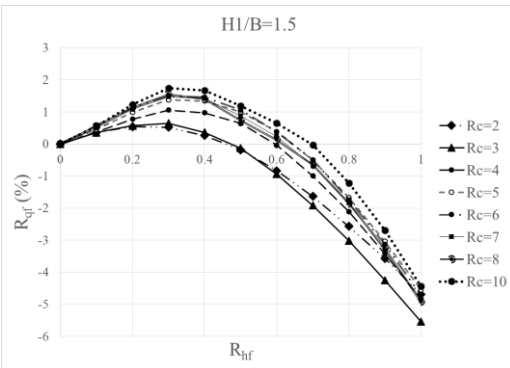
(ف)



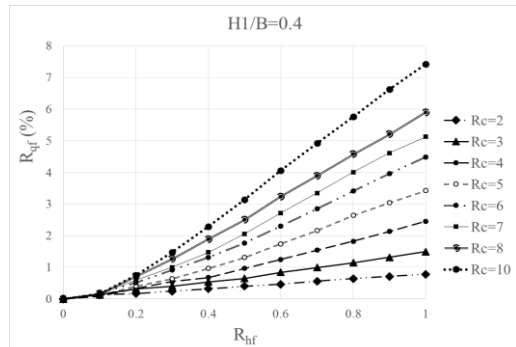
(گ)



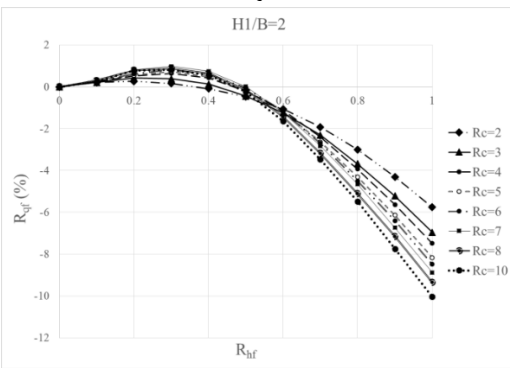
(ب)



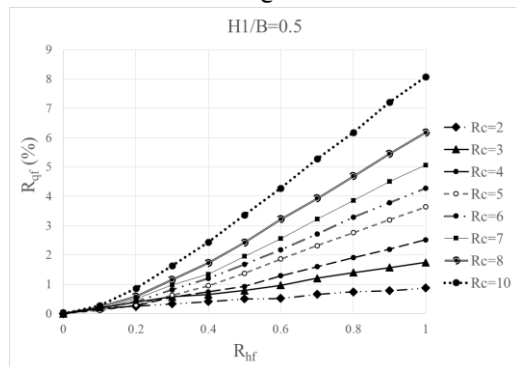
(د)



(ج)



(ز)

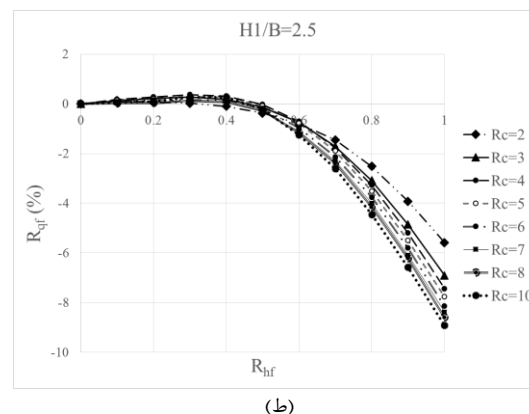


(ا)

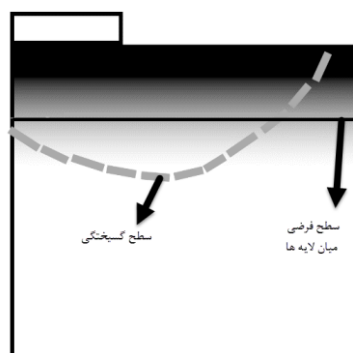
شکل ۱۱- تغییرات نسبت  $R_{qf}$  بر حسب مقدار  $R_{hf}$  با نسبت های  $R_c$  مختلف و نسبت عمق لایه اول به عرض پی: الف) ۰/۲، ب) ۰/۳، ج) ۰/۴، د) ۰/۵، ه) ۰/۷۵، و) ۱، ز) ۱/۵، ح) ۲، ط) ۲/۵

حالت مرسوم می‌باشد. در این حالت‌ها مقدار ظرفیت باربری محاسبه شده توسط روش‌های مرسوم برای پی واقع بر خاک دو لایه رسی حالت خاک سخت بر خاک ضعیف‌تر غیر محافظه‌کارانه می‌باشد.

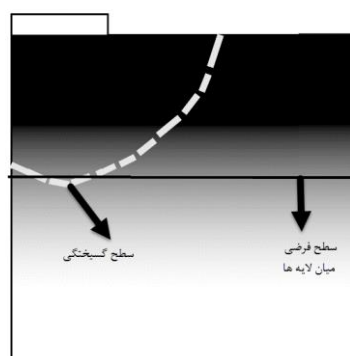
حداقل مقدار  $R_{qf}$  در نسبت‌های  $\frac{H_1}{B}$  بزرگ‌تر از ۱ مربوط به نسبت  $\frac{H_1}{B}$  و نسبت  $R_c$  به ترتیب ۲ و ۱۰ می‌باشد و مقدار آن برابر منفی ۱۰ درصد می‌باشد. یعنی نتایج حاصل از تحقیق‌های مرسوم با فرض مرز قطعی و فرضی میان لایه‌های خاک در این حالت تنها ۱۰ درصد نسبت به نتایج با عمق تداخلی محافظه‌کارانه‌تر هستند.



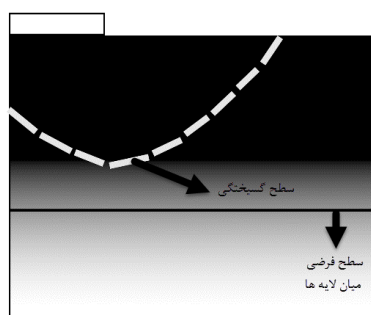
ادامه شکل ۱۱



(الف)



(ب)



(ج)

شکل ۱۲- گوه گسیختگی پی واقع بر خاک دو لایه با در نظر

گرفتن عمق تداخلی میان لایه‌های خاکی: الف)  $H_1/B < 1$

ب)  $1 < H_1/B < 2.5$  ج)  $2.5 < H_1/B$

نکته دیگری نیز که از نمودارهای مربوط به نسبت  $(\frac{H_1}{B})$  کم‌تر از ۱ استدلال می‌شود افزایش کلی نسبت  $R_{qf}$  با نسبت  $(\frac{H_1}{B})$  است. علت این مسئله افزایش بخشی از گوه گسیختگی زیر پی می‌باشد که با افزایش نسبت  $(\frac{H_1}{B})$  در عمق تداخلی قرار می‌گیرد. با توجه به نمودارهای دارای نسبت  $(\frac{H_1}{B})$  کم‌تر از ۱ به طور کلی نتیجه‌گیری می‌شود که هنگامی که نسبت عمق لایه اول به عرض پی کم‌تر از ۱ باشد، مقدار ظرفیت باربری در حالت لحاظ عمق تداخلی در مقایسه با حالت مرسوم با لحاظ کردن مرز فرضی و قطعی میان لایه‌ها بیشتر می‌باشد و افزایش نسبت چسبندگی  $R_c$  بر میزان افزایش ظرفیت باربری با لحاظ عمق تداخلی اثری افزایشی دارد. بنابر این در این حالت مقدار ظرفیت باربری محاسبه شده توسط مطالعات مرسوم با لحاظ عمق قطعی میان لایه‌ها محافظه‌کارانه می‌باشد. در این حالت‌ها با توجه به نمودارها حداکثر مقدار  $R_{qf}$  در نسبت  $\frac{H_1}{B}$  برابر ۰/۷۵ و نسبت  $R_c$  برابر ۱۰ رخ می‌دهد و مقدار تقریبی آن برابر مثبت ۱۰ درصد است.

با افزایش نسبت  $\frac{H_1}{B}$  با توجه به شکل (۱۲-ب) قسمت بیشتری از گوه گسیختگی در لایه اول واقع می‌شود. این موضوع موجب می‌شود که مقدار ظرفیت باربری در حالت لحاظ عمق تداخلی کاهش یابد. بنابر این نسبت  $R_{qf}$  در نسبت‌های  $\frac{H_1}{B}$  برابر و بزرگ‌تر از ۱ در نسبت‌های کمتر  $R_c$  تمایل به منفی شدن پیدا می‌کنند. به عنوان مثال در نسبت  $(\frac{H_1}{B})$  برابر ۱ منحنی‌های با نسبت  $R_c$  برابر ۲ و ۳ در محدوده عمق فازی بزرگ‌تر از ۰/۵ عددی منفی می‌شوند. تمایل منفی شدن در مقدار  $R_{qf}$  با افزایش نسبت  $\frac{H_1}{B}$  تا مقدار ۲/۵ افزایش می‌یابد و پس از آن در نسبت  $\frac{H_1}{B}$  برابر ۲/۵ به علت قرار گرفتن تمامی گوه گسیختگی در لایه اول مطابق شکل (۱۲-ج) از مقدار منفی  $R_{qf}$  کاسته می‌شود.

همچنین روند منفی شدن  $R_{qf}$  در نسبت‌های  $R_{hf}$  بیشتر و با افزایش نسبت  $R_c$  افزایش می‌یابد. علت این موضوع قرار گرفتن گوه گسیختگی در لایه اول و کاهش مقاومت لایه اول (به علت تداخل با لایه دوم ضعیف‌تر) با در نظر گرفتن عمق تداخلی نسبت به

- Khademi Hamidi J, Shahriar K, Rezai B, Bejari H, "Application of Fuzzy Set Theory to Rock Engineering Classification Systems: An Illustration of the Rock Mass Excavability Index", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2010, 43 (3), 335-350.
- McBratney AB, Odeh IO, "Application of fuzzy sets in soil science: fuzzy logic, fuzzy measurements and fuzzy decisions", *Geoderma*, 1997, 77 (2), 85-113.
- Meidani M, Habibagahi G, Katebi S, "An aggregated fuzzy reliability index for slope stability analysis", *Iranian Journal of Fuzzy Systems*, 2004, 1 (1), 17-31.
- Merifield RS, Sloan SW, Yu HS, "Rigorous plasticity solutions for the bearing capacity of two-layered clays", *Géotechnique*, 1999, 49 (4), 471-490.
- Meyerhof GG, Hanna AM, "Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load", *Canadian Geotechnical Journal/ Revue Canadienne de Géotechnique*, 1978.
- Michalowski RL, "collapse loads over two-layer clay foundation soils", *SOILS AND FOUNDATIONS*, 2002, 42 (1), 1-7.
- Olsen RS, Mitchell JK, "CPT stress normalization and Prediction of soil classification", *International Symposium on Cone Penetration Testing*, Linköping, Sweden, 1995.
- Robertson PK, Campanella RG, "Interpretation of cone penetration tests. Part I: Sand", *Canadian Geotechnical Journal*, 1983a, 20 (4), 718-733.
- Robertson PK, Campanella RG, "Interpretation of cone penetration tests. Part II: Clay", *Canadian Geotechnical Journal*, 1983b, 20 (4), 734-745.
- Sivanandam S, Sumathi S, Deepa S "Introduction to fuzzy logic using MATLAB", Springer, 2007.
- Wang LX, "A Course in Fuzzy Systems and Control", Prentice Hall PTR, 1997.
- Zadeh LA, "Fuzzy sets", *Information and Control*, 1965, 8 (3), 338-353.
- Zhang Z, Tumay MT, "Statistical to Fuzzy Approach Toward CPT Soil Classification", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1999, 125 (3), 179-186.
- Zhu M, "Bearing capacity of strip footings on two-layer clay soil by finite element method", *ABAQUS Users Conference*, Boston, 2004.

#### ۴- خلاصه و نتیجه‌گیری

در این تحقیق تأثیر عمق تداخلی میان لایه‌های خاک بر ظرفیت باربری پی‌های نواری واقع بر خاک دو لایه رسی مورد بررسی قرار گرفته است. روش به کار رفته در این تحقیق جهت نظر گرفتن اثر نامعینی مرز میان لایه‌ها بهره‌گیری از منطق فازی است. جهت تعیین ظرفیت باربری پی واقع بر خاک با لحاظ عدم قطعیت در مرز میان لایه‌ها در این تحقیق از روش تفاضل محدود استفاده شده است. با بررسی داده‌های عددی و نمودارهای حاصل از این تحقیق مهم‌ترین نتایج حاصل از این تحقیق عبارتند از:

- در نسبت‌های  $(\frac{H_1}{B})$  کمتر از ۱ نسبت  $R_{qf}$  در تمامی منحنی‌ها مثبت است و این نسبت با افزایش نسبت  $R_{hf}$  روندی افزایشی دارد.
- در نسبت‌های  $(\frac{H_1}{B})$  برابر و بزرگ‌تر از عدد ۱ نسبت  $R_{qf}$  در نسبت‌های کمتر  $R_c$  با افزایش نسبت  $R_{hf}$  مقادیری منفی به خود می‌گیرد. با افزایش بزرگ‌تر شدن نسبت  $(\frac{H_1}{B})$  در تمامی نسبت‌های  $R_c$  نسبت  $R_{qf}$  منفی می‌شود.
- با کاهش نسبت چسبندگی دو لایه  $(R_c)$  میزان تأثیر نسبت عمق تداخلی  $R_{hf}$  بر نسبت ظرفیت باربری فازی یعنی نسبت  $(R_{qf})$  افزایش می‌یابد.
- حداکثر مقدار  $R_{qf}$  در نسبت  $\frac{H_1}{B}$  برابر ۰/۷۵ و نسبت  $R_c$  برابر ۱۰ رخ می‌دهد و مقدار تقریبی آن برابر ۱۰ درصد است.
- حداقل مقدار  $R_{qf}$  مربوط به نسبت  $\frac{H_1}{B}$  و نسبت  $R_c$  به ترتیب ۲ و ۱۰ می‌باشد و مقدار آن برابر منفی ۱۰ درصد می‌باشد.
- با لحاظ عمق تداخلی میان لایه‌های خاکی در نسبت‌های  $\frac{H_1}{B}$  کوچک‌تر از ۱ در طراحی‌های مرسوم ظرفیت باربری طراحی پی اقتصادی‌تر می‌گردد. در نسبت‌های  $\frac{H_1}{B}$  برابر و بزرگ‌تر از ۱ با لحاظ مرز غیر قطعی برای لایه‌های خاک ایمنی طرح بیشتر می‌شود زیرا در این حالت می‌بایست ضریب اطمینان بیشتری در طراحی لحاظ شود.

#### ۵- مراجع

- Ahmadi MM, Kouchaki BM, "New and Simple Equations for Ultimate Bearing Capacity of Strip Footings on Two-Layered Clays: Numerical study", *International Journal of Geomechanics*, 2016, 16 (4).
- Bandini P, Kouchaki BM, "Bearing Capacity of Embedded Strip Footings in Two-Layered Clay Soils", *Geo-Frontiers 2011*, American Society of Civil Engineers.
- Bowles JE, "Foundation analysis and design", McGraw-Hill, 1988.
- Chen WF, "Limit analysis and soil plasticity", Elsevier, 2013.
- Huber M, "Soil Variability and Its Consequences in Geotechnical Engineering", University of Stuttgart, 2013.

## EXTENDED ABSTRACT

# Effect of Fuzziness in Layer Boundaries on the Bearing Capacity of Footing on Two-layered Clays

Abdolhosein Haddad \*, Davood Azan

Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan 02333383783, Iran

Received: 11 July 2017; Accepted: 18 February 2018

---

### Keywords:

Fuzzy logic, bearing capacity, two-layered clay, finite difference method

---

## 1. Introduction

The present paper utilizes Fuzzy Logic for generating a field of two-layered clay with considering fuzziness in the layer boundaries. The bearing capacity of footings on this field is then calculated by using numerical finite difference method. This will produce design guidelines for accounting fuzziness in the layer boundaries for footings resting on two-layered clay.

## 2. Methodology

### 2.1. FDM modeling

For calculation of bearing capacity of foundation, finite difference code is developed. This code has the advantage of considering spatial variation of soil properties. First the results of current study are verified by classical equation for the bearing capacity of footings on two-layered soils (Bowles, 1988; Meyerhof and Hanna, 1978; Merifield et al., 1999; Michalowski, 2002; Zhu, 2004; Bandini and Pham, 2011) then variation in cohesion parameter in depth is applied in the field and the bearing capacity of footing on this field is calculated using finite difference method. Fig. 1. shows the flowchart for numerical modelling in this study. As is shown in this figure, after grid generation and input of geotechnical soil properties for considering the fuzziness in layering boundaries, the FDI was assigned to the model. Then the cohesion matrices, relevant to the problem in hand, were constructed and assigned to the generated grid. After this stage, displacement vectors were applied to the nodes under the footing. Displacement was applied by steps until failure occurred in soil. Failure of the soil beneath the footing was recognized by plotting the graphs of average vertical stress versus vertical displacement for the nodes under the footing.

## 3. Results and discussion

The parametric study was carried out by considering the effect of fuzziness in layer boundaries. The parameters considered for the parametric study were: Cohesion ratio ( $R_c$ ), ratio of top-layer height to the footing width ( $H_1/B$ ), and Fuzzy Depth Index ( $R_{hf}$ ) which is the ratio of fuzzy depth to upper-layer width. The analyses were carried out only for the case of Strong-over-Weak clay ( $R_c > 1$ ). The values of parameters used in the analyses are summarized in Table 1. The range and numerical values of the parameters were chosen as to cover all possible cases which would be encountered in the real problems.

---

\* Corresponding Author

E-mail addresses: ahadad@semnan.ac.ir (Abdolhosein Haddad), azan\_davood@semnan.ac.ir (Davood Azan).

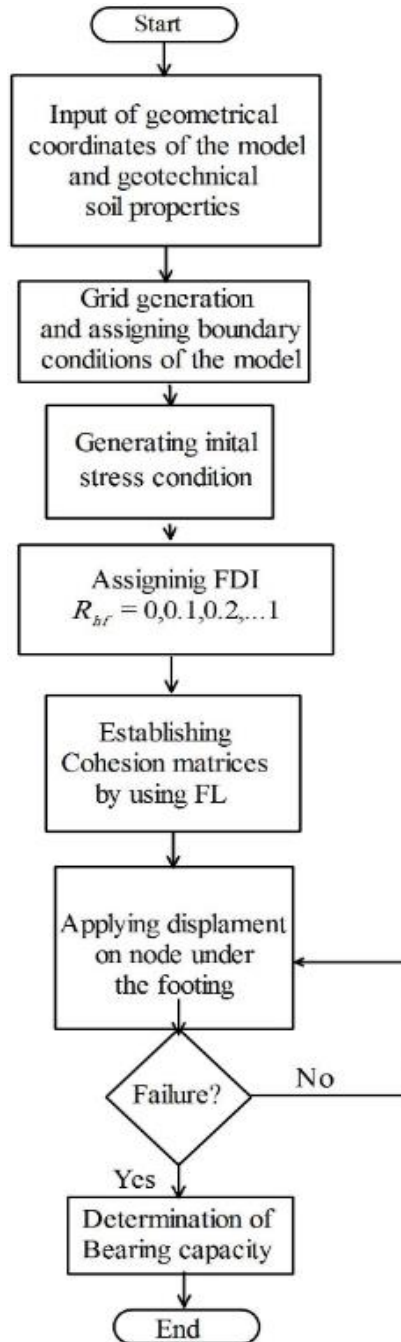


Fig. 1. Flowchart of numerical modeling

Table 1. Parameters and their numerical values for analyses

Parameter	Values
$R_c$	2, 3, ..., 10
$H_1/B$	0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.75, 1, 1.5, 2, 2.5
$R_{hf}$	0, 0.1, ..., 1

The results are presented by the  $R_{qf}$  ratio which is:

$$R_{qf}(\%) = \frac{N_c(R_{hf}) - N_c(R_{hf} = 0)}{N_c(R_{hf} = 0)} \times 100 \quad (9)$$

In this equation,  $N_c(R_{hf})$  is the cohesion factor ( $N_c$ ) in Terzaghi bearing capacity equation (Bowles, 1988) by applying the fuzzy depth between layers and with  $R_{hf}$  for FDI.  $N_c(R_{hf} = 0)$  is obtained when there is not any fuzzy depth between layers. This case is like the classical bearing capacity analysis, assuming a hypothetical boundary between layers (i.e.  $N_c(R_{hf} = 0) = N_c$ ).  $R_{qf}$  is an indication of variation of  $N_c(R_{hf})$  with respect to  $N_c$  by assuming deterministic boundary conditions (i.e.  $N_c(R_{hf} = 0)$ ). Indeed,  $R_{qf}$  indicates the effect of fuzzy depth on the bearing capacity with respect to classical analyses (with hypothetical boundary between layers) for the footing located on two-layered clayey soil.

#### 4. Conclusions

In this study, the bearing capacity of footings on two-layered clayey soils was investigated by applying fuzzy boundary between the layers. Finite difference method was used for numerical calculation of the bearing capacity. The fuzziness in boundary of layers is accounted by using fuzzy logic. The following conclusions can be drawn from the numerical analyses:

1. In the case of Strong-over-Weak clay and for  $\frac{H_1}{B} < 1$ , the  $R_{qf}$  values are positive for all curves and  $R_{qf}$  have an increasing trend by  $R_{hf}$ . For  $\frac{H_1}{B} \geq 1$ , the  $R_{qf}$  takes negative values for low  $R_c$  ratios and this trend is amplified by increasing the  $\frac{H_1}{B}$  ratio.
2. In Strong-over-Weak clay, by increasing the  $R_c$  ratio,  $R_{hf}$  has higher effect on  $R_{qf}$  values.
3. Maximum and minimum values of  $R_{qf}$  for the case of Strong-over-Weak clay are approximately 10% and -10%. Maximum value occurs in  $\frac{H_1}{B} = 0.75$ ,  $R_c = 10$  and  $R_{hf} = 1$  and minimum value occurs in  $\frac{H_1}{B} = 2$ ,  $R_c = 10$  and  $R_{hf} = 1$ .
4. Generally, for the case of Strong-over-Weak clay, effect of fuzziness in layer boundaries for footing, and  $\frac{H_1}{B} < 1$ , the classical design studies yield more economical results and for  $\frac{H_1}{B} \geq 1$  the design of footings is safer.
5. For the case of Weak-over-Strong clay,  $R_{qf}$  values are all positive and have an ascending trend by increasing  $R_{hf}$  values.
6. For the case of Weak-over-Strong clay, by decreasing  $R_c$  values, effect of  $R_{hf}$  values on  $R_{qf}$  increases and by increasing  $\frac{H_1}{B}$  ratio, effect of  $R_{hf}$  on  $R_{qf}$  decreases.
7. Maximum value of  $R_{qf}$  is 200% for the case of Weak-over-Strong clay. This value indicates that in this case, by considering the effect of fuzziness in layer boundaries, the classical results can be increased as large as three times. This results to a very economical design, relative to the classical design.
8. Generally, for Weak-over-Strong clay, by regarding the effect of fuzziness in layer boundaries, the classical design studies yield results that are more economical.

#### 5. References

- Bandini P, Pham H, "Bearing Capacity of Embedded Strip Footings in Two-Layered Clay Soils", Geo-Frontiers American Society of Civil Engineers, 2011.
- Bowles JE, "Foundation analysis and design", McGraw-Hill, 1988.
- Merifield RS, Sloan SW, YU, HS, "Rigorous plasticity solutions for the bearing capacity of two-layered clays, Géotechnique, 1999, 49, 471-490.
- Meyerhof GG, Hanna AM, "Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load", Canadian Geotechnical Journal/ Revue Canadienne de Géotechnique, 1978.
- Michalowski RL, "Collapse loads over two-layer clay foundation soils", Soils and Foundations, 2002, 42, 1-7.
- Zhu M, "Bearing capacity of strip footings on two-layer clay soil by finite element method", ABAQUS Users Conference, 2004, Boston, 777-787.